



Universidad Nacional Mayor de San Marcos

Universidad del Perú. Decana de América

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica

Escuela Profesional de Ingeniería de Minas

Desarrollo de herramientas de diseño para la estabilidad de excavaciones en mina Orcopampa

TESIS

Para optar el Título Profesional de Ingeniero de Minas

AUTOR

Lincol Javier JIMENEZ BALBOA

ASESOR

Mg. Victor Abel TOLENTINO YPARRAGUIRRE

Lima, Perú

2021



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

Jiménez, L. (2021). *Desarrollo de herramientas de diseño para la estabilidad de excavaciones en mina Orcopampa*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica, Escuela Profesional de Ingeniería de Minas]. Repositorio institucional Cybertesis UNMSM.

Metadatos complementarios

Datos de autor	
Nombres y apellidos	Lincol Javier Jimenez Balboa
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	46060061
URL de ORCID	https://orcid.org/0000-0002-7617-5494
Datos de asesor	
Nombres y apellidos	Víctor Abel Tolentino Yparraguirre
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	06656686
URL de ORCID	https://orcid.org/0000-0003-4401-8846
Datos del jurado	
Presidente del jurado	
Nombres y apellidos	Jorge Enrique Soto Yen
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	03493146
Miembro del jurado 1	
Nombres y apellidos	Néstor David Córdova Rojas
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	07200247
Miembro del jurado 2	
Nombres y apellidos	William Gilberto Escudero Simon
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	04051131
Miembro del jurado 3	
Nombres y apellidos	Jorge Enrique Soto Yen
Tipo de documento	DNI

Número de documento de identidad	03493146
Datos de investigación	
Línea de investigación	C.0.1.12. Geomecánica C.0.4.29. Diseño de Minas C.0.6.6. Ingeniería de Sostenimiento de Minas
Grupo de investigación	No aplica
Agencia de financiamiento	Sin financiamiento
Ubicación geográfica de la investigación	Orcopampa-Castilla- Arequipa-Perú Latitud: -15.258796 Longitud: -72.374714
Año o rango de años en que se realizó la investigación	2018-2019
URL de disciplinas OCDE	Minería, Procesamiento de minerales https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.07.05 Geociencias, Multidisciplinar https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#1.05.01



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS
(Universidad del Perú - Decana de América)
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINERA, METALÚRGICA Y GEOGRÁFICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS
Av. Colonial cdra. 53 – Ciudad Universitaria
Central Telefónica: 619-7000 anexos: 1110 - 1111
Lima 1 – Perú

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO DE MINAS**

Vídeo conferencia Google Meet de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, el viernes 30 de abril del 2021, siendo las 18:25 horas, en presencia de los Señores Docentes designados como Miembros del Jurado.

<i>Dr. JORGE ENRIQUE SOTO YEN</i>	<i>Presidente</i>
<i>Mg. NÉSTOR DAVID CÓRDOVA ROJAS</i>	<i>Miembro</i>
<i>Mg. WILLIAM GILBERTO ESCUDERO SIMON</i>	<i>Miembro</i>

Reunidos para el Acto Académico Público de la Sustentación de la TESIS de **Don LINCOL JAVIER JIMENEZ BALBOA** Bachiller en Ingeniería de Minas, quien sustentó la Tesis Titulada: “**DESARROLLO DE HERRAMIENTAS DE DISEÑO PARA LA ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES EN MINA ORCOPAMPA**”, para la obtención del Título Profesional de Ingeniero de Minas.

Los miembros del Jurado Calificador, escuchada la sustentación respectiva, plantearon al graduando las observaciones pertinentes, que fueron absueltas a:

Aprobado, Sobresaliente

El Jurado procedió a la calificación, cuyo resultado fue la nota de:

17 (Diecisiete)

Habiendo sido aprobada la Sustentación de la Tesis por el Jurado Calificador, el Miembro Presidente del Jurado, recomienda que la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica, otorgue el **TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO DE MINAS**, a **Don LINCOL JAVIER JIMENEZ BALBOA**.

Siendo las 19:28 horas, se dio por concluido el acto académico, expidiéndose cinco (05) Actas Originales de la Sustentación de Tesis.

Ciudad Universitaria, 30 de abril del 2021



Dr. JORGE ENRIQUE SOTO YEN
MIEMBRO PRESIDENTE


Mg. NÉSTOR DAVID CÓRDOVA ROJAS
MIEMBRO


Mg. WILLIAM GILBERTO ESCUDERO SIMON
MIEMBRO



Dr. JORGE ENRIQUE SOTO YEN
DIRECTOR
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS

RECOMENDACIONES



Datos de la plataforma virtual institucional del acto de sustentación:

ID: <https://meet.google.com/zmb-jfdy-dxc>

Grabación archivada en: https://drive.google.com/file/d/1z6huHTWzq5wtXrxERWrchNf_NVJnhKt4/view

NOTA OBTENIDA: *17 (Diecisiete)*

PÚBLICO ASISTENTE: (Nombre, apellido y DNI)

- Brayan Josué Sullca Pinares DNI: 72689408
- Juan Humberto Sanchez Michue DNI: 72968496
- Ebert Vargas Mallco DNI: 47407702

RESUMEN

Las excavaciones mineras subterráneas, en este caso citare a la mediana minería, para el cumplimiento de los objetivos corporativos de producción de metales finos requiere de una sinergia de todas las áreas comprometidas con el objetivo principal de producción estipulado en los planes de minado. Para este fin, resulta indispensable que el área de operaciones mina, planeamiento mina, ventilación, geomecánica, planta concentradora y medio ambiente realicen sus labores bajo un alto estándar de seguridad, en cuanto al sostenimiento de las excavaciones se debe realizar garantizando la estabilidad de las excavaciones.

Es así que el diseño de sostenimiento en minería subterránea representa un cuello de botella operacional, frente a la incertidumbre adscrita por los esfuerzos inducidos y el comportamiento geomecánico del macizo rocoso. A pesar de que en la literatura existen metodologías, teóricas y analíticas, que recomiendan procedimientos de diseño para fases de minado, ya sea prefactibilidad como factibilidad operativa, carecemos de un método extendido porque cada caso conmina de un análisis focalizado de los factores de mayor incidencia en la estabilidad.

El objetivo de esta tesis, es formular una herramienta de diseño para el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas, en etapas de diseño y cumplimiento operativo. A tal efecto, se evaluará exhaustivamente los métodos más característicos y concertados dentro del sector, estableciendo sus principales ventajas y desventajas. A continuación, se plantea el uso de herramientas empíricas y de modelamiento numérico adoptado en el análisis de estabilidad.

Mediante la aplicación del software de elementos finitos en dos dimensiones Phase². Se fundaron 100 casos representados mediante una galería estándar, cuyos factores geomecánicos de entrada disciernen tanto la profundidad (desde 250 hasta 750 m), relación de esfuerzos horizontales y verticales (el valor de K entre 1.5-2), calidad del macizo rocoso (mala y regular expresada en RMR), resistencia a la compresión uniaxial (desde 50 a 150 MPa) y tipos de pernos (adherencia y fricción).

Finalmente, a modo de recomendación para trabajos futuros se recomienda el empleo de data histórica para su respectivo análisis, además de incorporar KPIs operativos que incluyan data del comportamiento del macizo rocoso, servicios mina, ventilación y planeamiento de minado.

ABSTRACT

Underground mining excavations, in this case I will mention medium-sized mining, for the fulfillment of the corporate objectives of fine metal production requires a synergy of all the areas committed to the main production objective stipulated in the mining plans. For this purpose, it is essential that the area of mine operations, mine planning, ventilation, geomechanics, concentrator plant and environment perform their work under a high standard of safety, in terms of sustaining the excavations, it must be carried out guaranteeing the stability of the excavations.

In this way the design of support in underground mining is a operational bottleneck, 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 objective of this thesis is to develop a design tool for the stability analysis of underground excavations, in the design and operational compliance stages. 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 tools is proposed and numerical modeling adopted in the stability analysis.

Through the use of finite element software in two dimensions Phase² developed by Rocscience. 100 cases represented by a standard gallery were built, whose geomechanical input data varied in depth (from 250- 750 m), ratio of horizontal and vertical stresses (the value of K between 1.5-2), rock quality (poor, fair and good expressed in RMR), uniaxial compressive strength (from 50 to 150 MPa) and types of bolts (Split set and Swellex).

Finally, as a recommendation for future work, the use of historical data is recommended for its respective analysis, in addition to incorporating operational KPIs that include data on the behavior of the rock mass, mine services, ventilation and mining planning.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecerle a mi familia por su amor incondicional, sin ellos hubiese sido imposible. Gracias a mis padres Octavio y Terci porque simplemente no puedo ser más afortunado al tenerlos. A Juan Sánchez Michue por ser un gran amigo. A Alexander Rivera Retamozo, Keven Oscoco Cárdenas y a Brayan Sullca Pinares por su constante apoyo. Les agradezco profundamente su apoyo en esta etapa de mi vida, pues siempre estuvieron acompañándome día a día con sus palabras de aliento.

A mi profesor guía, Victor Tolentino por todo el tiempo dedicado en la revisión del presente trabajo.

Un agradecimiento en especial al M.Sc. David Córdova Rojas por sus enseñanzas en mi etapa universitaria y laboral, además quisiera expresarle un especial reconocimiento por inculcarme la constante búsqueda de la excelencia profesional.

Un agradecimiento al Dr. Jorge Soto Yen y al M.Sc. William Escudero Simón por sus recomendaciones y observaciones en la presente tesis, puesto las mismas conllevaron a la culminación de un buen trabajo.

A todas las personas que conocí en la universidad y a las que formaron parte de mi vida profesional, por todos los momentos que compartimos y su valiosa compañía.

En especial agradezco al Ing. Jorge Nakagawa Yep y al Ing. Jorge Silva Sotelo por compartirme sus infinitos consejos, dedicación en escucharme, sus reflexiones y constante apoyo.

DESARROLLO DE HERRAMIENTAS DE DISEÑO PARA LA ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES EN MINA ORCOPAMPA

TABLA DE CONTENIDO

Resumen
Abstract

CAPÍTULO I

1.0	Desarrollo de herramientas de diseño	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivos	2
1.2.1	Objetivos Generales	2
1.2.2	Objetivos Específicos	2
1.3	Alcances	3
1.4	Contenido de la tesis	4

CAPÍTULO II

2.0	Revisión bibliográfica	5
2.1	Geología	5
2.2	Geomecánica	8
2.2.1	Sistemas de fallas principales	8
2.2.2	Sistemas de vetas principales	8
2.2.3	Caracterización de la masa rocosa	11
2.2.4	Clasificación de la masa rocosa	15
2.2.5	Estado de esfuerzos	25
2.2.6	Excavaciones	28
2.3	Elementos de estabilización para roca	45
2.3.1	Pernos	46
2.3.2	Shotcrete	51
2.4	Interacción entre elementos de estabilización y macizo rocoso	52
2.4.1	Método de convergencia al confinamiento	52
2.4.2	Diseño de soporte basado en el índice de calidad geológica	55
2.5	Métodos de diseños empíricos	56
2.5.1	Gráfico de luz crítica	56

2.5.2	Guías de diseño basadas en Q de Barton	58
2.6	Métodos numéricos	61
2.6.1	Elementos finitos	61

CAPÍTULO III

3.0	Metodología	63
3.1	Introducción	63
3.2	Definición de casos	63
3.3	Selección de elementos de estabilización	66
3.3.1	Shotcrete	66
3.3.2	Pernos	68
3.4	Consideraciones básicas del modelo numérico	69
3.4.1	Pernos	70
3.4.2	Shotcrete	73
3.5	Criterio de estabilidad	75
3.5.1	Generalidades	75
3.5.2	Desarrollo	75
3.5.3	Caso de aplicación	81

CAPÍTULO IV

4.0	Discusión de resultados	83
4.1	Introducción	83
4.2	Análisis de guías del método empírico de Barton	83
4.3	Aplicación de Bench & Fill en mina Orcopampa	86
4.3.1	Línea base	87
4.3.2	Elaboración del Plan General	87
4.3.3	Parámetros de diseño del método de explotación	88
4.3.4	Diseño de la infraestructura B&F	88
4.3.5	Modelo de bloques	89
4.3.6	Control geológico	90
4.3.7	Caracterización geomecánica	91
4.3.8	Diseño de malla	91
4.3.9	Marcado de taladros	92
4.3.10	Desviación de taladros	92

4.3.11	Detalle de carguío y voladura SLOT	93
4.3.12	Secuencia de minado	94
4.3.13	Conciliación del block	96
4.3.14	Evaluación de costos del B&F	97
4.3.15	Análisis FODA – B&F	98
4.3.16	Productividad en tajos	98
4.3.17	Costos por método	99
4.4	Caso técnico modelamiento numérico TJ 910 Nv.3540	100
4.5	Control operativo de taladros largos	105
4.6	Evaluación técnico económica incorporando los FC propuestos	112

CAPÍTULO V

5.0	Conclusiones	115
-----	--------------	-----

CAPÍTULO VI

6.0	Recomendaciones	117
-----	-----------------	-----

CAPÍTULO VII

7.0	Referencias bibliográficas	119
-----	----------------------------	-----

CAPÍTULO VIII

8.0	Anexos	122
-----	--------	-----

RELACIÓN DE FIGURAS

- Figura 1 Plano Geológico de Mina Chipmo (Villón,2011)
- Figura 2 Columna Estratigráfica del Yacimiento Chipmo
- Figura 3 Diagrama estereográfico de contornos (Vetas y Fallas)
- Figura 4 Diagrama estereográfico de familias principales del compósito (Vetas y Fallas)
- Figura 5 Diagrama de roseta del compósito (Vetas y Fallas)
- Figura 6 Formato de Mapeo Geomecánico
- Figura 7 Diagrama estereográfico de contornos (discontinuidades) de Lucia
- Figura 8 Diagrama estereográfico de familias principales (discontinuidades) de Lucia
- Figura 9 Diagrama de roseta (discontinuidades) de Lucia
- Figura 10 Histograma de espaciamiento
- Figura 11 Histograma de apertura
- Figura 12 Histograma de persistencia
- Figura 13 Histograma de alteración
- Figura 14 Histograma de relleno
- Figura 15 Histograma de rugosidad
- Figura 16 Fluctuación de la relación entre el esfuerzo horizontal medio y el esfuerzo vertical con respecto a la profundidad
- Figura 17 Esfuerzos de Estado Tectónico (Las flechas indican la dirección de convergencia de las placas)
- Figura 18 Medición de esfuerzos
- Figura 19 Medición de esfuerzos
- Figura 20 Diagrama de Sostenimiento según tipo de Roca (Q de Barton)
- Figura 21 Tiempo de autosostenimiento por horas
- Figura 22 TABLA GEOMECANICA – V9 / 2018
- Figura 23 Cuadro para hallar el valor "A"
- Figura 24 Cuadro para hallar el valor "B"
- Figura 25 Buzamiento
- Figura 26 Modos de falla
- Figura 27 Cuadro para hallar el factor C para el caso de fallas por gravedad y relajamiento
- Figura 28 Cuadro para hallar el factor "C" en el caso de fallas por deslizamiento
- Figura 29 Gráficos de zonas estables según el Número de Estabilidad (N') y el Radio Hidráulico

- Figura 30 Zona de taladros largos Veta Pucara
- Figura 31 Esquema de elementos de sostenimiento (Vallejos, 2012)
- Figura 32 Clasificación de pernos (Vallejos, 2012)
- Figura 33 Comportamiento ideal para pernos de roca (Li, 2010)
- Figura 34 Esquema de perno de anclaje mecánico, modificado de por Stillborg, 1993
- Figura 35 Esquema de perno Split Set, modificado por Stillborg, 1993
- Figura 36 Esquema de perno Swellex, modificado por Hoek et al, 1995
- Figura 37 Esquema de perno adherido con cemento, modificado por Stillborg, 1993
- Figura 38 Esquema perno adherido con resina, modificado por Hoek et al, 1995
- Figura 39 Equipos empleados en el lanzado de shotcrete, Aliva y Robot Shotcretero respectivamente
- Figura 40 Curva de reacción en terreno según método convergencia- confinamiento (Rocscience, 2009)
- Figura 41 Curva característica del soporte según método convergencia - confinamiento (Rocscience, 2009)
- Figura 42 Desplazamiento radial alrededor de un túnel según método convergencia confinamiento. (Rocscience, 2009)
- Figura 43 Patrón de pernos (transversal y longitudinal) para un túnel circular (Osgoui and Ünal, 2009)
- Figura 44 Definición gráfica de span, modificado por Ouchi, 2008
- Figura 45 Esquema de luz crítica con categorías de soporte (Ouchi, 2008)
- Figura 46 Guía para el sostenimiento de excavaciones permanentes (Según Grimstad y Barton, 1993)
- Figura 47 Aspectos básicos en el análisis mediante elementos finitos
- Figura 48 Esquema general de metodología propuesta
- Figura 49 Casos y aspectos a simular durante el trabajo
- Figura 50 Geometría estándar para simulaciones
- Figura 51 Diagrama de sets de simulaciones
- Figura 52 Zonas de requerimiento de refuerzo de shotcrete
- Figura 53 Zonas de requerimiento de soporte de pernos
- Figura 54 Esquema de aspectos de entrada al modelo numérico
- Figura 55 Representación gráfica de un patrón de pernos
- Figura 56 Curvas de carga- deformación para diferentes tipos de perno (Stillborg, 1993)
- Figura 57 Representación gráfica de shotcrete en Phase²
- Figura 58 Resistencia a la compresión uniaxial y Modulo de Young usados para determinar propiedades de shotcrete, modificado de (Hyett et al., 1992)

- Figura 59 Representación de elementos en falla para material, shotcrete y pernos.
- Figura 60 Contorno de falla en una galería a diferentes factores de reducción
- Figura 61 Relación entre el espesor de falla alrededor de una excavación y el aumento en el factor de reducción
- Figura 62 Definición gráfica de zona crítica de análisis para shotcrete
- Figura 63 Carga axial a lo largo del perno de mayor solicitancia a diferentes factores de reducción
- Figura 64 Selección de factor de seguridad de acuerdo a criterio de Estabilidad
- Figura 65 Daños en capa de shotcrete de galería debido a agrietamiento. (Baridelli and Villalobos, 2014)
- Figura 66 Estimación del parámetro SRF respecto a esfuerzos in-situ
- Figura 67 Efecto de la profundidad en la zona plástica
- Figura 68 Efecto de la profundidad en el esfuerzo principal mayor y el sistema de soporte
- Figura 69 Efecto de la profundidad en el desplazamiento total del material
- Figura 70 Relación de desplazamiento en la corona de una excavación a diferentes profundidades
- Figura 71 Zona de evaluación TJ 910 Veta Pucara
- Figura 72 Escenario 1 Durante la preparación
- Figura 73 Escenario 2 Durante la explotación
- Figura 74 Escenario 3 Durante la explotación
- Figura 75 Escenario 4 Durante la explotación
- Figura 76 Escenario 5 Durante la explotación

RELACIÓN DE TABLAS

Tabla 1	Discontinuidades Estructurales (Vetas y Fallas de Planos Geológicos)
Tabla 2	Litología por zonas y niveles
Tabla 3	Distribución de discontinuidades por zonas
Tabla 4	Criterio para la clasificación de la masa rocosa
Tabla 5	Clasificación del macizo rocoso por estructura
Tabla 6	Resultados de los ensayos de compresión uniaxial
Tabla 7	Resultados de los ensayos de carga puntual
Tabla 8	Resultados de los ensayos de compresión triaxial
Tabla 9	Resultados de los ensayos de resistencia a la tracción
Tabla 10	Resultados de los ensayos de propiedades físicas
Tabla 11	Resultados de los ensayos de corte directo en discontinuidades
Tabla 12	Resistencia del macizo rocoso
Tabla 13	Dimensiones de labores de exploración y desarrollo
Tabla 14	Dimensiones de labores de preparación y producción
Tabla 15	Tiempo de autosostenimiento por tipo de roca
Tabla 16	Aberturas máximas para labores permanentes
Tabla 17	Programa de producción 2019
Tabla 18	Estimación de dimensiones de tajos
Tabla 19	Clasificación de macizo rocoso según Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)
Tabla 20	Parámetros críticos evaluados en las simulaciones
Tabla 21	Parámetros elásticos del modelo numérico
Tabla 22	Parámetros usados en criterio generalizado de Hoek- Brown
Tabla 23	Parámetros de elasticidad y resistencia para shotcrete reforzado
Tabla 24	Resumen falla en elementos de refuerzo y factores de seguridad
Tabla 25	Input del modelo para caso ejemplo
Tabla 26	Parámetros de perforación
Tabla 27	Perforación de Taladros Largos
Tabla 28	Análisis detallado de la perforación de Taladros Largos
Tabla 29	Costos de la voladura
Tabla 30	Resultados de la voladura
Tabla 31	Reporte gerencia Taladros Largos
Tabla 32	Reporte de valorización de Taladros Largos
Tabla 33	Reporte de valorización semanal de Taladros Largos SLOT
Tabla 34	Reporte de Mejora Continua

- Tabla 35 Ratio de preparación de Taladros Largos
- Tabla 36 Evaluación económica sin considerar el FC operativo propuesto en la tesis
- Tabla 37 Evaluación económica incorporando el FC operativo propuesto de 0.88
- Tabla 38 Evaluación económica incorporando el FC operativo propuesto de 0.92

RELACIÓN DE LÁMINAS

Lámina 1	Zoneamiento geomecánico Nv. 3340
Lámina 2	Zoneamiento geomecánico Nv. 3390
Lámina 3	Zoneamiento geomecánico Nv. 3440
Lámina 4	Zoneamiento geomecánico Nv. 3490
Lámina 5	Zoneamiento geomecánico Nv. 3540
Lámina 6	Zoneamiento geomecánico Nv. 3590
Lámina 7	Zoneamiento geomecánico Nv. 3690
Lámina 8	Zoneamiento geomecánico Nv. 3780-3690

CAPÍTULO I

1.0 DESARROLLO DE HERRAMIENTAS DE DISEÑO

1.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de los desafíos más importantes que enfrenta la industria minera en la actualidad, se destaca la importancia de la seguridad como un pilar importante en el desarrollo de la operación minera, factor relevante en la productividad, además de los servicios mina, infraestructura minera y equipos. Haciendo necesario establecer metodologías que permitan optimizar aspectos de diseño y estabilidad en excavaciones subterráneas.

En la actualidad, el diseño de sistemas de estabilización para macizos rocosos, se realiza empleando herramientas de software relevantes dentro de la industria minera. La mayoría de ellas da cuenta de la estabilidad esperada, a partir de condiciones geométricas, profundidad y de la calidad del macizo rocoso. En general estos métodos empíricos, se basan en casos históricos de diversas minas bajo diferentes condiciones de esfuerzos, diferentes profundidades y diferentes parámetros geomecánicos, que no reflejan las condiciones de la mina en operación.

En este escenario, el modelamiento numérico se presenta como una herramienta que busca establecer una mejor representación y estimación en la viabilidad de un proyecto en la operación, 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 indicadores operativos en el análisis de excavaciones subterráneas.

El ajuste de este método permitirá evaluar la viabilidad que aportan planes de estabilización (pernos, mallas y shotcrete) a la estabilidad de excavaciones. Considerando que generalmente, estas excavaciones son aquellas que requieren mayores condiciones de seguridad y necesitan garantizar la continua operación y cumplimiento de producción estimados.

Se considera plantear una sinergia en cuanto al diseño de minado brindado por parte del área de Planeamiento Mina y un control mediante KPIs operativos sujetos a la evaluación del área de Operaciones Mina y Geomecánica.

El presente trabajo representa una evaluación de factores operativos que repercuten en la producción, análisis de data de ventilación, geomecánica y servicios mina.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Generales

Desarrollar e implementar un instrumento de formulación para la evaluación de estabilidad de excavaciones subterráneas con el fin de darle viabilidad a los planes de minado, mediante la aplicación de indicadores operativos, 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.
- Evaluar la implementación de índices operativos (Factores de Corrección) en el planeamiento de minado, ello en relación al análisis de data de geomecánica, ventilación y servicios mina, los mismos que modelados impactan de manera positiva en la incertidumbre y modificación de los planes de minado.
- Evaluar la implementación de una herramienta actualizada para el diseño de excavaciones subterráneas utilizando la viabilidad económica del soporte de las excavaciones subterráneas y restricciones operativas ello sumado a la evaluación mediante métodos numéricos de parte del area de Geomecánica.
- Identificar la sensibilidad de los principales parámetros de diseño y de los factores de seguridad obtenidos a partir de cada método empírico o modelo numérico.

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 metodología de evaluación para el diseño de sistemas de estabilización del macizo (consideraciones descriptivas y cualitativas), que integra herramientas empíricas y de modelación numérica (ingeniería conceptual y factibilidad de las operaciones).

Si bien este trabajo pretende otorgar una metodología de evaluación para etapas de ingeniería de producción, 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 centro de trabajo de la tesis es una mina con dos métodos de explotación Corte & Relleno Ascendente y Sublevel Stopping Se considera una excavación subterránea estándar, basada en dimensiones típicas de una galería de producción. Por lo tanto, el análisis está definido por una geometría constante a lo largo de las simulaciones propuestas.
- Como suele plantearse en los distintos planes de producción se dan alcances en cuanto a desarrollo y preparación , además de los costos implicados en las diversas áreas implicadas en mina, mas no se suele cuantificar el riesgo y la incertidumbre de no cumplirse los metrajes de avances que facilitarían el alcance de los objetivos de producción planteados , por ello planteó una reflexión y metodología de evaluación del planeamiento de minado, al ser el planteamiento bastante extenso en la presente tesis quise empezar el análisis que conllevará a un análisis integral del Plan de Minado.

1.4 CONTENIDO 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.

Capítulo 3. Metodología. Definición de los casos a simular y los datos de los parámetros geomecánicos al modelo numérico del macizo rocoso y elementos de sostenimiento, justificando el uso de cada uno de los parámetros involucrados.

Capítulo 4. Discusión de Resultados. Identifica las principales limitaciones de los métodos empíricos y los inconvenientes encontrados en el desarrollo de los modelos numéricos.

Capítulo 5. Conclusiones. Conclusiones finales del trabajo de tesis.

Capítulo 6. Recomendaciones. Recomendaciones para desarrollo de próximas tesis de maestría y doctorado.

Capítulo 7. Referencias Bibliográficas.

Anexos. Tablas de los resultados de las simulaciones, así como planos de zoneamiento geomecánico de la mina.

CAPÍTULO II

2.0 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 GEOLOGÍA

2.1.1 Resumen geológico

Las características litológicas elementales de la masa rocosa involucrada con las estructuras mineralizadas en el área del proyecto, indican que las estructuras son vetas fallas que están ubicadas dentro de una roca volcánica. Las estructuras Lucías se hallan dentro de dacita principalmente, riodacita y andesita en menor porcentaje. Para el caso de la veta Prometida R1 la litología que predomina es riodacita seguida de dacita. La veta Nazareno se halla dentro de roca andesita y un pequeño porcentaje en roca dacita.

2.1.2 Geología Regional

2.1.2.1 Geomorfología

La geomorfología regional exhibe un relieve congruo abrupto, desde su confín occidental fracción terminal de la planicie del litoral, hasta la vecindad de la divisoria continental límite oriental del área, dentro de estos límites las cotas oscilan entre 800 y 5,300 msnm. En la región se han diferido cinco unidades geomorfológicas: Frente Occidental de los Andes, Cañón de Majes-Colca, Zona de Volcanes del Barroso, Lomas y Altas Cumbres, Cubeta y Volcanes Andagua. (Caldas, 1993)

Localmente el yacimiento de Chipmo se encuentra al lado Oeste del valle del río Chilcaymarca, por lo que se presentan varias terrazas fluviales. En los valles de los ríos de Orcopampa y Chilcaymarca es notoria la prominencia de volcanes de cenizas de forma cónica y con derrames lávicos a su entorno.

Los cerros exponen drenajes dendríticos, por el cual circula el agua de las lluvias y llegan a los ríos. En lo alto de los cerros residen morrenas como señales de erosión glacial, así como de escarpas originadas por desplazamiento de fallas. En la región son perceptibles crestones que en su conjunto se asocian con estructuras silicificadas que en oquedades podrían prosperar como vetas.

2.1.2.2 Estratigrafía

En la superficie abarcada en el cuadrángulo de Orcopampa se enuncian unidades litológicas sedimentarias e ígneas con una línea de tiempo que diverge desde el Jurásico hasta el Cuaternario incipiente. Las formaciones Jurásicas y Cretácicas en general son de entornos marinos, la más antigua es el Grupo Yura.

Depósitos Aluviales y Coluviales (Cuaternario)

Limos sueltos, arenas y depósitos lacustres, implicando sedimentos aluviales, cauce de ríos, llanuras de inundación, terrazas y depósitos lacustres.

2.1.3 Geología Local

El yacimiento Chipmo se ubica asentado en rocas de configuración dacítica y andesítica concernientes a rocas volcánicas del Terciario fundamentalmente asociados al Volcánico Sarpane (19 Ma), espacialmente recaerían al grupo Tacaza en esta zona Sur del Perú. En la zona de Chipmo se han indicado las siguientes unidades litoestratigráficas:

Volcánicos Santa Rosa (Mioceno Inferior)

A nivel local aflora al Este del yacimiento, conformado por flujos de lavas intercalados con lentes de lahares y flujos de brechas de composición andesítica-piroxénica.

Toba Manto (Mioceno Inferior)

Surge al Norte del yacimiento de Chipmo, es una roca de composición riolítica de textura toba de cristales, exhibiendo fiames alargados. Tiene un color morado característico.

Volcánicos Sarpane (Mioceno Inferior)

Recaen en un recinto de domos, flujos de lavas, toba de cristales, brechas y diques de composición andesítica a dacítica de color gris oscuro a gris purpura. Cuenta como mineral accesorio a la pirita que puede diferir como diseminación de 1% hasta 20%. Hay ocasiones donde la pirita fina sustituye ligeramente a la matriz de la roca estableciendo pseudobrechas.

Tobas Chipmo (Mioceno Medio)

Consta de una ignimbrita de composición riolítica que contiene abundantes fenocristales de cuarzo, sanidina, plagioclasa, micas de biotita y óxidos de Fe y Ti. Sobrepone a los Volcánicos Sarpane cubriendo gran parte del Norte del yacimiento Chipmo.

Volcánicos Andagua (Plioceno a Cuaternario)

Emplazado al Este del yacimiento de Chipmo, concretamente en el volcán Mauras, es una roca compuesta por una matriz andesítica y andesitas basálticas, constituyendo flujos de lavas y conos de escoria.

El sector noroeste, valle de Sora presenta mesetas volcánicas extensas, algunos centros volcánicos, lomadas. En la zona sur resalta un gran depósito de aluvión antiguo, sobre el cual se asienta el poblado de Ayo y una amplia planicie.

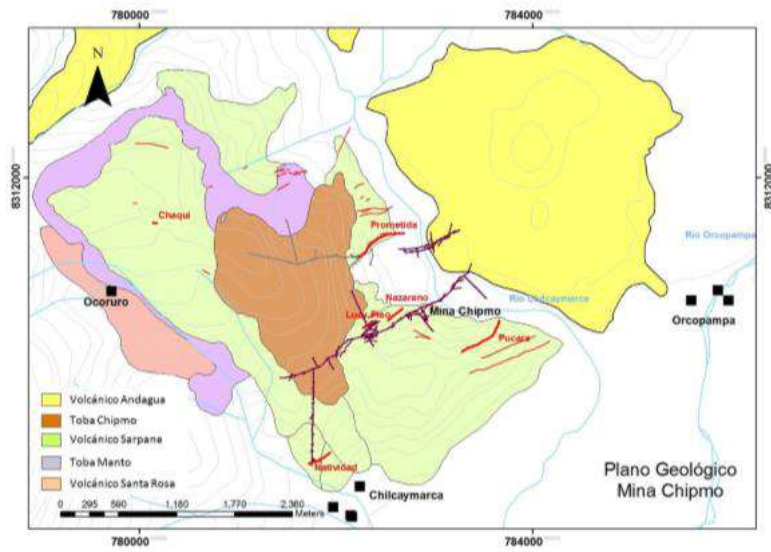


Figura 1: Plano geológico de Mina Chipmo (Villón, 2011)

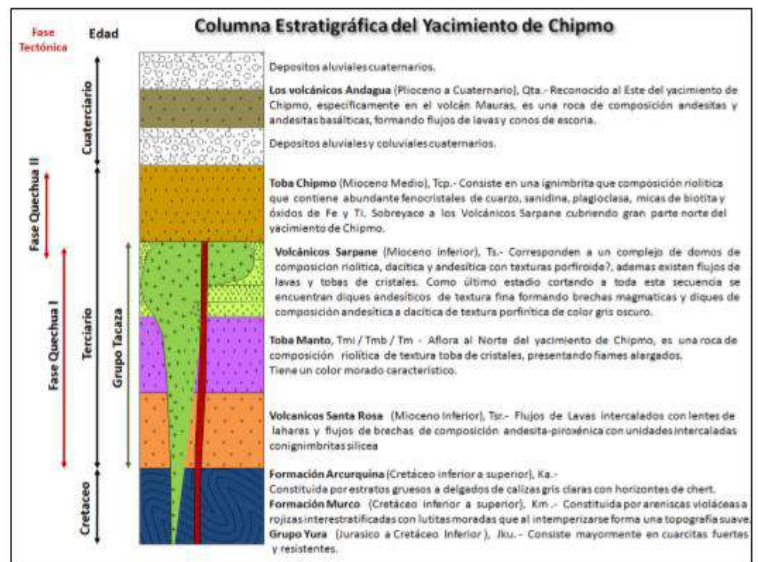


Figura 2: Columna Estratigráfica del Yacimiento Chipmo

2.2 GEOMECAÁNICA

2.2.1 Sistema de fallas principales

2.2.1.1 Falla Julissa

La Falla Julissa es una estructura de rumbo N55°E y buzamiento 80°SE. Desplaza dextralmente al dique andesítico hornbléndico. Su geometría es dextral-normal. Las tensionales al piso de esta falla son las vetas del sistema Prometida y las tensionales al techo son las del sistema de la veta Nazareno, Lucy Piso, Prosperidad, Ramal 411. En interior mina, tiene una extensión reconocida de 3.1 km. En superficie, la traza de la Falla Julissa está ubicada en una quebrada al oeste de la veta Nazareno-Lucy Piso.

En interior mina, en el área de Prometida, la Falla Julissa tiene un buen desarrollo estructural. En el Nivel 3170, presenta un rumbo de N60°E y buzamiento 80°SE. Tiene una potencia de 4.40 m de ancho y presenta panizo y roca molida. Algunas venillas de anhidrita y sílice gris. Cajas argilizadas. En el Nivel 3110, presenta un rumbo de N60°E y 80° de buzamiento al SE. Tiene una potencia de 2.50 m y presenta panizo, bandas de anhidrita en cajas argilizadas.

2.2.2 Sistema de vetas principales

2.2.2.1 Sistema de vetas Prometida

Ubicadas al piso de la Falla Julissa. La principal veta es Prometida de rumbo N60°E y buzamiento 75°- 80°SE. Es del sistema dextral, está cerrada y forma estructuras tensionales entre ella y la Falla Julissa. Las estructuras tensionales son las vetas Prometida R-1, Prometida R-2, Prometida R-3, Melissa, Keyla, Angie, Jimena, Lía, Valeria, Lucía, Fanny, Rubí, Esperanza Ramal Norte, Mónica, Ramal 1 Ramal, Almendra y Yamila. Buzan tanto al N como al S. Estas vetas tienen por lo general rumbos N50°80°E y alto buzamiento tanto al SE como al NW. Esta celda hidrotermal es muy productiva en Au.

La veta Prometida R-1 está ubicada al techo y tensional a la veta Prometida, tiene un comportamiento dextral. Como ganga presenta cuarzo granular y cuarzo gris, rellenando espacios abiertos. El mineral de mena es el electrum, oro nativo, telurios y sulfosales de cobre. La potencia de la mineralización en esta veta varía de 0.8 m a 1.0 m.

La veta Lucía, es una componente a la Falla Julissa en los niveles bajos. Presenta relleno de cuarzo sacaroide, cuarzo gris, anhidrita, tetraedrita y pirita fina. La veta Lucía Centro es una tensional entre la veta Lucía y la Falla Julissa.

Compuesta por anhidrita en un 70%, son cortadas por venillas de cuarzo blanco y

núcleos de pirita, La mineralización está en el cuarzo y sílice gris, cortando a la anhidrita. En Lucía Centro y Lucía Centro Ramal la potencia de la mineralización varía de 3 a 8 m, y en el resto de las vetas Lucías la potencia varía de 1 a 2 m. El horizonte mineralizado de las principales vetas del sistema Prometida tiene un “plunge” de 12° al NE.

2.2.2.2 Sistema de Vetas Nazareno

Ubicadas al techo de la Falla Julissa. Las principales vetas son Lucy Piso, Lucy Piso Sur, Nazareno, Prosperidad, Prosperidad Techo y Ramal 411. Estas vetas forman una cuña con la Falla Julissa y buzanan al SE. Esta celda hidrotermal es muy productiva en Au. En la veta Nazareno, debajo del Nivel 3540, se forman 3 conductos mineralizados y están referidos a las estructuras tensionales a Nazareno.

El primer conducto mineralizado está emplazado en la intersección de las vetas Nazareno, Lucy Piso, Prosperidad, Prosperidad Techo y Ramal 411. Tiene un plunge de 60° al NE. Los anchos de las estructuras varían entre 5.00 m a la cota 3540 hasta 1.50 m en los niveles inferiores. El segundo conducto mineralizado está emplazado en la intersección entre la veta Nazareno con la veta Ramal 850 tiene un plunge de 50° al NE. Con anchos que van de 3.50 a 5.00 m respectivamente en la parte central, con un borde y en profundidad de 1.00 a 1.50 m respectivamente. El tercer conducto mineralizado está emplazado en la intersección de la veta Nazareno con la veta Nazareno Este y la veta Concepción. Tiene un plunge de 75° al NE. Con anchos que van de 3.50 a 5.00 m en la cota 3540 hasta anchos que varían entre 3.50 a 1.50 m en profundidad.

La veta Nazareno tiene un “plunge” del horizonte mineralizado de 15° al SW. Las vetas del sistema Nazareno tienen rumbo N50°- 80°E y altos buzamientos tanto al SE como al NW.

La veta Nazareno presenta como mineral de mena la calaverita y oro nativo, sulfosales de cobre y otros telurios en forma subordinada. El cuarzo es el principal mineral de ganga, baritina y dickita ocurren en forma subordinada. La mineralización de mena de Nazareno se encuentra asociada a ensamblajes argílicos avanzados, principalmente sílice-dickita, pirofilita-diáspora. La alunita está en las partes altas del sistema.

A continuación, se muestran los estereogramas del mapeo geomecánico de las zonas de Lucía, Prometida R1 y Nazareno de 5 sistemas estructurales Ref.12, en resumen, se concluye que el arreglo estructural de la masa rocosa en las tres zonas de estudio es aproximadamente similar, tanto para la roca encajonante como para el mineral,

presentándose como sistemas principales aquellos que son aproximadamente paralelos al rumbo de las vetas (NEE) con buzamientos moderados a altos hacia el SE y al NW. Debido a las variaciones o giros en el rumbo de las vetas y fallas aparece un tercer o hasta un cuarto sistema que presentan rumbo aproximadamente EW y buzamientos al S y N.

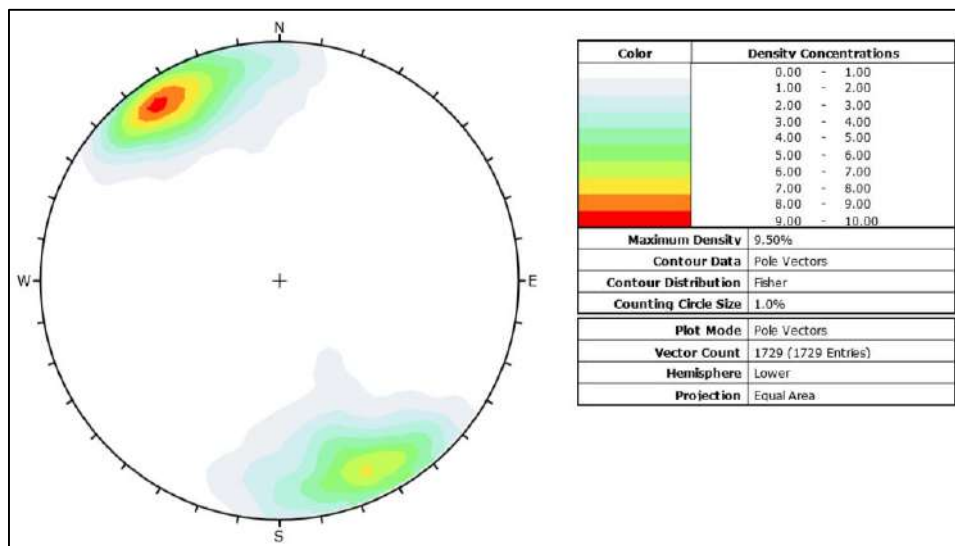


Figura 3: Diagrama estereográfico de contornos (Vetas y Fallas)

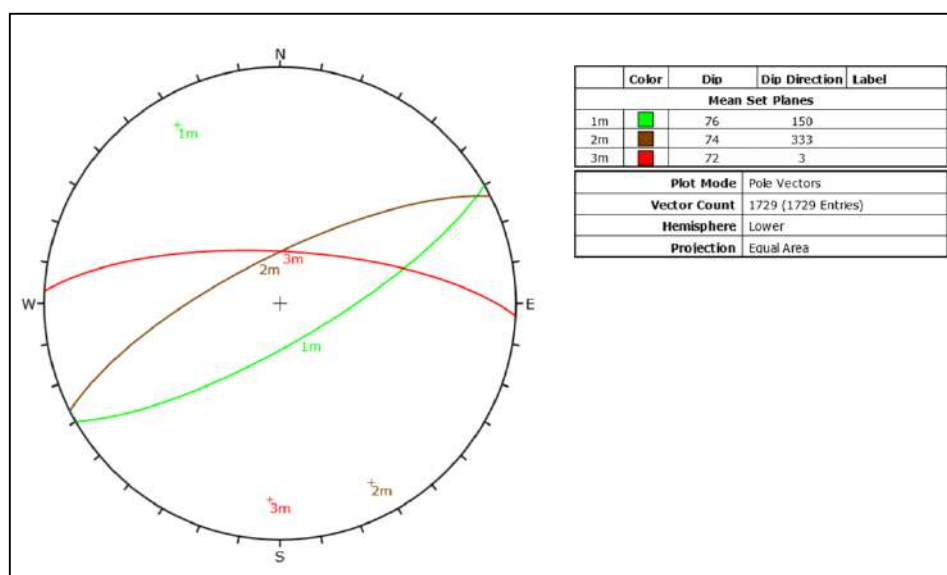


Figura 4: Diagrama estereográfico de familias principales del compósito (Vetas y Fallas)

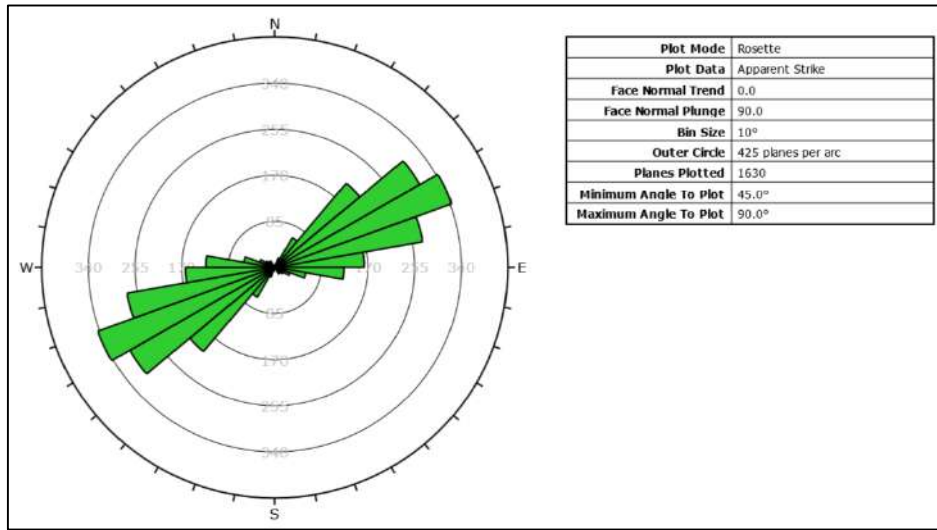


Figura 5: Diagrama de roseta del compuesto (Vetas y Fallas)

Tabla 1: Discontinuidades Estructurales (Vetas y Fallas de Planos Geológicos)

Zona	Descripción	Sistema 1	Sistema 2	Sistema 3
Nazareno	<i>R° / DIP</i>	<i>N60°E / 75° SE</i>	<i>N63°E / 73°NW</i>	-
	<i>DDIP. / DIP</i>	<i>150° / 75°</i>	<i>333° / 73°</i>	-
Prometida	<i>R° / DIP</i>	<i>N72°E / 72°SE</i>	<i>N76°E / 72°NW</i>	<i>N59°W / 77°NE</i>
	<i>DDIP. / DIP</i>	<i>162° / 72°</i>	<i>346° / 72°</i>	<i>31° / 77°</i>
Compósito	<i>R° / DIP</i>	<i>N60°E / 76°SE</i>	<i>N63°E / 74°NW</i>	<i>N87°W / 72°NE</i>
	<i>DDIP. / DIP</i>	<i>150° / 76°</i>	<i>333° / 74°</i>	<i>003° / 72°</i>

2.2.3 Caracterización de la masa rocosa

2.2.3.1 Registro de información Geomecánica

La anotación de la información geomecánica se procedió a partir del mapeo geomecánico de la masa rocosa descrita en las labores subterráneas de los diferentes niveles de la mina, utilizando el "método directo por celdas de detalle", además de obtener y comparar con información de los logueos de taladros DDH aplicados conforme a las labores de exploración del yacimiento. Asimismo, se ha aprovechado toda la información de utilidad elaborada por el Departamento de Geología Mina Chipmo.

2.2.3.2 Aspectos litológicos

Las características litológicas elementales del macizo rocoso que involucra las estructuras mineralizadas en el área del proyecto, indican que las estructuras son vetas fallas que se encuentran emplazadas en roca volcánica que se detallan a continuación Ref.12:

Tabla 2: Litología por zonas y niveles

VETA	NIVELES	LITOLOGIA
NAZARENO	3230 - 3740	ANDESITA - Dacita
PROMETIDA	3490 - 3540	DACITA
PUCARA	3290 - 3690	DACITA - Andesita

2.2.3.3 Distribución de discontinuidades

Para establecer las características de asignación de discontinuidades o arreglo estructural de la masa rocosa, se trataron los datos de orientación a través de arreglos estereográficos, utilizando la última versión del software DIPS.

Los resultados obtenidos de las características de distribución y orientación de las discontinuidades se detallan en el siguiente cuadro Ref.12.

Tabla 3: Distribución de discontinuidades por zonas

Zona	Descripción	Sistema 1	Sistema 2	Sistema 3	Sistema 4	Sistema 5
<i>Lucias</i>	R° / DIP	N82°E / 69°NW	N70°E / 65°SE	N33°E / 75°SE	N13°W / 79°SW	N30°W / 65°NE
	DDIP / DIP	352° / 69°	160° / 65°	123° / 75°	257° / 79°	60° / 65°
<i>Prometida R1</i>	R° / DIP	N58°E / 67°SE	N70°E / 66°NW	N89°W / 59°SW	N70°W / 65°NE	N07°E / 53°SE
	DDIP / DIP	148° / 67°	340° / 66°	181° / 59°	20° / 65°	97° / 53°
<i>Nazareno</i>	R° / DIP	N64°E / 76°SE	N58°E / 76°NW	N03°E / 56°NE	N36°W / 56°NE	-
	DDIP / DIP	154° / 76°	328° / 76°	273° / 57°	054° / 56°	-
<i>Compósito</i>	R° / DIP	N60°E / 71°SE	N75°E / 71°NW	N84°W / 64°SW	-	-
	DDIP / DIP	150° / 71°	345° / 71°	186° / 64°	-	-

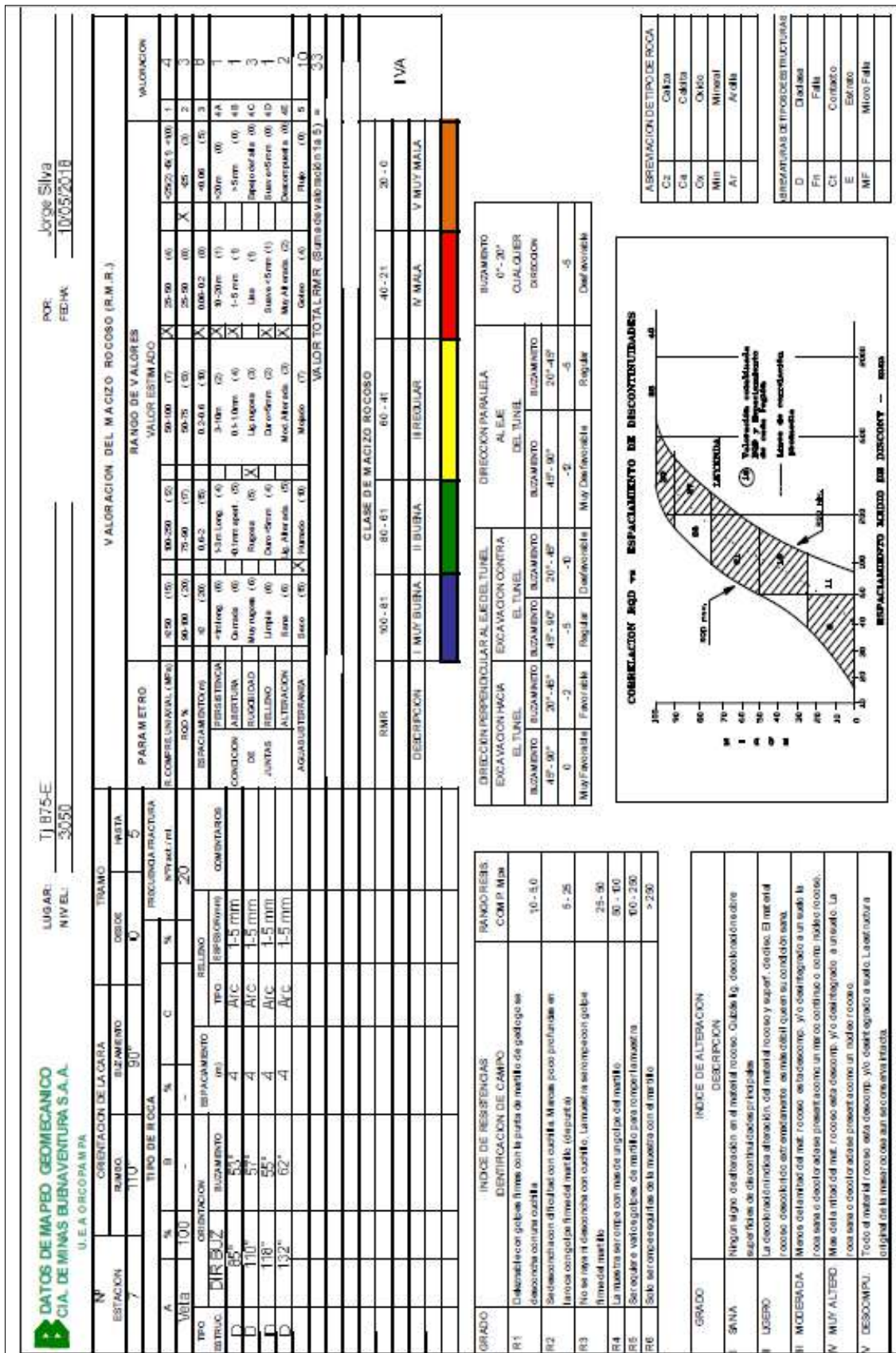


Figura 6: Formato de mapeo geomecánico

A continuación, se muestran los estereogramas del mapeo geomecánico de las zonas de Lucia y Prometida R1 de 3 sistemas estructurales Ref.12, en resumen podemos concluir que Los sistemas secundarios presentan por lo general rumbos aproximadamente perpendiculares al rumbo de las vetas y tienen buzamiento moderado al NE y SW.

Análisis Estructural de Discontinuidades

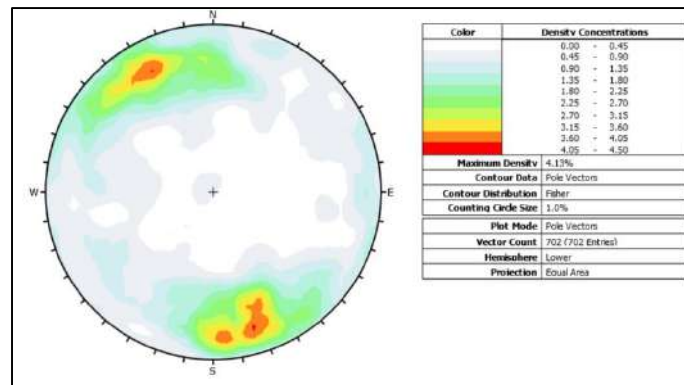


Figura 7: Diagrama estereográfico de contornos (discontinuidades) de Lucia

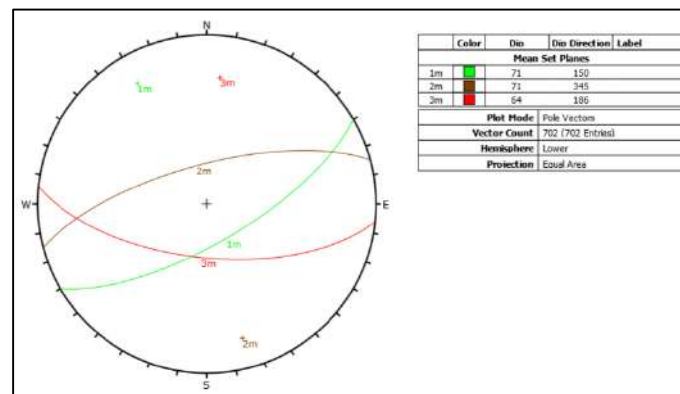


Figura 8: Diagrama estereográfico de familias principales (discontinuidades) de Lucia

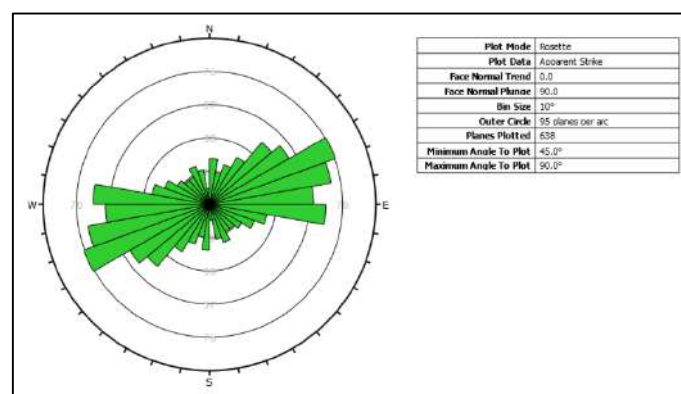


Figura 9: Diagrama de roseta (discontinuidades) de Lucia

2.2.3.4 Aspectos estructurales

A modo de resumen se concluye que los arreglos estructurales de la masa rocosa en las zonas de estudio son similares, tanto para la roca encajonante como para el mineral, presentándose como sistemas principales aquellos que son aproximadamente paralelos al rumbo de las vetas (NEE) con buzamientos moderados a altos hacia el SE y al NW. Debido a las variaciones o giros en el rumbo de las vetas y fallas aparece un tercer o hasta un cuarto sistema que presentan rumbo aproximadamente EW y buzamientos al S y N. Los sistemas secundarios presentan por lo general rumbos aproximadamente perpendiculares al rumbo de las vetas y tienen buzamiento moderado al NE y SW.

2.2.3.5 Discontinuidades mayores

Las fallas tienen espaciamientos variables con rangos de 2 hasta 5 m en los tramos cercanos a las vetas y en mayores a 5 m a medida que se aleja. La persistencia es de decenas de metros y en algunos casos de centenas de metros. Estas fallas se ubican paralelas a las vetas y también oblicuas a ellas y están asociadas a la mineralización. Las fallas exponen relleno de arcilla, panizo y materiales oxidados, con diversos espesores de hasta 20 cm. Las aperturas son menores a 5 mm y en algunos casos mayores a 5 mm. Las superficies de las caras son lisas en algunos tramos y con espejos de fallas según lo observado durante los trabajos de campo.

2.2.3.6 Discontinuidades menores

Sus características estructurales son: espaciamiento variable, con mayor frecuencia en el rango de 6 a 20 cm y otros con espaciados de 0 a 6 cm y de 20 a 60 cm, persistencia de 3 a 10 m y con menor frecuencia de 10 a 20 m, apertura irregular menor a 1 mm, con superficies ligeramente rugosas, el relleno es suave menor a 5 mm con presencia de anhidrita y calcita en su mayoría, las paredes de las discontinuidades están ligeramente alteradas a moderadas, se observa presencia de humedad y en algunos casos hay tramos mojados y con goteo.

2.2.4 Clasificación de la masa rocosa

La categorización geomecánica de la masa rocosa se alcanzó empleando el enfoque de Bieniawski de 1989 (RMR – Rock Mass Rating o Valoración de la Masa Rocosa). Los valores de resistencia compresiva de la roca intacta fueron acogidos acorde a las acciones indicadas. A través de la clasificación geomecánica de roca en minas subterráneas, se pueden definir los planes a corto plazo para permitir la instalación adecuada del sostenimiento.

Existen distintos tipos de roca, donde cada una de ellas tienen sus características específicas y propiedades físicas. Existen por tanto diversas condiciones que precisan el uso de sostenimiento complementario para afianzar los estratos de la roca, reforzar los bloques y evitar la caída de rocas.

Los valores designados a la calidad de la roca (RQD) fueron determinados en primer lugar por medio del registro lineal de discontinuidades, contando como variable de entrada central al índice de fracturamiento por metro lineal, más aún, fueron establecidos a lo largo del logueo geomecánico de los testigos de los sondajes diamantinos que se tuvieron disponibles.

Análisis Estadístico del espaciamiento y condición de las discontinuidades registradas

A continuación, se presenta un análisis estadístico de las discontinuidades registradas en Mina Chipmo – Zona Prometida Ref.12.

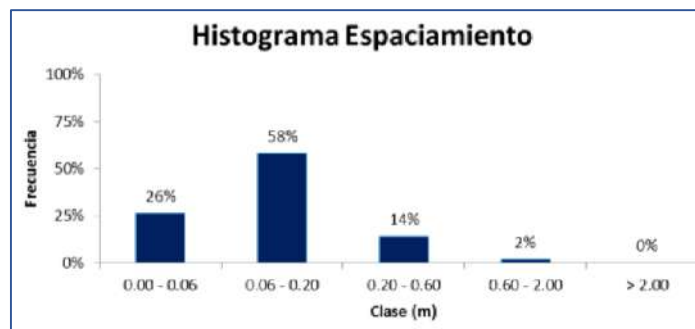


Figura 10: Histograma de espaciamiento

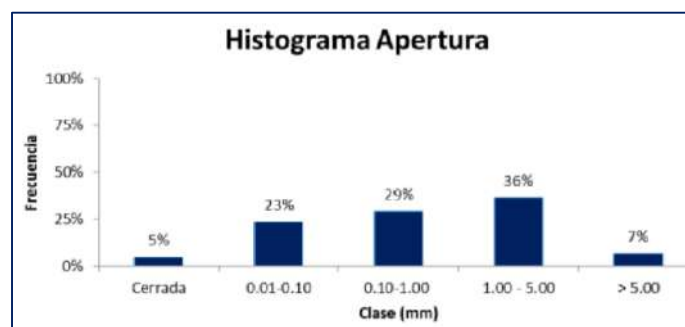


Figura 11: Histograma de apertura

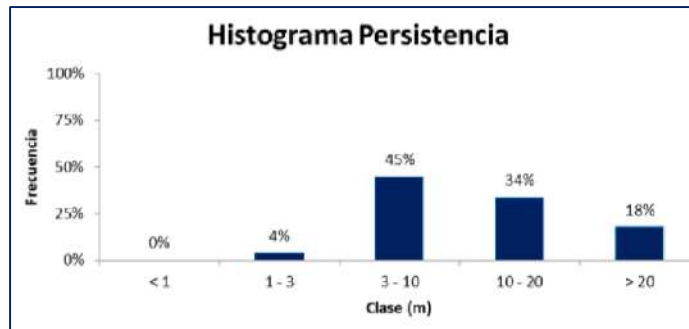


Figura 12: Histograma de persistencia

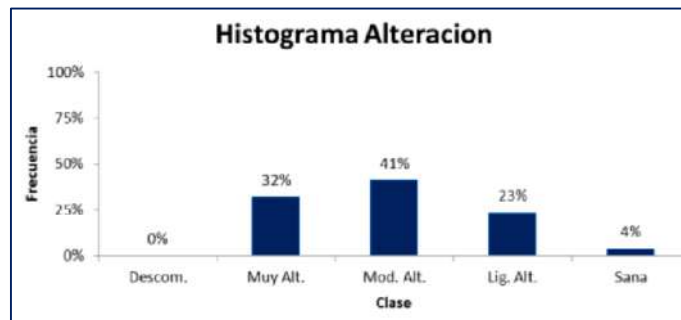


Figura 13: Histograma de alteración

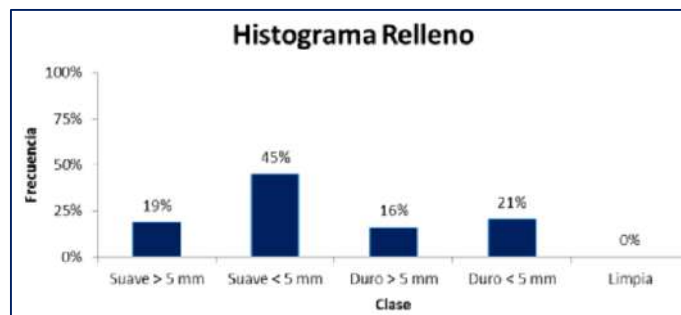


Figura 14: Histograma de relleno

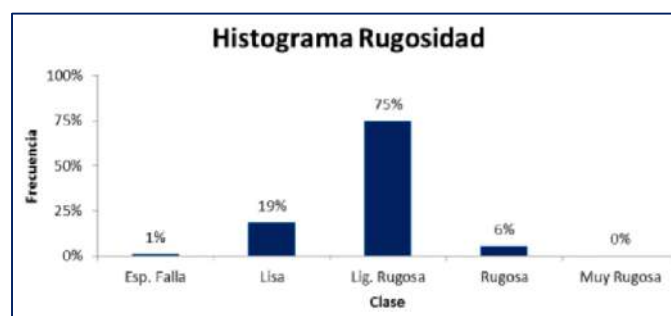


Figura 15: Histograma de rugosidad

El criterio de Bieniawski (1989) modificado para clasificar el macizo rocoso en Mina Orcopampa, se presenta en el siguiente cuadro Ref.12:

Tabla 4: Criterio para la clasificación de la masa rocosa

Tipo de Roca	Rango RMR	Rango Q	Calidad según RMR
II	>60	>5.92	Bueno
IIIA	51 - 60	2.18 – 5.92	Regular A
IIIB	41 - 50	0.72 – 1.95	Regular B
IVA	31 - 40	0.24 – 0.64	Mala A
IVB	21 - 30	0.08 – 0.21	Mala B
V	<21	<0.08	Muy Mala

Resulta primordial señalar que el uso de estos esquemas de clasificación principal, no puede sustituir ninguno de los procedimientos de diseño más instituidos. No obstante, como estos restantes requieren del uso de información razonablemente amplia sobre esfuerzos in situ, parámetros del macizo rocoso y secuencia de excavación, en primer lugar, se sugiere emplear los métodos básicos para secuencia de fases. Tan pronto como la información esté asequible, el empleo de los esquemas de clasificación debe ser corroborado usando simultáneamente los estudios puntuales de la zona.

En el cuadro adjunto se revelan los resultados alcanzados de la clasificación. A partir de este cuadro podemos observar en las distintas vetas, las calidades de masa rocosa que están presentes en ellas. En general se observa rocas desde calidad Mala B (IVB) hasta calidad Buena (II). Las rocas de menor calidad están asociadas a las vetas y sus cajas inmediatas y las de mayor calidad por lo general están en las cajas alejadas de las mismas.

Tabla 5: Clasificación del macizo rocoso por estructura

Litología	Rango RMR	Calidad del Macizo Rocosó
Veta Lucia		
Caja Norte	32 - 57	IV A, IIIB y IIIA
Veta Mineral	32	IVA
Caja Sur	28 -42	IVB, IVA y IIIB
Veta Lucia Centro y Veta Lucia Centro Ramal		
Caja Norte	24 - 56	IVB, IVA, IIIB y IIIA
Veta Mineral	32 - 47	IVA y IIIB
Caja Sur	47 - 60	IIIB y IIIA
Veta Lucia Ramal 1, Veta Lucia Ramal 2 y Veta Lucia Ramal 3		
Caja Norte	33 -73	IVA, IIIB, IIIA Y II
Veta Mineral	40 - 43	IVA y IIIA
Caja Sur	40 - 58	IVA, IIIB y IIIA
Veta Prometida Ramal 1		
Caja Norte	22 - 58	IVB, IVA, IIIB y IIIA
Veta Mineral	34 - 44	IVA y IIIB
Caja Sur	24 - 53	IVB, IVA, IIIB y IIIA
Veta Nazareno		
Caja Norte	38 - 45	IVA y IIIB
Veta Mineral	28 - 46	IVB, IVA y IIIB
Caja Sur	27 - 57	IVB, IVA, IIIB y IIIA
Veta Pucara		
Caja Norte	38 - 50	IVA, IIIB y IIIA
Veta Mineral	38 - 45	IVA, IIIB
Caja Sur	38 - 43	IVA, IIIB
Veta Ocoruro		
Caja Norte	38 - 44	IVA, IIIB
Veta Mineral	37 - 40	IVA
Caja Sur	41 - 45	IIIB

2.2.4.1 Resistencias

2.2.4.1.1 Resistencia de la roca intacta

Una de las variables más importantes del desempeño mecánico de la masa rocosa, es la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta (σ_c) o designada asimismo UCS. Entre las actividades de ámbito, a través del mapeo geomecánico de las labores mineras, se llevan a cabo ensayos de golpes con el martillo de geólogo, siguiendo las normativas recomendadas por la ISRM, de cara a calcular la resistencia compresiva de la roca intacta, así mismo se utilizó el martillo de Schmidt para la estimación de la resistencia. Por otro lado, durante los trabajos del logueo, se realizó un muestreo sistemático en distintos tramos de los testigos diamantinos que cruzan las distintas vetas con la finalidad de realizar ensayos de laboratorio de mecánica de rocas, realizándose en este caso en el laboratorio de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Para el caso de muestras de mineral de los testigos rocosos, estos se hallaban partidos por lo que solo se pudo extraer algunos trozos de testigos, en su defecto se creyó conveniente extraer 2 bloques rocosos de mineral del Tajeo 875E de la zona de Lucías y en ellos se realizaron los diferentes ensayos de mecánica de rocas.

En el caso de no contar con bloques rocosos se tendría que realizar una selección de los testigos a realizarse los diversos ensayos de mecánica de rocas, esto basado en un adecuado control de calidad y evaluación de la competencia de los testigos ello con el fin de obtener probetas según los estándares recomendados

Cabe indicar que para el muestreo de los testigos de roca, por lo general se trata de buscar testigos intactos, este hecho hace que resulte que los valores que se obtengan de los ensayos estén por lo general un poco más encima del promedio, consecuentemente, los resultados de los ensayos reflejan valores representativos de las rocas de mejor calidad, por lo que hay que tener esta consideración para el tratamiento final que se den con los resultados, estos valores deben ser manejados con mucha cautela y considerar criterios de ajustes para la valuación de la resistencia del macizo rocoso.

Los ensayos de mecánica de rocas realizados con la finalidad de estimar el UCS fueron: carga puntual, compresión uniaxial y compresión triaxial. En los Cuadros adjuntos se muestran los resultados resumidos de los ensayos de carga puntual, compresión uniaxial y compresión triaxial Ref.12, respectivamente.

Tabla 6: Resultados de los ensayos de compresión uniaxial

Sondaje	Profundidad (m)	Litología	σ_c (MPa)
DH – 188 -2014	285.84 – 286.1	DAC	40.9
DH – 188 -2014	325.30 – 325.58	AND	64.1
DH – 188 -2014	449.55 – 449.95	AND	53.5
DH – 188 -2014	455.21 – 455.44	AND	40.5
DH – 188 -2014	248.88 – 249.05	AND	48.4
LUCIAS	TJ 857 E – Nv 3050	MIN	45.9

Tabla 7: Resultados de los ensayos de carga puntual

Sondaje	Profundidad (m)	Litología	I_s (Mpa)	σ_c (Mpa)
DH – 188 -2014	301.57 – 314.70	MIN	1.88	43.6
DH – 188 -2014	317.08 – 317.22	MIN	1.85	43.0
DH – 188 -2014	450.50 – 451.83	MIN	1.57	36.4
DH – 206 -2014	254.05 – 267.69	MIN	3.32	77.2

Tabla 8: Resultados de los ensayos de compresión triaxial

Sondaje	Profundidad (m)	Litología	m_i	σ_c (Mpa)	Cohesión	Ángulo de fricción (°)
DH – 188 -2014	280.03 – 324.54	DAC	17.90	46.43	10.09	46.92
DH – 188 -2014				39.37		48.46
DH – 188 -2014	452.80 – 567.82	AND	21.77	39.02	8.82	47.88
DH – 188 -2014				51.73		51.79
LUCIAS	Tj 857 E - Nv 3050	MIN	20.63	54.51	11.35	48.97

Tabla 9: Resultados de los ensayos de resistencia a la tracción

<i>Sondaje</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Litología</i>	<i>σ (Mpa)</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>280.03 – 280.29</i>	<i>DAC</i>	<i>3.4</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>327.35 – 327.69</i>	<i>AND</i>	<i>4.8</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>446.24 – 446.41</i>	<i>AND</i>	<i>7.3</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>455.21 – 455.44</i>	<i>AND</i>	<i>3.5</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>248.88 – 249.05</i>	<i>AND</i>	<i>3.7</i>

Tabla 10: Resultados de los ensayos de Propiedades Físicas

<i>Sondaje</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Litología</i>	<i>Porosidad Aparente (%)</i>	<i>Absorción (%)</i>	<i>Densidad Seca (g/cm³)</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>285.84 – 286.10</i>	<i>DAC</i>	<i>7.72</i>	<i>3.12</i>	<i>2.48</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>327.35 – 327.69</i>	<i>AND</i>	<i>1.39</i>	<i>0.51</i>	<i>2.72</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>447.47 – 447.81</i>	<i>AND</i>	<i>2.73</i>	<i>0.98</i>	<i>2.78</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>455.21 – 455.44</i>	<i>AND</i>	<i>5.80</i>	<i>2.18</i>	<i>2.67</i>
<i>DH – 188 -2014</i>	<i>248.88 – 249.05</i>	<i>AND</i>	<i>6.34</i>	<i>2.47</i>	<i>2.57</i>
LUCIAS	<i>TJ 857 E – Nv 3050</i>	<i>MIN</i>	<i>1.32</i>	<i>0.50</i>	<i>2.66</i>

2.2.4.1.2 Resistencia de las discontinuidades

Desde la perspectiva de la estabilidad acentuada por las discontinuidades estructurales, resulta primordial conocer las características de resistencia al corte de las discontinuidades, puesto que éstas constituyen superficies de falla de la masa rocosa y por ende planos potenciales de falla. La resistencia al corte a tal efecto, está controlado por las variables de fricción y cohesión de los criterios de falla Mohr-Coulomb.

Con tales fines de evaluación se debe de realizar ensayos de corte directo, el ensayo en mención proporciona información valiosa sobre los indicadores de resistencia al corte de los planos de discontinuidad de un macizo rocoso, Este ensayo permite estimar los valores de cohesión y ángulo de fricción de las discontinuidades las cuales pueden ser naturales o simuladas. Estos parámetros fueron estimados mediante ensayos de laboratorio de mecánica de rocas, dichos resultados se presentan en el siguiente cuadro resumen Ref.12

Tabla 11: Resultados de los ensayos de corte directo en discontinuidades

Sondaje	Profundidad (m)	Litología	Cohesión (Mpa)	Angulo de Fricción (°)
DH – 188 -2014	280.35 – 280.73	DAC	0.095	32.01
DH – 188 -2014	325.58 – 325.98	AND	0.078	30.90
DH – 188 -2014	446.70 – 447.03	AND	0.124	31.47
DH – 188 -2014	453.90 – 454.19	AND	0.130	31.64
DH – 188 -2014	249.55 – 249.95	AND	0.161	32.75
LUCIAS	TJ 857E – Nv 3050	MIN	0.070	28.25

2.2.4.1.3 Resistencia de la masa rocosa

Para evaluar las variables de resistencia de la masa rocosa, se empleó el criterio de falla de Hoek & Brown, con el software ROCLAB. A tal efecto se asumieron los valores más característicos de calidad de la masa rocosa implicada con cada control estructural.

Tabla 12: Resistencia del macizo rocoso

Veta	Litología	GSI	σ_c Mpa	γ KN/m ³	m_i	m_b	s	Emr Mpa	ν
Lucia	Caja Norte	34	30	2.60	18	0.945	0.000211	736	0.28
	Mineral	32	30	2.70	18	0.865	0.000164	657	0.28
	Caja Sur	40	30	2.60	18	1.236	0.000456	1066	0.27
Lucia Centro y Luisa Centro Ramal	Caja Norte	42	40	2.60	18	1.351	0.000590	1618	0.26
	Mineral	39	35	2.70	18	0.788	0.000401	1166	0.28
	Caja Sur	47	40	2.60	18	1.689	0.001120	2252	0.26
Lucia Ramal 1	Caja Norte	33	35	2.60	18	0.904	0.000186	811	0.28
	Mineral	43	40	2.70	18	1.413	0.000670	1728	0.26
	Caja Sur	40	35	2.60	18	1.236	0.000456	1243	0.27
Lucia Ramal 2	Caja Norte	46	40	2.60	20	1.795	0.000985	2108	0.26
	Mineral	45	40	2.70	18	1.545	0.000866	1972	0.26
	Caja Sur	46	40	2.60	20	1.795	0.000985	2108	0.26
Lucia Ramal 3	Caja Norte	51	45	2.60	18	2.020	0.001870	3293	0.25
	Mineral	40	35	2.70	18	1.236	0.000456	1243	0.27
	Caja Sur	48	40	2.60	18	1.766	0.001273	2406	0.25
Prometida Ramal 1	Caja Norte	34	30	2.60	18	0.945	0.000211	736	0.28
	Mineral	30	20	2.70	18	0.791	0.000127	394	0.30
	Caja Sur	29	20	2.60	18	0.756	0.000111	374	0.30
Nazareno	Caja Norte	38	25	2.70	20	1.256	0.000353	782	0.28
	Mineral	28	20	2.70	18	0.723	0.000098	356	0.30
	Caja Sur	34	25	2.70	20	1.051	0.000211	614	0.28
Pucara	Caja Norte	41	40	2.60	18	1.830	0.000816	4070	0.30
	Mineral	40	40	2.70	22	1.766	0.000730	680	0.30
	Caja Sur	44	40	2.60	18	2.038	0.001139	4060	0.30

GSI = RMR – 5

2.2.5 Estado de Esfuerzos

2.2.5.1 Condiciones de Esfuerzos In Situ

Los esfuerzos in situ en la cordillera de los andes se han desarrollado en 2 tipos:

- Esfuerzos de Estado Gravitacional

$$\text{Esfuerzo Vertical} \quad \sigma_v = \gamma z$$

Donde: σ_v es el esfuerzo vertical

γ Densidad de la roca

z Profundidad

$$\text{Esfuerzo Horizontal} \quad \sigma_h = k\sigma_v$$

Donde: σ_h es el esfuerzo horizontal

k Ratio σ_v/σ_h

σ_v Esfuerzo vertical.

El ratio k de esfuerzos abarca cifras que varían entre 0 a 5.5 según investigaciones empíricas (Brown y Hoek 1978) y supeditado a la profundidad. Los valores superiores a 3 están ligados a la causal de erosión en la cobertura más superficial de la corteza terrestre, al margen de otras variables como conformación de la roca y tectonismo (Sen y Sadagah 2002). A menor profundidad el k es mayor, en cambio, mientras incrementa la profundidad, el esfuerzo vertical se incrementa hasta equiparar al esfuerzo horizontal accediendo a valores de k próximos a 1.

La cota promedio de la superficie en la proyección de las estructuras es 4065 msnm.

La cota más profunda para iniciar la explotación es 3340 msnm, la diferencia de ambos nos genera un encampane de 725 m.

La densidad del “*overburden*” propuesta en el modelo es de 0.027 MN/m³, por lo tanto, el $\sigma_v = 19.57 \text{ MPa}$

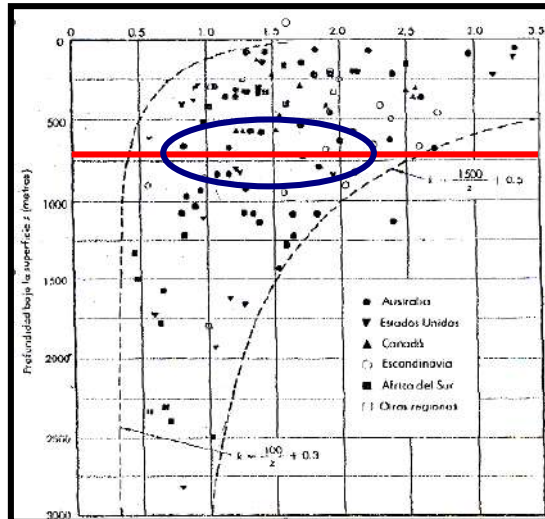


Figura 16: Fluctuación de la relación entre el esfuerzo horizontal medio y el esfuerzo vertical con respecto a la profundidad

Para la estimación del Ratio K se usa el siguiente nomograma que relaciona ambos esfuerzos, pudiendo estar dentro del intervalo 0.43 – 2.56 obteniendo un valor medio de $K = 1.5$ para una profundidad de 725 metros en que se ubica la proyección de la zona a explotar, obteniéndose por lo tanto $\sigma_h = 29.35 \text{ MPa}$

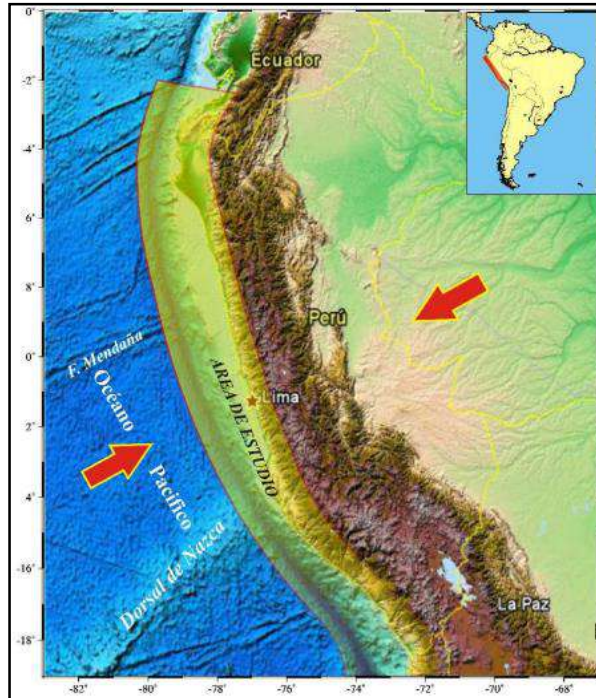


Figura 17: Esfuerzos de Estado Tectónico (Las flechas indican la dirección de convergencia de las placas)

Principalmente este estado de esfuerzos está relacionado con el proceso de subducción de la Placa de Nazca en la Placa Continental, siendo este, el causante de la formación de la Cordillera de los Andes. El movimiento relativo de las placas tiene una dirección de N80E. Se infiere que este estado de esfuerzos influye en que el Esfuerzo Vertical sea menor al Esfuerzo Horizontal en zonas poco profundas, como es el caso de la zona a minar.

En relación al Mapa Mundial de Esfuerzos, se han hallado datos de tres campañas de medición en un área búsqueda de 60 km a la redonda de mina Chipmo, estos datos nos evidencian una tendencia clara más sí dan indicios para inferir que el esfuerzo horizontal es mayor que el esfuerzo vertical.

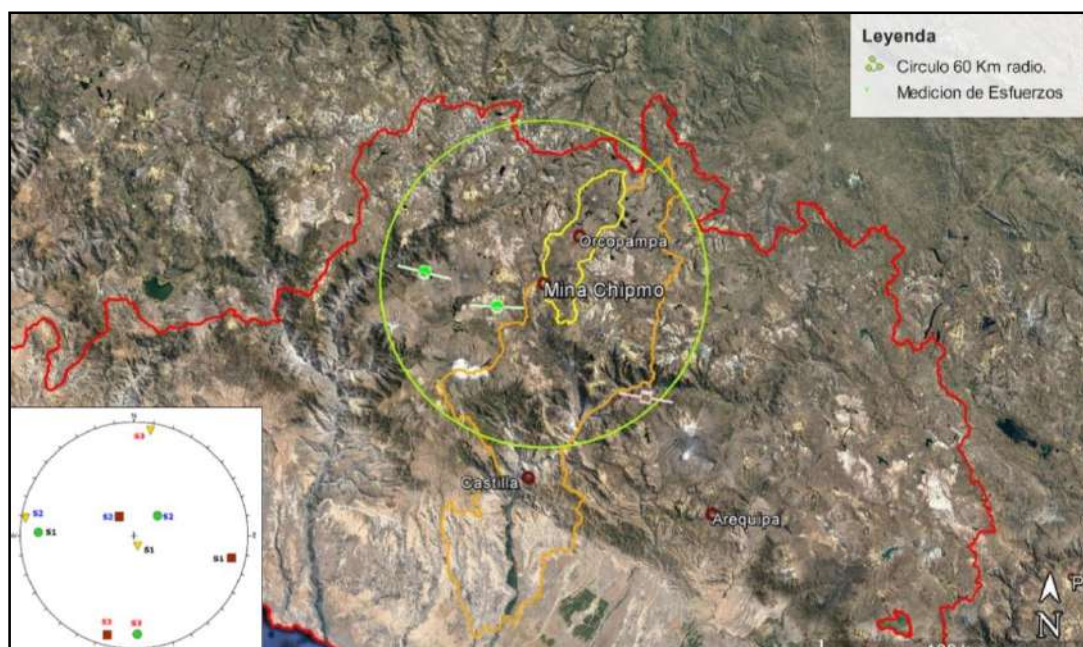


Figura 18: Medición de esfuerzos

Es preciso acotar que Mina Orcopampa no cuenta con estudios de medición de esfuerzos in situ, ya sea métodos directos o indirectos, no se cuenta con estudios de medición de esfuerzos que permita realizar modelos estadísticos para estimar esfuerzos en función a la profundidad mediante regresiones con R^2 superior a 0.65, con fines de investigación y acopio de data histórica se sugiere a las diversas empresas mineras coleccionar la data de mediciones de esfuerzos para elaborar modelos de regresión del Sigma 1, Sigma 2 y Sigma 3.

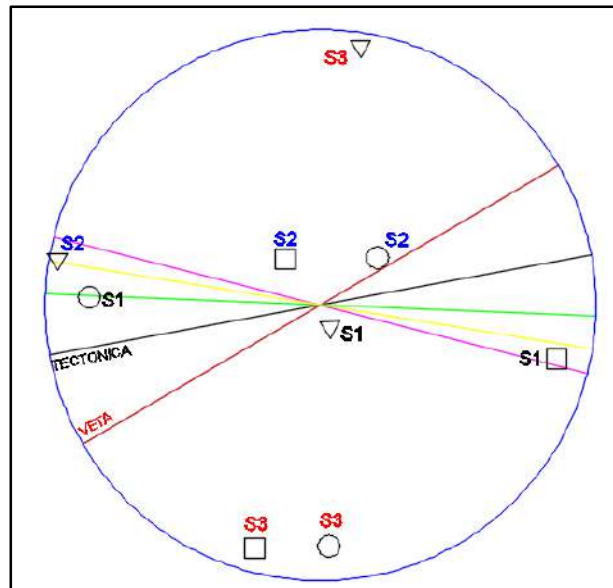


Figura 19. Medición de esfuerzos

Las vetas del yacimiento de Chipmo están emplazadas en un sistema de fallamiento Noreste con rumbo $N60^{\circ}E$ con buzamiento promedio de $80^{\circ}SE$.

Las mediciones de esfuerzos realizados en un radio de 60 km indican que en 2 mediciones el Esfuerzo Principal Mayor (S1) tiende a ser horizontal y con un azimut de $100^{\circ}NE$ en promedio.

2.2.6 Excavaciones

2.2.6.1 Excavaciones permanentes

Este tipo de labores incluyen, por ejemplo: rampas, cruceros, sub estaciones, casa de máquinas, galerías de nivel, talleres de mantenimiento, estaciones de bombeo, comedores, polvorines, etc.

Según los resultados de la clasificación y de la zonificación geomecánica del macizo rocoso en las diferentes vetas, las excavaciones permanentes deben de preferencia situarse en las cajas alejadas, de preferencia hacia la caja piso teniéndose en cuenta que la calidad de la masa rocosa mejora a medida que nos alejamos de las vetas, en estos sectores la calidad se sitúa en los dominios **DE-IIIB, DE-IIIA y puntualmente en DE – II.**

Las dimensiones de las labores de exploración y desarrollo considerados como permanentes programados en Mina Orcopampa, son:

Tabla 13: Dimensiones de labores de exploración y desarrollo

ACTIVIDAD	AÑO	TIPO ROCA	SECCIÓN		AVANCE (m)
			ALTO	ANCHO	
PREPARACIÓN	2019	IV	3.0	3.0	295
			3.5	3.0	3105
			3.5	3.5	2574
		III	3.0	3.0	155
			3.5	3.0	986
			3.5	3.5	440
		V	3.5	3.0	54
			3.5	3.5	170
			TOTAL PREPARACIÓN		7779
PRODUCCION	2019	IV	3.0	2.5 - 3.0	8117
			TOTAL PRODUCCION		8117

2.2.6.2 Excavaciones temporales

Estas excavaciones incluyen las labores asociadas a la preparación y explotación, tales como galerías, sub niveles, rampas basculantes de explotación, cruceros de acceso a los tajos, tajos que incluyen el Método de Corte y Relleno en Breasting o los considerados para la aplicación del Bench and Fill Method.

Para el caso de mina Chipmo, las excavaciones temporales se encuentran emplazadas en los dominios **IIIB hasta V**, asociados a zonas con complejidad estructural, mayor grado alteración y con la orientación desfavorable.

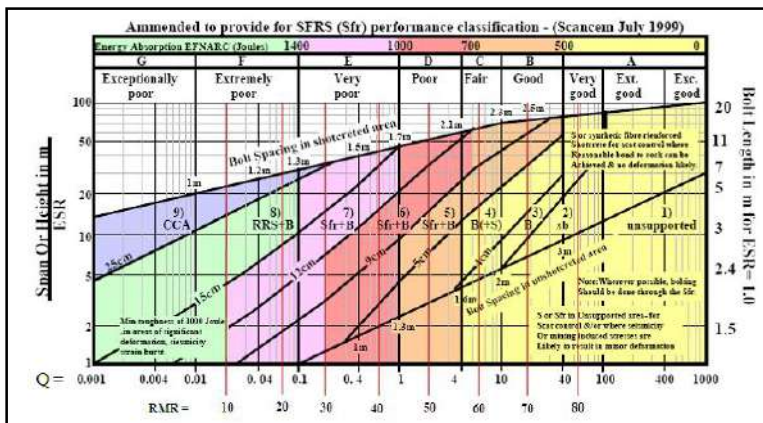
En este tipo de excavaciones, también han sido considerados las cabinas para el posicionamiento de los equipos DDH, los cuales considera secciones de 7.0 x 7.0 x 5.0 m. que se desarrollaran preferentemente en **IIIB o superiores**.

Las dimensiones de las labores de preparación y producción en corte y relleno en breasting considerados como temporales programados en Mina Orcopampa, son:

En ambas situaciones, tanto para labores permanentes como los temporales, para el diseño de sostenimiento por tipo de roca, se tiene como guía la tabla desarrollada por Grimstad y Barton en el año 1993 y modificado por Scancem en el año 1999.

Tabla 14: Dimensiones de labores de preparación y producción

ACTIVIDAD	AÑO	TIPO ROCA	SECCIÓN		AVANCE (m)
			ALTO	ANCHO	
DESARROLLO	2019	IV	3.00	3.00	639
			3.50	3.00	145
			4.50	4.00	1615.5
		III	3.00	3.00	271
			3.50	3.00	20
			4.00	3.50	670
			TOTAL DESARROLLO		2910.5
EXPLORACION	2019	IV	3.50	3.50	410
			4.50	4.50	3360
		III	4.00	3.50	520
			4.50	4.50	220
			TOTAL EXPLORACION		4510



CATEGORIAS DE REFORZAMIENTO

- | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Sin sostenimiento 2) Pernos esporádicos 3) Pernos sistemáticos 4) Pernos sistemáticos con shotcrete sin refuerzo, de 40 - 100 mm de espesor | <ul style="list-style-type: none"> 5) Shotcrete reforzado con fibras, 50 - 90 mm y pernos 6) Shotcrete reforzado con fibras, 90 - 120 mm y pernos 7) Shotcrete reforzado con fibras, 120 - 150 mm y pernos 8) Shotcrete reforzado con fibras, > 150 mm, con arcos de acero (cerchas) reforzados con shotcrete y pernos 9) Revestimiento de concreto armado |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

Figura 20: Diagrama de Sostenimiento según tipo de Roca (Q de Barton)

Además, se tiene en consideración del tiempo de autoaporte y las aberturas máximas que tiene una excavación para un determinado tipo de roca, lo cual comprende el siguiente cuadro.

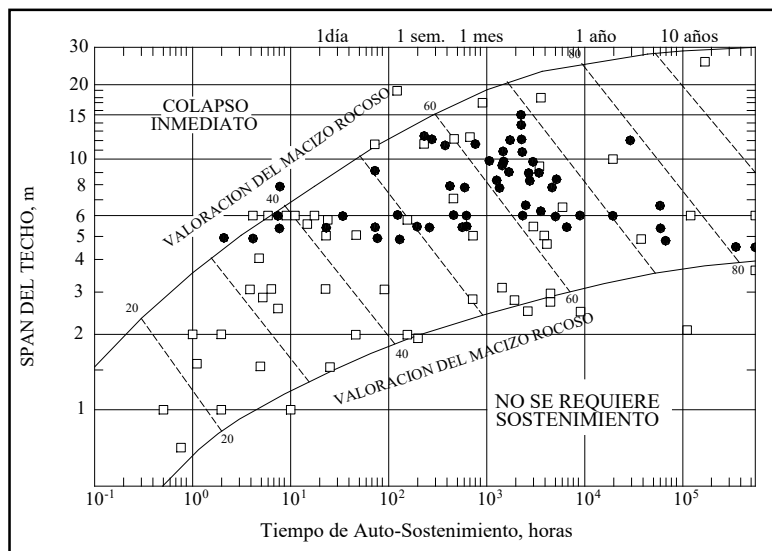


Figura 21: Tiempo de autosostenimiento por horas

Tabla 15: Tiempo de autosostenimiento por tipo de roca

TIPO DE ROCA	RMR	TIEMPO DE AUTOSOSTENIMIENTO
I	81-100	> 1 año
II	61-80	1 año
III-A	51-60	1.5 meses
III-B	41-50	5 días
IV-A	31-40	16 horas
IV-B	21-30	2 horas
V	0-20	colapso inmediato

Tabla 16: Aberturas máximas para labores permanentes

Dominio	Rango RMR	Promedio RMR	Abertura Máxima (m)
DE-III A	51-60	55	5.2
DE-III B	41-50	45	3.3
DE-IV A	31-40	35	2.2
DE-IV B	21-30	25	1.4
DE-V	< 21	15	< 1





CÓDIGO	ROCA		TIPO DE SOSTENIMIENTO PARA EXCAVACIONES			
	Rango Macizo Rocoso	CALIDAD	LABORES PERMANENTES (RAMPAS, CRUCEROS Y GALERIAS PRINCIPALES)		LABORES TEMPORALES (VENTANAS, SUB-NIVELES, TAJOS y ACCESOS A TAJOS)	
			CON MAQUINA CHICA o CON JUMBO	FRECUENCIA DE DESATADO	CON MAQUINA CHICA o CON JUMBO	FRECUENCIA DE DESATADO
2 	61 - 80	Roca Buena	*Se colocara solo pernos (Barras Helicoidales -Hydrabolts - cada 1.80 m espaciados - según evaluación Geomecanica	-En las actividades de perforación y sostenimiento: Cada 10 taladros . En las actividades de Limpieza, carguío: Cada 02 Horas	*Se colocara solo pernos-Split set donde sea necesario según evaluación Geomecanica	-En las actividades de perforación y sostenimiento: Cada 10 taladros En las actividades de Limpieza, carguío: Cada 02 Horas
3 	41 - 60	Roca Regular	* SOSTENIMIENTO CON MALLA ELECTROSOLDADA NO GALVANIZADA + PERNOS(Barras Helicoidales-HidraboLts de forma sistemático), ESPACIADOS A 1.2*1.0mt * DE ACUERDO A LA EVALUACIÓN GEOMECANICA una capa de shotcrete de 2" de espesor sin fibra.	En las actividades de perforación y sostenimiento: Cada 4 taladros . En las actividades de Limpieza, carguío: Cada 30 Minutos	* Sostenimiento con malla electrosoldada no galvanizada + Split set de forma sistemático de 3', 4', 5' o 7' de longitud (según ancho de labor), ESPACIADOS a 1.00*0.9mt. *De acuerdo a evaluación geomecánica se aplicara lanzado de shotcrete 2" de espesor.	En las actividades de perforación y sostenimiento: Cada 4 taladros En las actividades de Limpieza, carguío: Cada 30 Minutos
	21 - 40	Roca Mala	* Sostenimiento con malla + Pernos Hydrabolts espaciados de 1.20*1.0mt * Luego reforzar con una capa de SH.2" de espesor sin fibra en avanzada. *Si es crítico Lanzar la primera capa de shotcrete de 3" de espesor con fibra -sobre ello malla electrosoldada no galvanizada + Pernos Hydrabolts sobre ello una capa final de shotcrete de 2". * SE ACUERDO A EVALUACION GEOMECANICA USO : Cimbras "H" Tipo 6W20 o tipo OMEGA, o ARCOS ESTRUCTURALES (NORUEGOS) espaciadas a 1.0 m. * De ser necesario uso de marchavantes de rieles o uso de spilling bar (fierro corrugado de 1" de diámetro x 3m; en la corona). Nota : PERNOS (Barras helicoidales -Hydrabolt)	En las actividades de perforación y sostenimiento: Cada taladro . En las actividades de Limpieza, carguío: Cada 10 minutos	* Sostenimiento con malla electrosoldada no galvanizada + Split set de forma sistemático de 3', 4', 5' o 7' de longitud (según ancho de labor), ESPACIADOS a 1.00*0.9mt. *Luego reforzar con una capa de SH.2" sin fibra de espesor (según evaluación geomecánica, donde amerité). *Si es crítico Lanzar la primera capa de shotcrete de 2" de espesor con fibra -sobre ello malla electrosoldada no galvanizada + Pernos Split set y pernos helicoidales. * Uso de wood packs para anchos mayores de 4.0m de estructura. * Lanzar una capa de shotcrete de 3" de espesor con fibra, sobre ello Split set de 3', 4', 5' o 7' de longitud (según ancho de labor) espaciados a 1.20m, más malla electrosoldada en toda la sección de la labor	-En las actividades de perforación y sostenimiento: Cada taladro . En las actividades de Limpieza, carguío: Cada 10 minutos
5 	0 - 20	Roca Muy Mala	* Sostenimiento inicial con shotcrete de 3" de espesor con fibra(metálica o sintética) luego con malla + Pernos Hydrabolts espaciados cada 1.00*0.9 mt. luego se completara sostenimiento con una capa de shotcrete de 2" sin fibra de espesor. * Luego se concluye con : Cimbras tipo H 6W13 o cimbras Omega o Arcos estructurales, espaciados cada 0.50m . * Es necesario uso de marchavantes de rieles o de spilling bar (fierro corrugado de 1" de diámetro x 3m; en la corona). Nota : PERNOS (Hydrabolts) NOTA : Según evaluación geomecánica se conformara en anillo de concreto .		* Sostenimiento con shotcrete de 3" de espesor con fibra .Se continuará lanzando shotcrete hasta controlar el derrumbe.Luego se procederá a realizar un plan de trabajo PETAR - con soporte de una evaluación geomecanica respectiva para determinar el sostenimiento definitivo con uso de malla +pernos para continuar el avance de dicha labor temporal Nota : PERNOS (HidraboLts-split se)	

Figura 22: Tabla Geomecánica – V9 / 2018

Tajeos

Dimensionamiento Empírico de Tajos Bench & Fill.

En resumen, la metodología de diseño aplicando el método gráfico de estabilidad, está fundado en la estimación de dos factores: N' y S. El primero es el número de estabilidad modificado y describe la capacidad del macizo rocoso para mantenerse estable bajo una condición de esfuerzo dado. El segundo es el factor de forma o radio hidráulico que considera el tamaño y forma del tajo.

El número de estabilidad N' se establece como: $N' = Q' \times A \times B \times C$

- Donde:
- Q' es el índice de calidad tonelera Q modificado
 - A es el factor de esfuerzo en la roca
 - B es el factor de ajustes por orientación de las juntas
 - C es el factor de ajuste gravitacional

El factor de forma o radio hidráulico S, se recaba fraccionando el área de la sección transversal de la superficie estudiada entre el perímetro de la superficie en mención.

Las zonas de estabilidad e inestabilidad son separadas recíprocamente por umbrales de isoprobabilidad apoyados en propuestas empíricas. Para identificar los puntos en el gráfico de distribución de Mathews se incorpora la variable del radio hidráulico (HR) que estima el tamaño del tajeo a simular.

Determinación del índice Q'.

Para determinar el índice Q' se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q' = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja}$$

- Donde:
- RQD Designación de la calidad de la roca
 - Jn Número de familias de fracturas
 - Jr Número de rugosidad de las fracturas
 - Ja Número de alteración de las fracturas

Determinación del factor de condiciones de Esfuerzos "A".

Este parámetro incorpora los esfuerzos que ejercen sobre la cara libre en el tajo, este factor se calcula según la siguiente relación:

$$A = \frac{\text{Resistencia a la compresion uniaxial de la roca}}{\text{Esfuerzo maximo inducido}}$$

El resultado obtenido se ingresa a la siguiente tabla para obtener el valor de A

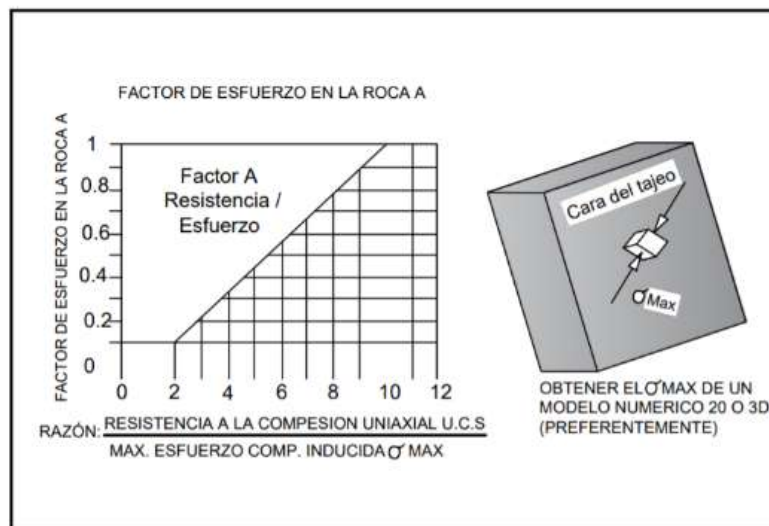


Figura 23: Cuadro para hallar el valor "A"

Determinación del factor de ajuste por orientación de estructuras "B".

El factor "B" es una medida de la orientación relativa de las estructuras dominantes en relación a la superficie de excavación.

Es una magnitud de la orientación referente de la junta crítica en relación con la superficie de la excavación. Las juntas que establecen un ángulo oblicuo (10° - 30°) con la cara libre son más probables que lleguen a ser inestables. Las juntas que son perpendiculares a la cara son adoptadas que tienen la menor incidencia referente a la estabilidad.

Se considera un valor de diseño de **"B"** igual a **0.3** para las vetas de los tajos piloto, debido a la existencia de un sistema principal de discontinuidades paralelas a las caras de la pared de la caja techo.

El valor de "B" se obtiene de interpolar la diferencia de rumbos y buzamientos en el cuadro presentado a continuación.

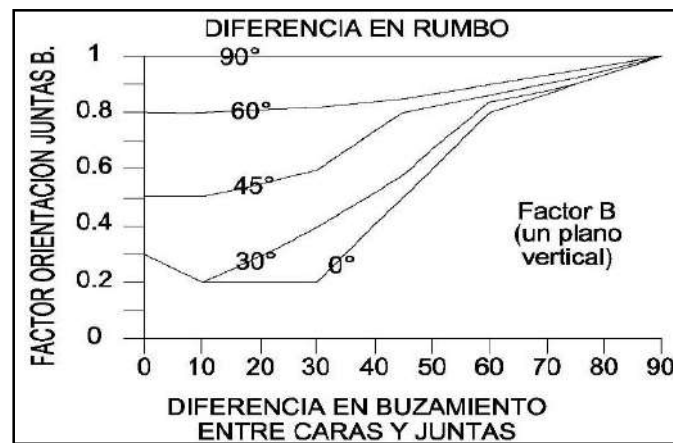


Figura 24: Cuadro para hallar el valor "B"

Determinación del factor de ajuste por efecto de gravedad "C".

El factor "C" es un indicador de la incidencia gravitatoria sobre la estabilidad de las superficies de excavación a ser analizadas.

Potvin (1988) indicó en tanto que las fallas propiciadas por la gravedad como las fallas por lajamiento supeditan de la inclinación de la superficie de la excavación. A mayor inclinación menor predisposición a que suceda un desprendimiento de cuñas preconstituidas.

Para calcular el factor C se utiliza la siguiente fórmula:

$$C = 8 - 6\cos(\theta)$$

Donde: θ = ángulo con la horizontal de la cara de la excavación

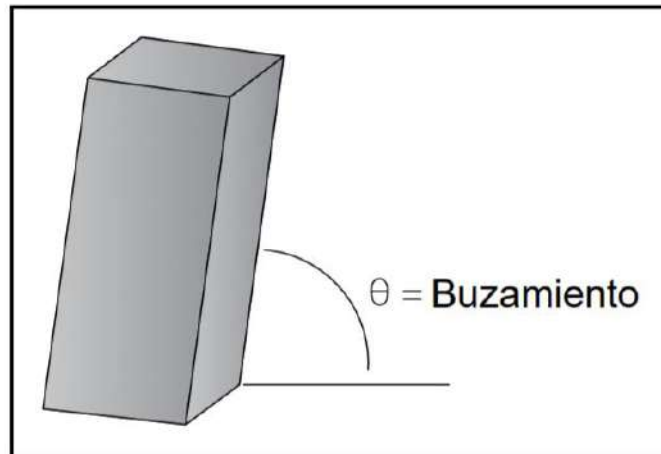


Figura 25: Buzamiento

Los modos más probables de una falla estructural son por gravedad que se da en la corona de la excavación, por lajamiento que se presenta en las paredes y techo de la excavación y por deslizamiento que se presenta en las paredes.

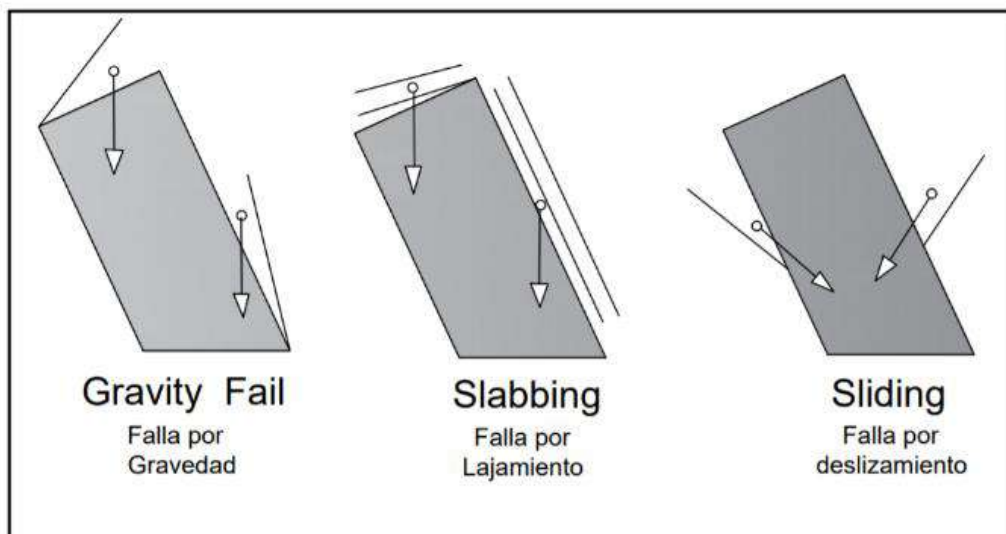


Figura 26: Modos de falla

Se recomienda tener experiencia en cuanto al manejo de variables geomecánicas puesto es relevante el dominio de las variables en mención que nos permitan obtener un adecuada interpretación y diseño de minado.

Para el caso de fallas por gravedad y relajamiento, se emplea el siguiente cuadro:

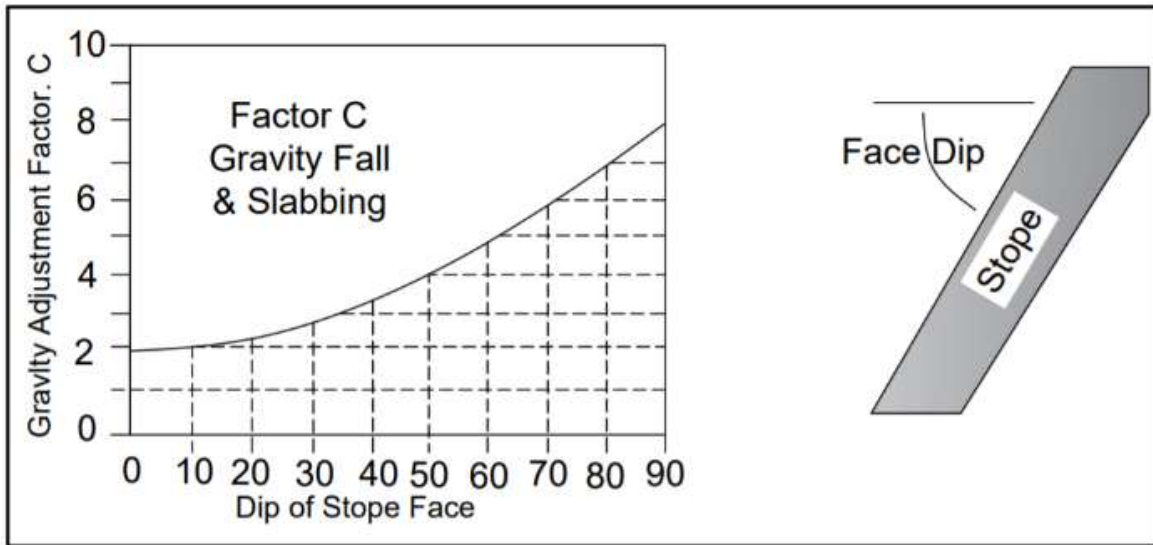


Figura 27: Cuadro para hallar el factor C para el caso de fallas por gravedad y relajamiento

Si la falla es por deslizamiento se empleará el siguiente cuadro.

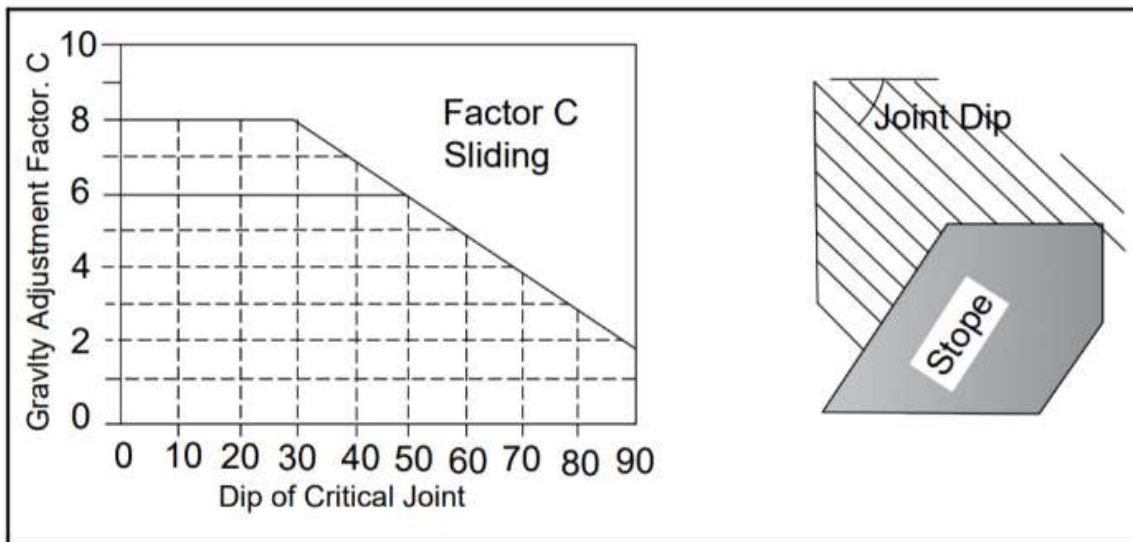


Figura 28: Cuadro para hallar el factor "C" en el caso de fallas por deslizamiento

Determinación del Radio Hidráulico (S).

El radio hidráulico es la relación que existe entre el área de un sólido o un cuerpo entre el perímetro del mismo.

Uno de los principales propósitos del radio hidráulico es permitir la comparación entre varias formas de excavación.

El Radio Hidráulico está dado por la siguiente fórmula:

$$RH = \frac{\text{area del cuerpo}}{\text{perimetro del cuerpo}}$$

La variante imperante del enfoque, basado en la evaluación de más de 350 casos históricos recopilados de minas subterráneas canadienses, toma en razón los principales factores de relevancia del diseño de tajeos. Para la aplicación de este enfoque se toma en cuenta los datos sobre la estructura y resistencia del macizo rocoso, el estado tensional que gobierna la zona y el tamaño, forma y orientación de la excavación, todos estos parámetros son utilizados para determinar si el tajeo será **ESTABLE SIN SOSTENIMIENTO, ESTABLE CON SOSTENIMIENTO O ZONA DE HUNDIMIENTO CON SOSTENIMIENTO.**

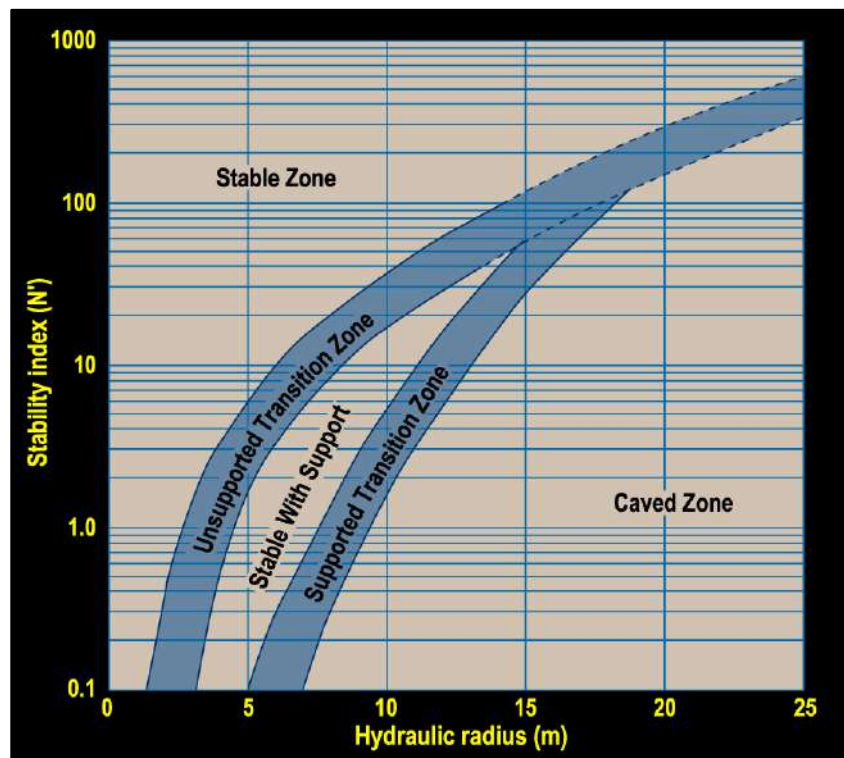


Figura 29: Gráficos de zonas estables según el Número de Estabilidad (N') y el Radio Hidráulico

Se debe tener en cuenta que esta metodología está orientada a dimensionar tajeos donde las condiciones de masa rocosa se consideren de Regular a Buena, principalmente en la roca encajonante.

Según los resultados de la zonificación geomecánica realizada de mina Chipmo la aplicación del método de minado por subniveles con taladros largos se realizará principalmente en la **Veta Pucara desde los Nv. 3340 al 3690**, Veta Nazareno Nv. 3230 y la Veta Prometida Nv 3490, donde la calidad del macizo rocoso se encuentra en **IVA - IIIB**. Hay que tener presente que cuando se trata de vetas angostas, la estabilidad de los tajeos está condicionada por la estabilidad de las paredes (que son las cajas), para el caso del techo (bóveda) estará condicionada a la estabilidad que pueda tener la misma con o sin sostenimiento.

Sección 640

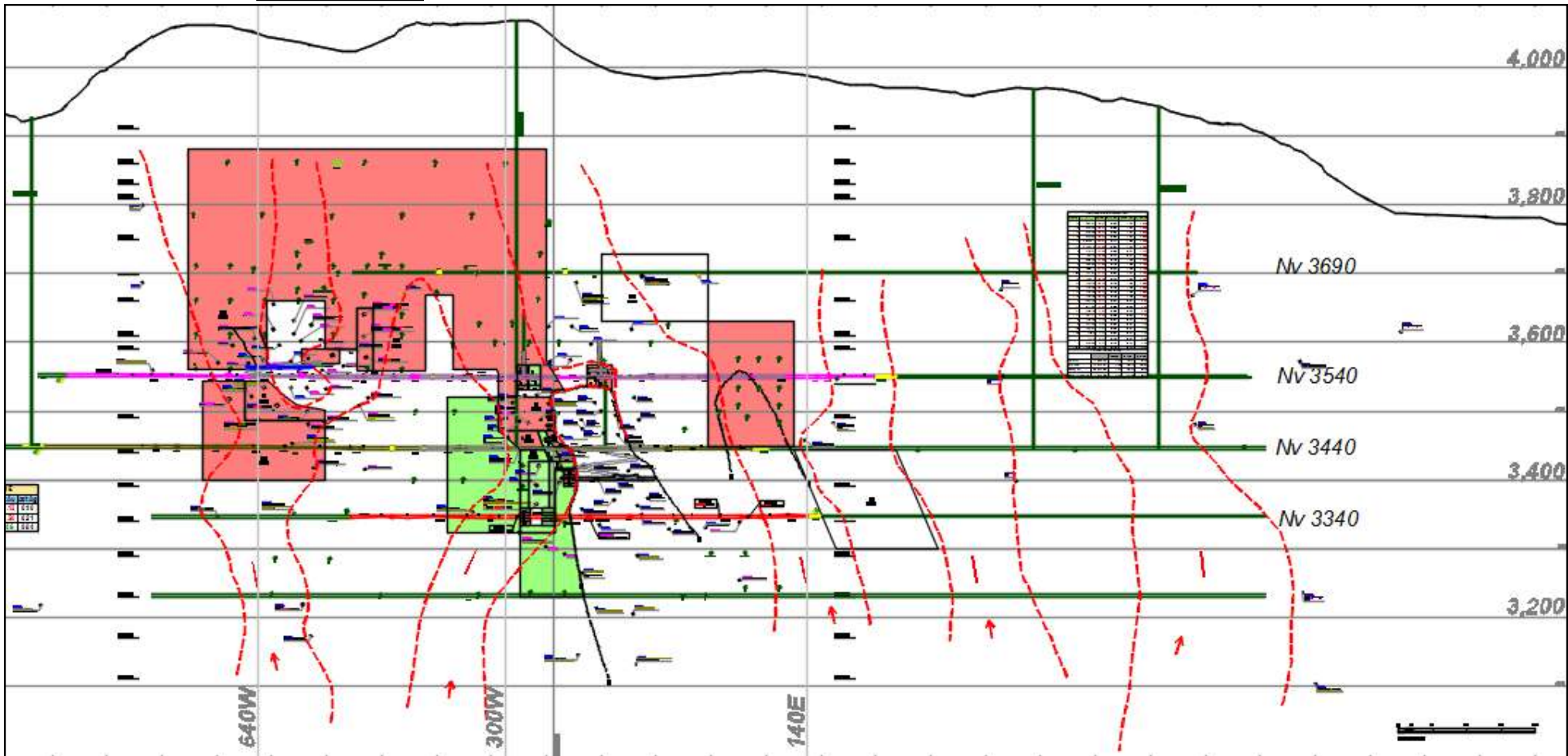


Figura 30: Zona de taladros largos Veta Pucara

De acuerdo al programa anual de producción que se resume en el cuadro inferior, donde se ha considerado los aspectos geomecánicos descritos anteriormente, en la Veta Pucara se ha considerado 2 métodos de minado, “*Bench and Fill Method*” (B&F) y “*Over Cut and Fill*” (OCF), siendo el 90% de la producción programada en B&F.

Tabla 17: Programa de producción 2019

METODO	ZONA	NIVEL	Ancho Tajo	TONS	
B&F	PUCARA	3690	1.325	1,446	
		3640	1.742	8,964	
		3590	1.354	19,360	
		3540	1.656	24,097	
		3490	2.012	15,897	
		3440	1.748	7,755	
		3390	1.569	2,572	
		3340	1.450	5,475	
		3290	2.003	18,206	
	TOTAL				103,771
OCF	NAZARENO	3740	3.270	16,633	
		3690	3.519	34,156	
		3640	3.769	29,613	
		3590	2.607	20,371	
		3540	2.909	13,765	
		3490	2.969	22,275	
		3440	3.681	6,937	
		3390	2.498	4,021	
		3290	2.355	6,745	
	TOTAL				154,516
	PROMETIDA	3490	2.475	21,453	
		3390	2.451	2,093	
		3340	2.187	1,299	
	PUCARA	3590	3.062	10,793	
	TOTAL				10,793

La clasificación del macizo rocoso en Veta Pucara se detalla en el siguiente cuadro:

Tabla 18: Estimación de dimensiones de tajos

Veta Pucara		
	RMR	CALIDAD
Caja Norte	38 - 50	IVA, IIIB y IIIA
Veta Mineral	38 - 45	IVA, IIIB
Caja Sur	38 - 43	IVA, IIIB

Para el diseño de la altura de los bloques se ha considerado una altura de perforación de 10 m es decir de piso del subnivel superior al techo del nivel inferior. La altura de los subniveles que son por lo general de 3.5 m x 3.5 m, se han considerados dentro del diseño.

En base a las dimensiones propuestas en los cuadros de dimensionamiento del tajo, los resultados fueron ploteados en el Gráfico de Estabilidad Modificado, de cara a advertir si el modelo incurre en el área “estable sin sostenimiento”, o en el área “estable con sostenimiento opcional” o “estable con sostenimiento obligatorio”, o en el área de “hundimiento”. Los resultados consideran que las dimensiones obtenidas se encuentran dentro de la región “estable sin sostenimiento”.

Teniendo en cuenta esta consideración se ha realizado una estimación de las dimensiones de los tajeos con las siguientes consideraciones:

75°

CONDICION DE LAS CAJAS

Rango RQD	RQD prom	Jn	Jr	Ja	Q'	A	B	C	N'
36 - 45	40	9	1	8	0.56	1	0.3	6.447	1.075
46 - 55	50	9	1	8	0.69	1	0.3	6.447	1.343

80°

CONDICION DE LAS CAJAS

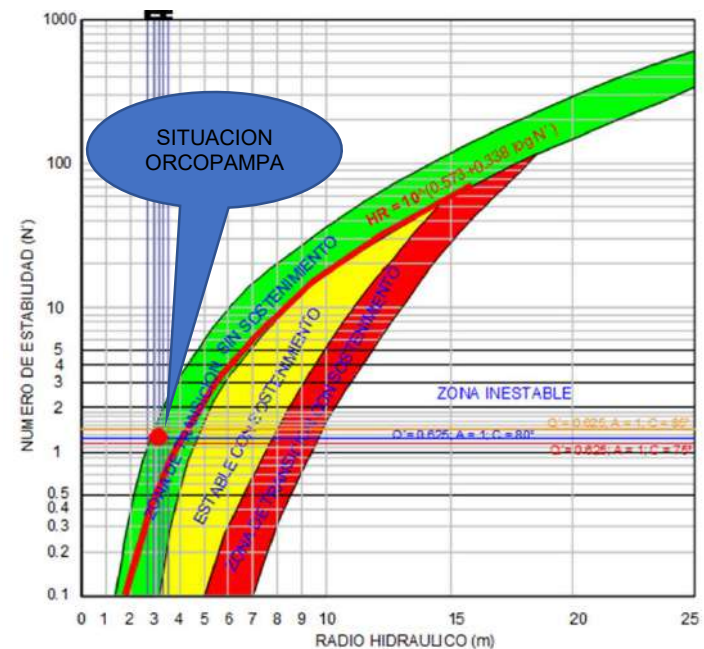
Rango RQD	RQD prom	Jn	Jr	Ja	Q'	A	B	C	N'
36 - 45	40	9	1	8	0.56	1	0.3	6.958	1.160
46 - 55	50	9	1	8	0.69	1	0.3	6.958	1.450

85°

CONDICION DE LAS CAJAS

Rango RQD	RQD prom	Jn	Jr	Ja	Q'	A	B	C	N'
36 - 45	40	9	1	8	0.56	1	0.3	8	1.333
46 - 55	50	9	1	8	0.69	1	0.3	8	1.667

SUB NIVELES				PANEL		RH
Dimensiones (m)				Dimensiones (m)		
h1	h2	H	W			
3.5	3.5	10	8	2.72		
3.5	3.5	10	9	2.94		
3.5	3.5	10	10	3.15		
3.5	3.5	10	11	3.34		
3.5	3.5	10	12	3.52		



2.3 ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN PARA ROCA

Se dispone de una gran pluralidad de componentes empleados para el sostenimiento de rocas en minería subterránea, cuyo primordial propósito es sostener el macizo rocoso. Podemos indicar, se encuentran diversas variaciones en consonancia a los objetivos de estabilización (Windsor, 1997) así es como se trazan los subsiguientes enfoques:

- **Soportar:** Se sustenta en adoptar elementos de sostenimiento que estén en contacto con la superficie de la excavación para sostener la roca, a tal efecto se emplean componentes tales como arcos de acero, relleno, mallas electrosoldadas, mallas galvanizadas y shotcrete.
- **Reforzar:** También se consideran elementos que constituyan refuerzos integrales para salvaguardar y potenciar comprobadas propiedades de la roca, emplazando componentes que prevengan eventuales colapsos o deslizamientos empleando elementos al interior del macizo rocoso, tales como pernos y cables.

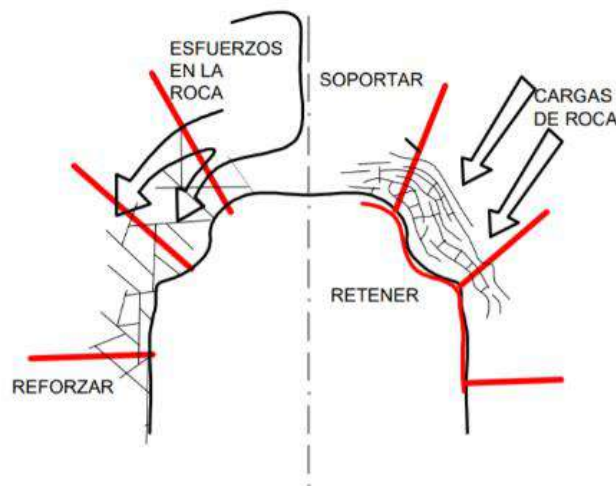


Figura 31. Esquema de elementos de sostenimiento (Vallejos, 2012)

Se analizará los diversos sistemas de sostenimiento planteados en la presente evaluación, tanto la interacción pernos y macizo rocoso como perno más malla y macizo rocoso, así como perno más malla más lechada de cemento y macizo rocoso.

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 revisarán características de elementos tales como pernos y shotcrete.

2.3.1 Pernos

El uso de pernos se ha convertido en uno de los métodos de refuerzo más usados dentro de la industria minera gracias a su versatilidad, permitiendo su aplicación en una amplia gama de condiciones tanto geológicas (fallas, discontinuidades) como técnicas (profundización de la operación y restricciones operacionales). Actualmente existen diferentes opciones de acuerdo a las necesidades, brindando costos competitivos, facilidades de instalación y opciones de combinación con otros métodos (malla, pernos y shotcrete entre otros).

Los pernos se diferencian de acuerdo a sus características técnicas, diseño y el modo con el que interactúan con el macizo rocoso, es así como se establece la clasificación en dos grupos principales, como se muestra en la Figura 32.

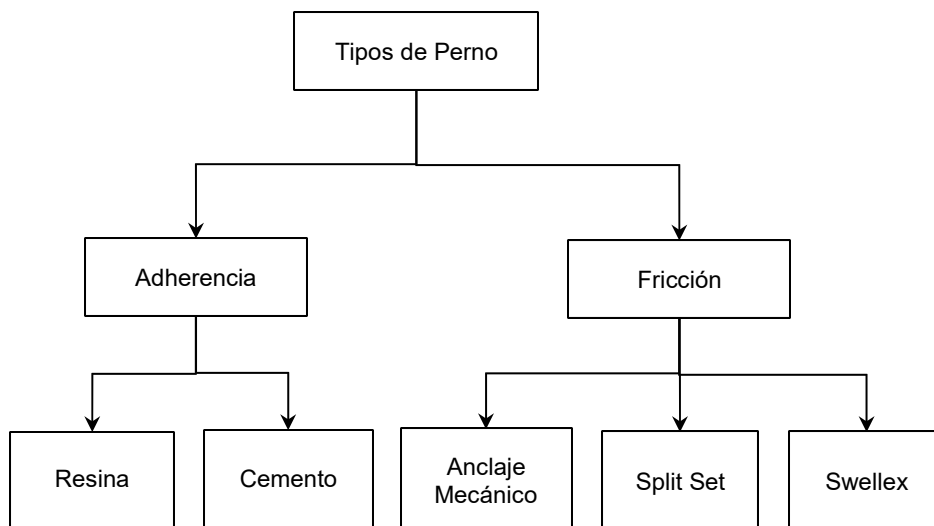


Figura 32. Clasificación de pernos (Vallejos, 2012)

La Figura 33 muestra el comportamiento ideal de los diferentes pernos para roca: adherencia (Pernos Helicoidales) y fricción (Split Set). Un dispositivo ideal debe tener la resistencia de los pernos de adherencia y la competencia 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 y desventajas de elementos de soporte en estados estáticos y dinámicos.

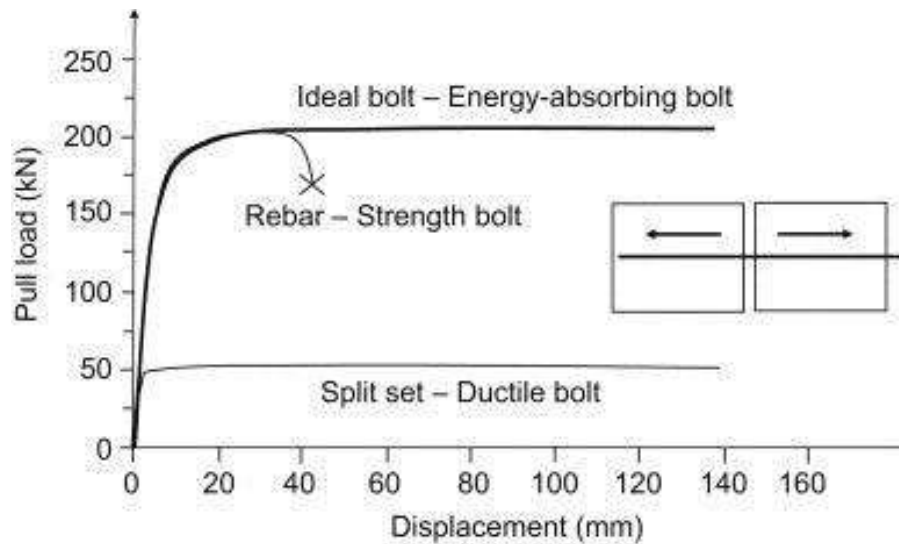


Figura 33. Comportamiento ideal para pernos de roca (Li, 2010)

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 competencia (roca tipo IVA) 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).

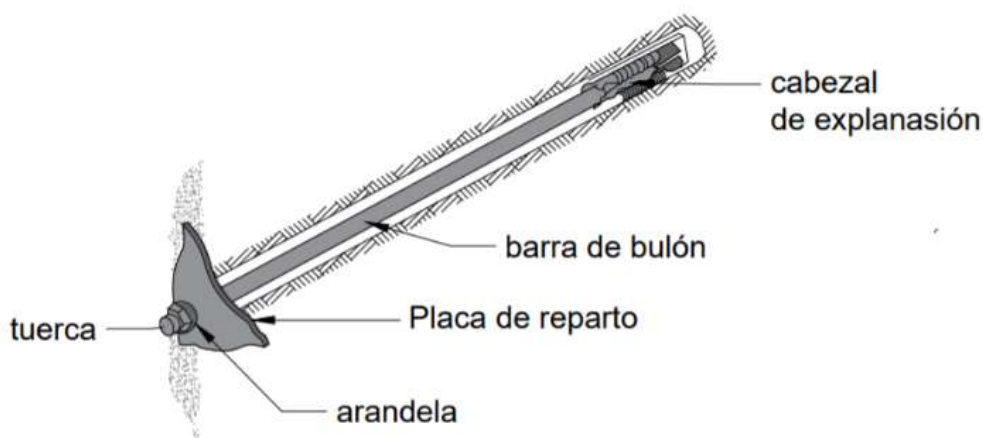


Figura 34. Esquema de perno de anclaje mecánico, modificado por Stillborg, 1993

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 voladura 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 Set) y expandibles (Swellex).

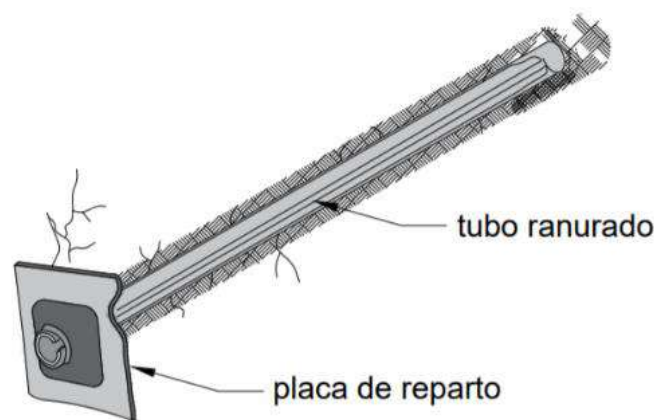


Figura 35. Esquema de perno Split Set, modificado por Stillborg, 1993

Los pernos Split Sets consisten en 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.

Acabado como sustento provisorio y que actúa por fricción suscitando un esfuerzo radial en toda su extensión después de su implementación.

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.

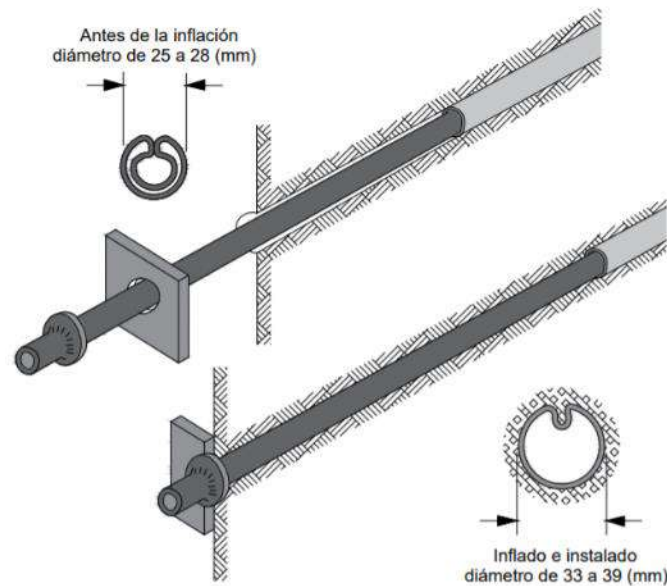


Figura 36. Esquema de perno Swellex, modificado por Hoek et al., 1995

Pernos Adherencia

Son bastante usados por su simpleza y costo reducido, su precepto de desempeño se funda en el acoplamiento 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. Básicamente la competencia del refuerzo en esta clase de pernos recurre de la resistencia a la adherencia entre perno y macizo rocoso.

Abarca una varilla de acero, con un borde biselado, que es circunscrito en el interior del taladro en entorno de cemento (en cartuchos o inyectados), resina (en cartuchos) o resina y cemento. La sujeción entre la varilla y la roca es suministrada a lo largo de la extensión del elemento del afianzamiento, por tres mecanismos: adherencia química, fricción y sujeción.

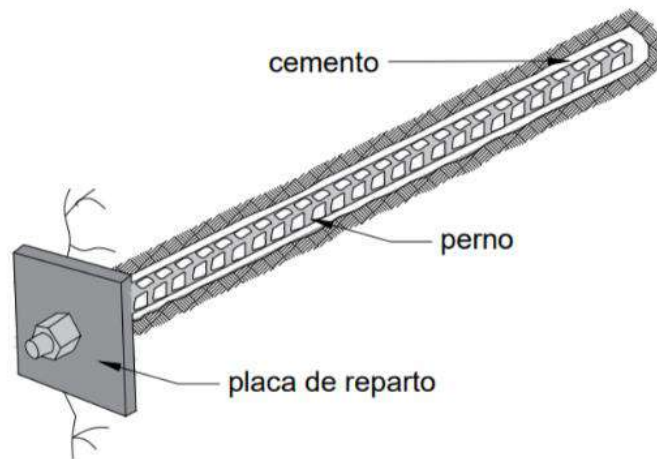


Figura 37. Esquema de perno adherido con cemento, modificado por Stillborg, 1993

El cemento se tipifica por su estructura robusta, continuidad y alto resguardo a la corrosión, su implementación se realiza a través de bombeo de la lechada de cemento al interior del taladro para más adelante incorporar la barra hasta la mitad, dotando un ligero giro al final, para garantizar que quede instalado de manera correcta y con cemento en las paredes.

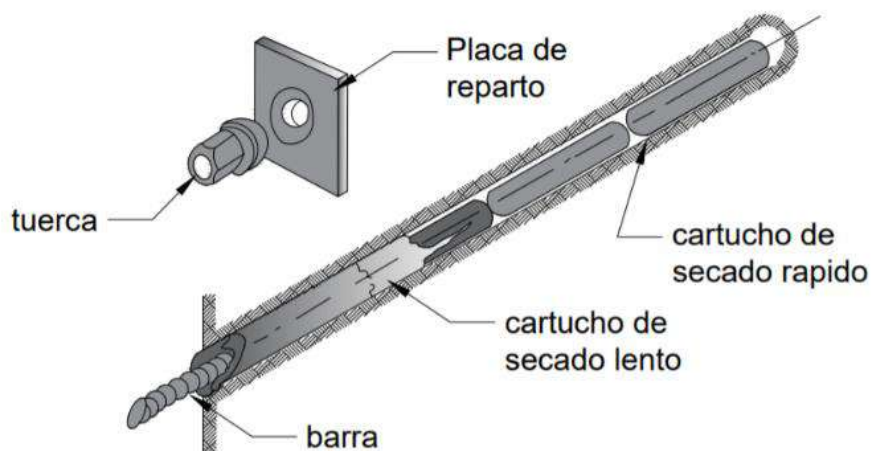


Figura 38. Esquema perno adherido con resina, modificado por Hoek et al., 1995

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 concediendo la asociación entre resina e impulsor, disponiendo de una mezcla afianzada que fije el perno.

2.3.2 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 39. Equipos empleados en el lanzamiento de shotcrete, Aliva y Robot Shotcretero respectivamente

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 39 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.

2.4 INTERACCIÓN ENTRE ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN Y MACIZO ROCOSO

El esquema de sostenimiento en excavaciones subterráneas recurre a elementos propios de la metodología de mejora y del macizo rocoso. La valoración de esta interrelación se puede fundar por medio de convergencias experimentales, analíticas o estudios de control.

2.4.1 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:

2.4.1.1 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 40) con radio r_0 sometido a esfuerzos in-situ hidrostáticos p_0 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 $u_{i\theta}$ 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 $u_{i\theta} = \frac{r_0}{E} (1 + \nu)(P_0 - P_i)$

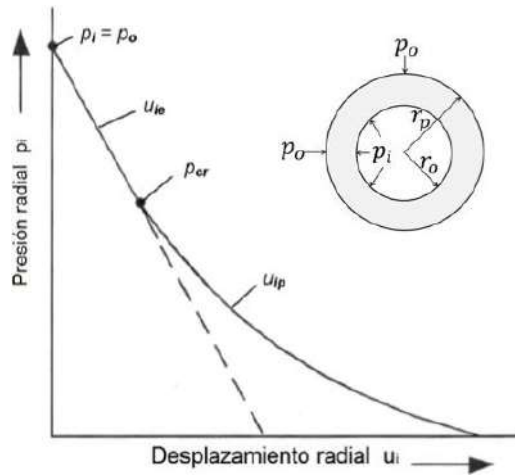


Figura 40. Curva de reacción en terreno según método convergencia-confinamiento (Rocscience, 2009)

2.4.1.2 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 41, 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 las deformaciones durante la construcción de la excavación para así definir la deformación permisible para el soporte.

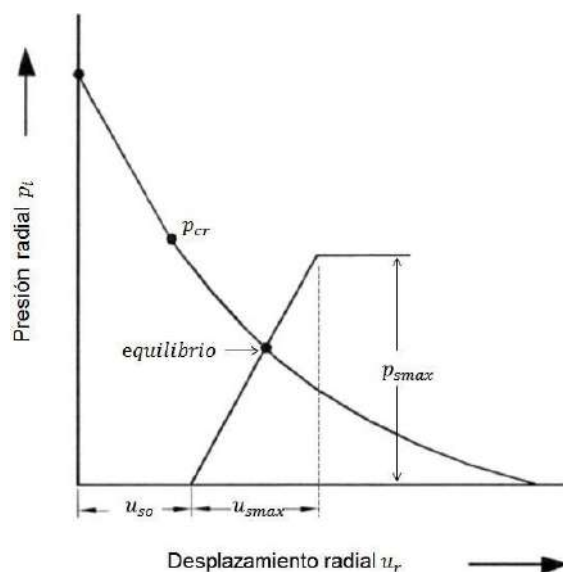


Figura 41. Curva característica del soporte según método convergencia-confinamiento (Rocscience, 2009)

Si el soporte se instala demasiado tarde, el macizo rocoso 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.

2.4.1.3 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 sostenimiento perceptible, la cual brinda cierta permanencia para garantizar el período que permanecerá en pie la excavación.

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

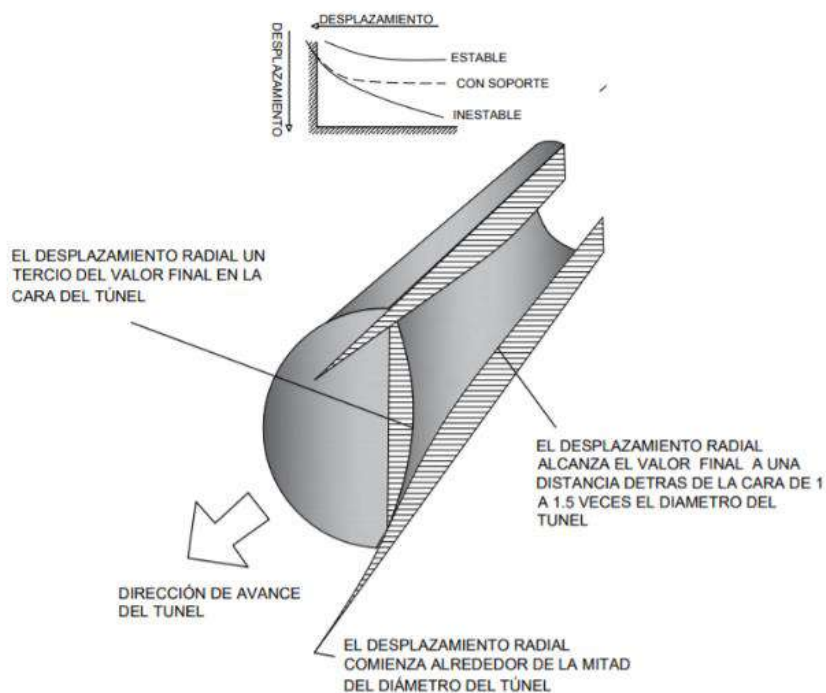


Figura 42. Desplazamiento radial alrededor de un túnel según método convergencia- confinamiento. (Rocscience, 2009)

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.

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

Esta metodología desarrollada por (Osgoui and Únal, 2009), propone una aproximación en el diseño de patrones de pernos en una amplia variedad de macizos rocoso, 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 del esfuerzo vertical y horizontal (parámetro k), 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):

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

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.

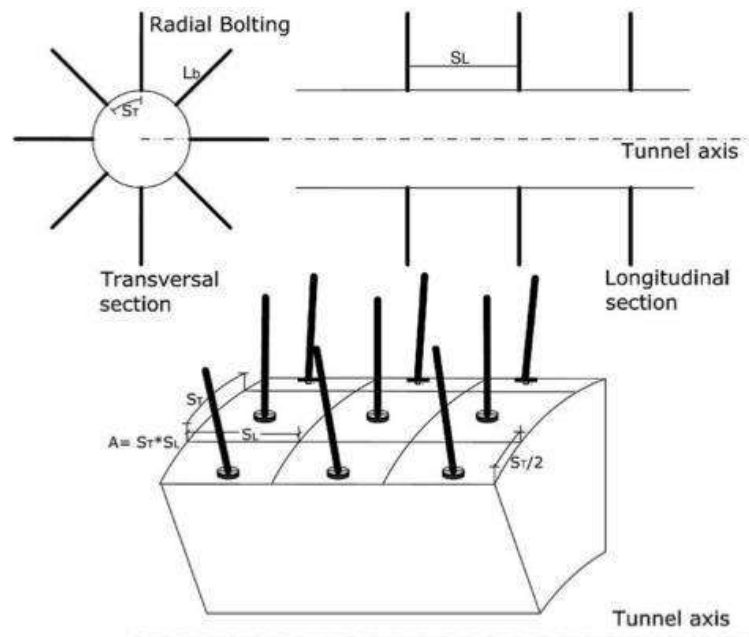


Figura 43. Patrón de pernos (transversal y longitudinal) para un túnel circular (Osgoui and Únal, 2009)

La principal ventaja de esta expresión, es su aplicación en patrones de pernos longitudinales y transversales, bajo diferentes condiciones geomecánicas. 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 espaciamiento transversal, S_t y longitudinal, S_l)

$$FOS = \frac{C_b}{PS_tS_l}$$

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

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

2.5 MÉTODOS DE DISEÑOS EMPÍRICOS

En gran medida los métodos empíricos de formulación recurren a correlaciones entre esquemas de categorización del macizo rocoso, casos históricos, e historial precedente de perforaciones, de los cuales buena parte proceden de la industria civil minera.

2.5.1 Gráfico de Luz Crítica

El diagrama consta en la correlación de dos aspectos apreciables dentro de las excavaciones subterráneas como lo son la calidad de roca y el ancho de excavación, haciendo potencial establecer índices de estabilidad. Acto seguido se exponen los factores usados en el desarrollo del criterio.

2.5.1.1 Sistema de clasificación de roca

El método de categorización usado es el Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976), constatado por la sumatoria de seis variables, agrupados en rangos de valores que sumados determina la clasificación del macizo rocoso en cinco categorías (Tabla 23).

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

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_s : 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 enfoque 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 19. 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	0-20

2.5.1.2 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 44, 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.

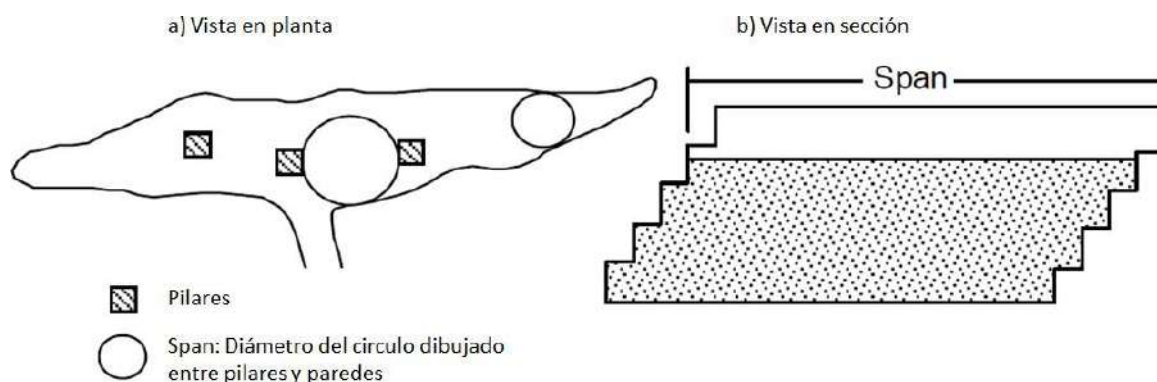


Figura 44. Definición gráfica de span, modificado de por Ouchi, 2008

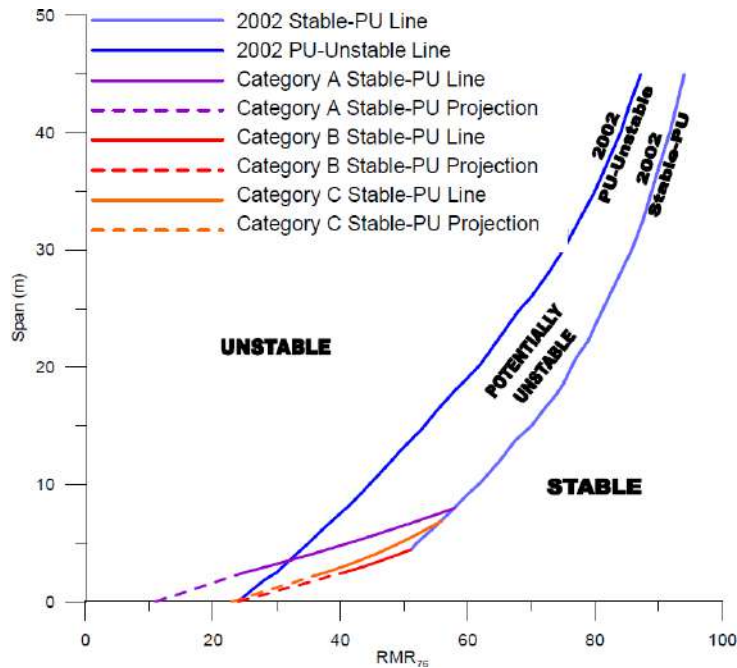


Figura 45. Esquema de luz crítica con categorías de soporte (Ouchi, 2008)

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.

2.5.2 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 Tunnelling Quality Index.

Donde

- *RQD*: índice RQD,
- *J_n*: número de sets de discontinuidades,
- *J_s*: 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.

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

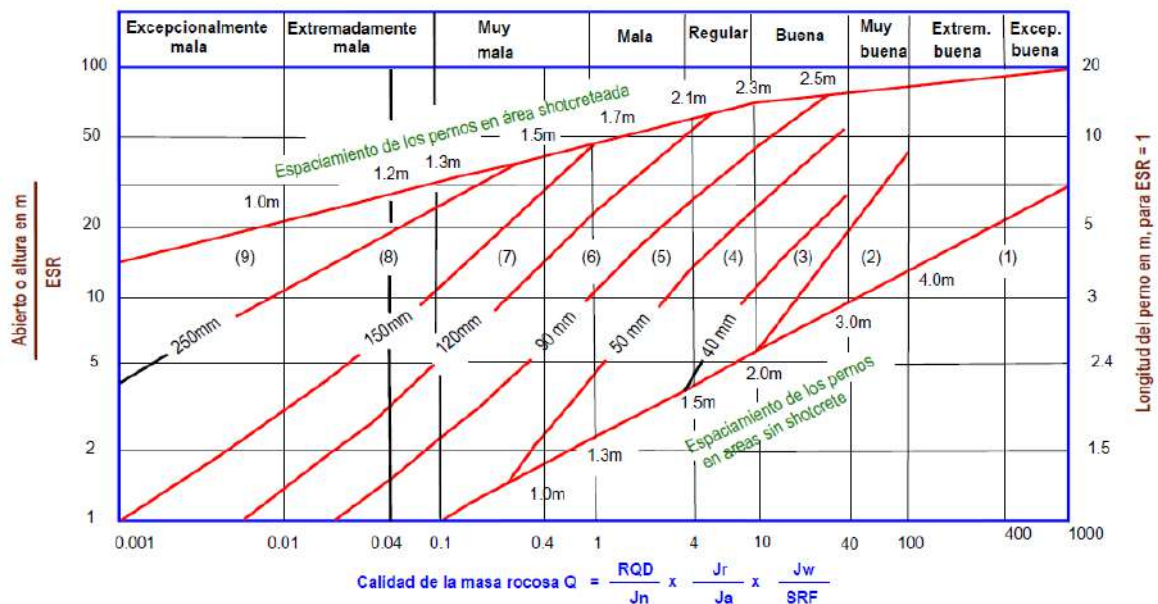


Figura 46. Guía para el sostenimiento de excavaciones permanentes (Según Grimstad y Barton, 1993)

Barton (1974) propone un gráfico de diseño de soporte (Figura 46) el que incluye los parámetros espaciamiento 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 cabe mencionar las siguientes 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.

$$\text{Ancho máximo}_{\text{sin soporte}} = 2ESR Q^{0.4}$$

Ecuación 6. Ancho máximo sin soporte según método empírico Q

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

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

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 (prefactibilidad, estudios conceptuales) 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.

2.6 MÉTODOS NUMÉRICOS

A diferencia de los métodos analíticos, los modelos numéricos demandan de esquemas computarizados más profundos, debido a que constituyen un análisis con una mayor multiplicidad de indicadores que inciden dentro de la casuística. En general la precisión del modelo y el tiempo que involucran las simulaciones están relacionadas con el tipo de análisis y el código Python activado.

Existen distintos modelos de análisis debido a que ningún método puede coleccionar todos los puntos de vista del comportamiento real del macizo rocoso. Se descomponen en continuo y discontinuo, inicialmente implica en fraccionar el medio en una proporción finita de sub-dominios (elementos) cuyo desempeño se delinea por la explicación matemática con un rango limitado de libertad, para determinar la incidencia de múltiples variables en el proceder de todo el método. El modelo discontinuo en cambio simula la interfaz entre sistemas de bloques, siendo discretizados intrínsecamente para implicarse como dominios deformables o elásticos (Jing, 2003).

Por lo general los métodos numéricos más empleados 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

2.6.1 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 implica la sección del medio en subconjuntos de componentes anidados entre sí mediante mallas triangulares, en cierto modo tal que el modelo matemático que involucra ecuaciones que definen el comportamiento del medio continuo omiten a los elementos, brindando una solución óptima al problema.

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 empleara el software Phase² en su versión 9.0 desarrollada por Rocscience Inc. Es un potente programa en dos dimensiones que mediante el empleo de 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 47.

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. Esto permite personalizar sus principales parámetros de cálculo.

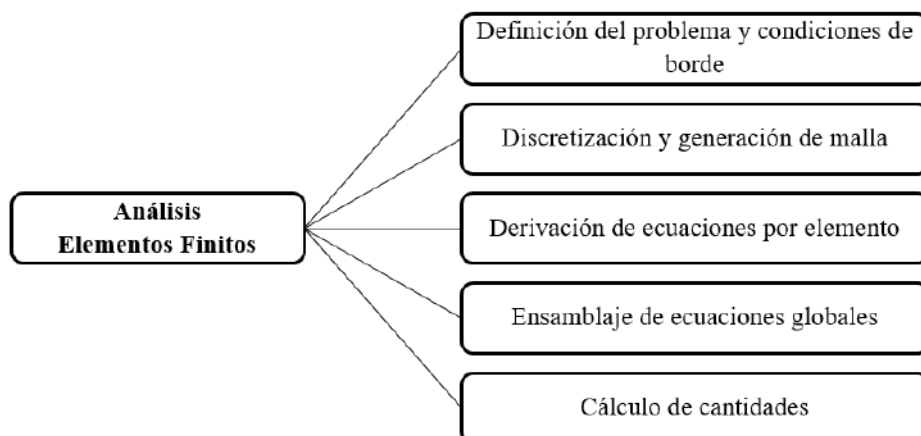


Figura 47. Aspectos básicos en el análisis mediante elementos finitos

CAPÍTULO III

3.0 METODOLOGÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

A continuación, se muestra la metodología a emplear. 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, empleando modelamiento numérico y métodos empíricos, se asignarán factores de seguridad a las diferentes simulaciones de acuerdo al criterio de estabilidad elegido.

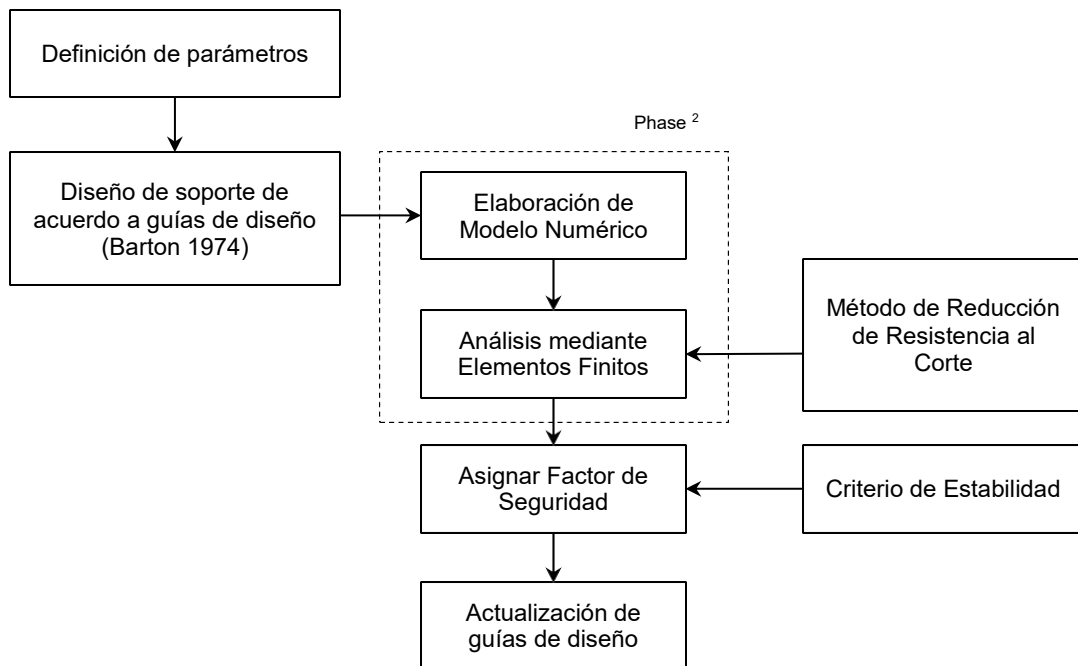


Figura 48. Esquema general de metodología propuesta

3.2 DEFINICIÓN DE CASOS

Cada uno de los parámetros involucrados con el macizo rocoso y los componentes 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 20 presenta las variables incluidas en el estudio, cuyos valores corresponden a valores típicos encontrados en las operaciones mineras.

Tabla 20. Parámetros críticos evaluados en las simulaciones

Variable	Valor
Profundidad, z (m)	250 - 500 - 750
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 busca evaluar la diferencia entre tipos de soporte. Para efectos de este estudio, se consideran pernos de adherencia y de fricción.

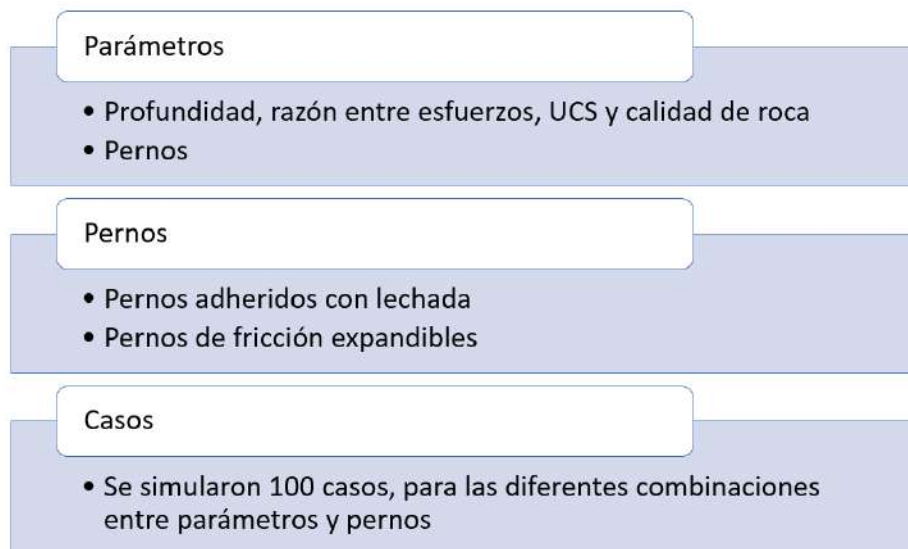


Figura 49. Casos y aspectos a simular durante el trabajo

De esta manera se 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 100 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.

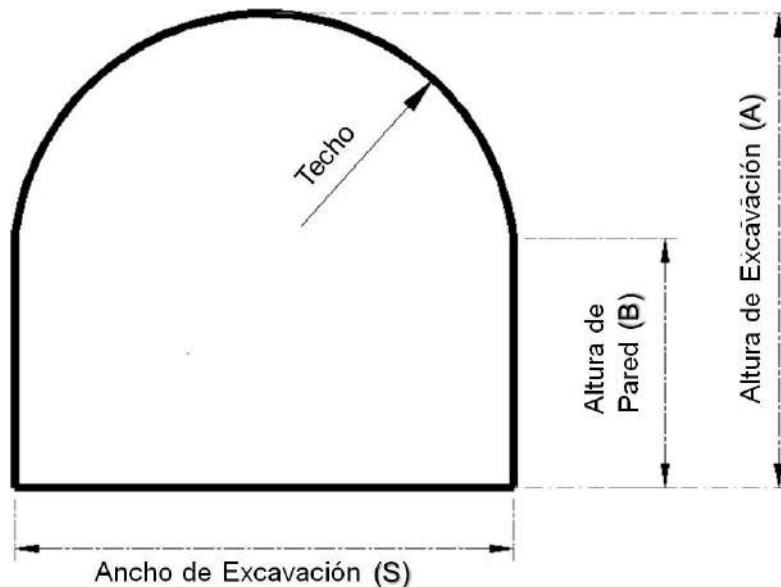


Figura 50. Geometría estándar para simulaciones

Las simulaciones se agruparán 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 51 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.

A continuación, se adjunta un resumen de los sets de simulaciones describiendo el empleo del parámetro k , la resistencia compresiva uniaxial, la profundidad y el GSI.

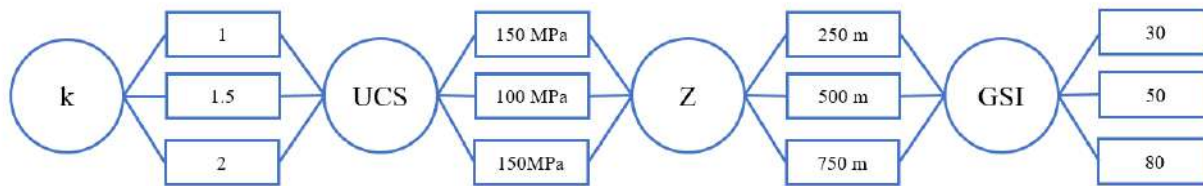


Figura 51. Diagrama de sets de simulaciones

3.3 SELECCIÓN DE ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN

La selección de elementos de soporte para las simulaciones se enfocará en 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.

Cabe resaltar que también se considera en gran medida la experiencia en mina, conocimiento en operaciones mina y planeamiento de minado, ya que lo citado anteriormente permite tener mayor confiabilidad en cuanto a la selección de parámetros geomecánicos.

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.

Se asumió la cuantía de ESR correspondiente a excavaciones mineras permanentes de 1.6, 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.

A continuación, en la figura adjunta según las calidades del macizo rocoso y los requerimientos de sostenimiento de cada uno se establecen 3 áreas que implican diferentes análisis.

En las evaluaciones geomecánicas de parte de personal del area de geomecánica, tanto ingenieros como personal técnico que controla y supervisa el sostenimiento de labores.

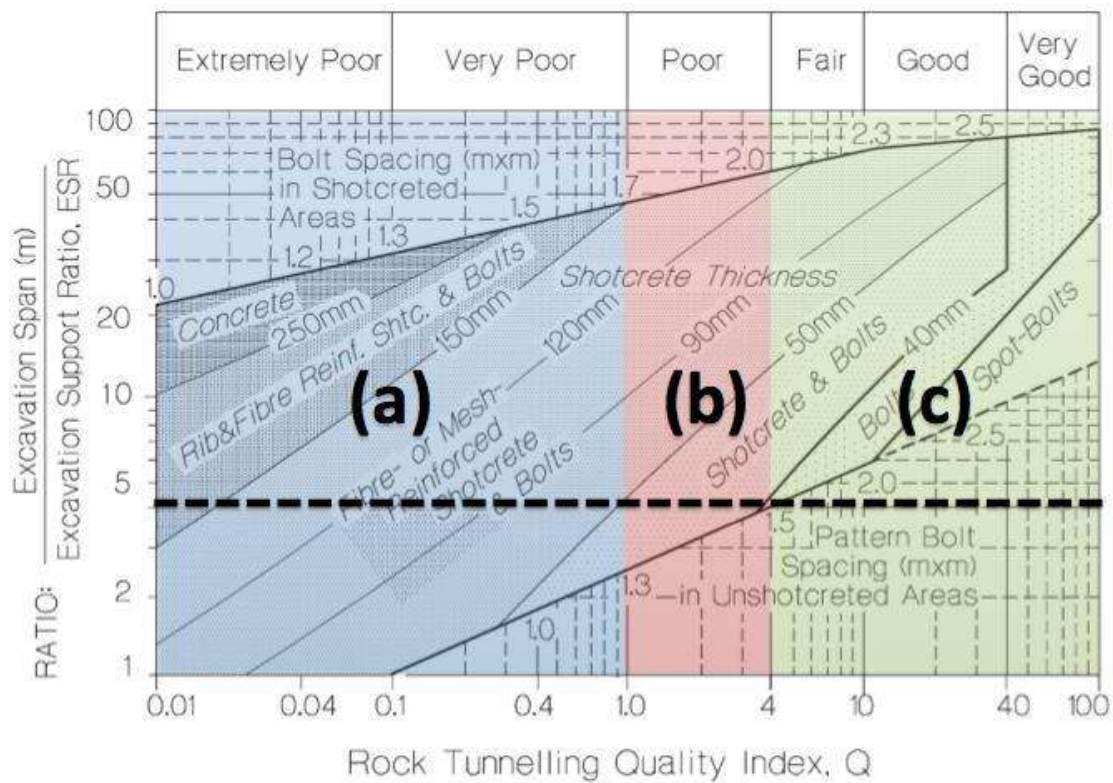


Figura 52. Zonas de requerimiento de refuerzo de shotcrete

En la Figura 52 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 75 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 25 a 50 mm. Por último, la zona (c) se considera como zona sin requerimiento de capa de shotcrete.

En la presente tesis se consideró dos escenarios considerados en las áreas para el diseño del refuerzo de shotcrete, como la calidad del macizo rocoso es regular y mala es necesario la aplicación de elementos de sostenimiento tanto de pernos, shotcrete y mallas electrosoldadas, para el fin de la evaluación de modelamiento se considera solo las áreas a y b.

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.

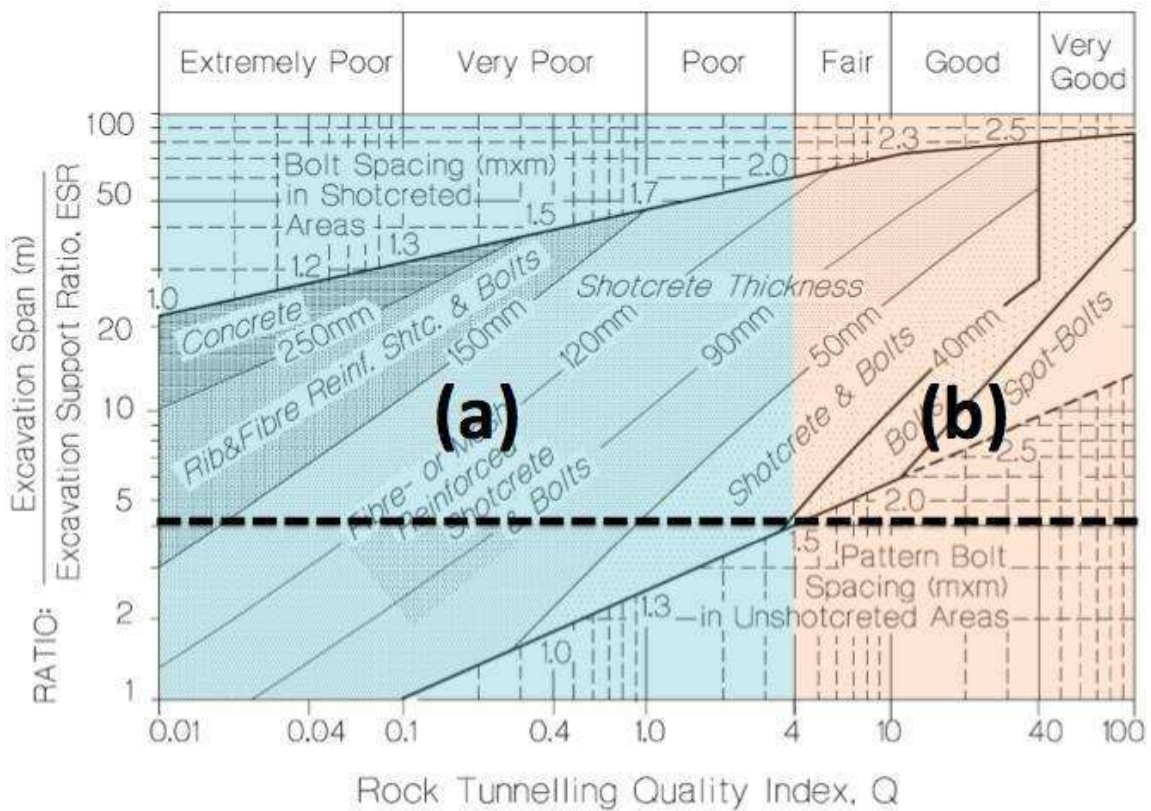


Figura 53. Zonas de requerimiento de soporte de pernos

Las categorías de pernos se dividen en dos, para calidades de roca de Mala a Extremadamente Mala se consideran los espaciamentos estimados del grafico 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 corona y hastiales, la categoría (b) sólo considerará pernos en la corona. 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 8. Calculo de Largo de Pernos usado

Por lo tanto, en gran parte de las simulaciones el largo de los pernos será de 2.1. m. Este valor se establece al asumir un valor de ESR igual a 1.6, al considerar que incluir este parámetro dentro de análisis puede afectar la evaluación de estabilidad planteada en entre trabajo.

3.4 CONSIDERACIONES BÁSICAS DEL MODELO NUMÉRICO

La Figura 54 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.

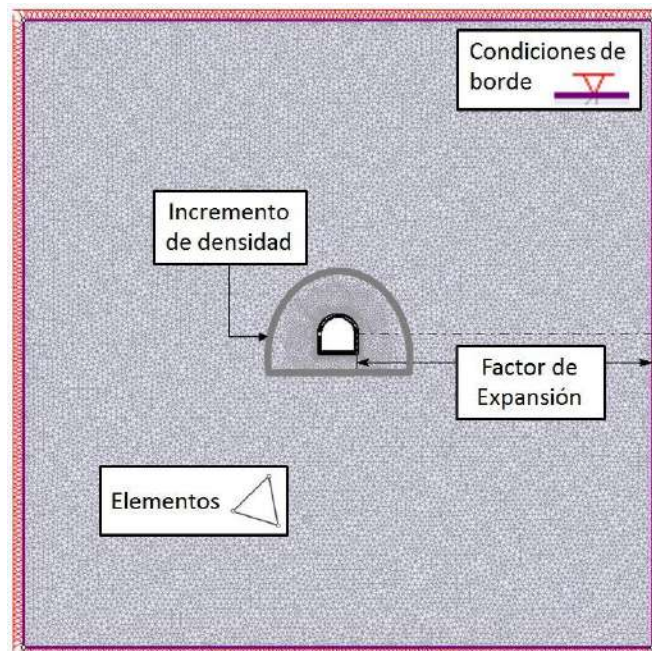


Figura 54. Esquema de aspectos de entrada al modelo numérico

En la Tabla 21 se escalan los valores a macizo rocoso de acuerdo a las calidades de roca bajo estudio, obtenidos usando RocLab (Rocscience).

Tabla 21. Parámetros elásticos del modelo numérico

Calidad de Roca	Módulo de Deformación, E (Gpa)	Razón de Poisson, ν
Buena	20.689	0.24
Regular	8.166	0.25
Mala	0.991	0.28

Considerando que el uso método de reducción de la resistencia al corte se puede realizar bajo criterios diferentes a Mohr- Coulomb, los parámetros de resistencia del material se expresaran en consonancia 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 previamente 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 Tabla 22 muestra los valores de los parámetros usados en el modelo numérico para el criterio Generalizado de Hoek- Brown.

Tabla 22. 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	Apelando del grado de incidencia al que ha sido sometido el macizo rocoso por efecto de voladuras y relajación de esfuerzos.	Se asume como mínimo: 0

3.4.1 Pernos

En general la elección de los parámetros de entrada al modelo numérico relacionados con pernos proviene de aspectos de diseño e información técnica del perno. En este caso para tener una sola fuente de información respecto a condiciones de diseño de estos elementos de refuerzo, se utilizará el estudio realizado por Stillborg (1993). En éste se comparan pernos anclados, adheridos y de fricción a través de 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 55 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 coinciden con los observados en terreno, así se asimilan las condiciones reales a las del modelamiento numérico.

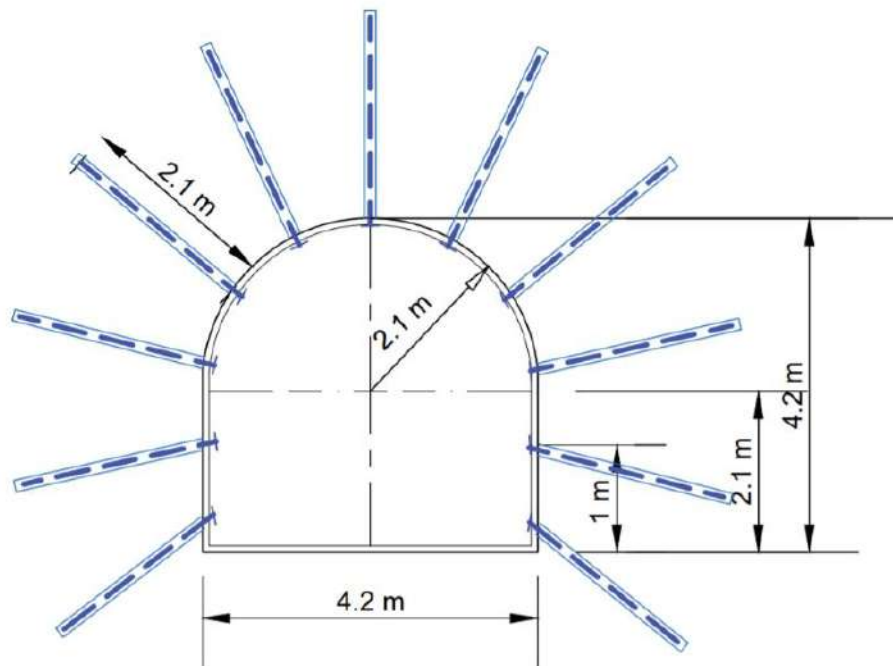


Figura 55. Representación gráfica de un patrón de pernos

Pernos de Adherencia

En el modelo numérico los pernos adheridos con resina o cemento se representarán 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 utilizará 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

En Mina Orcopampa la empresa proveedora de pernos Hydrabolt era New Concept Mining que en periodos reiterativos de cada 3 a 4 meses realizaban los ensayos de pull test con el fin de constatar la calidad de los pernos y la capacidad portante de las mismas.

En los pernos anclados por fricción, los cuales vendrían a ser los más emergentes en la ingeniería del anclado. Existen dos clases: Split set y Swellex. En ambos esquemas, la resistencia a la fricción para el derrape entre la roca y el acero, agregado a la acción mecánica de bloqueo, es generada por la fuerza axial entre la superficie del barreno y el perno. En emplazamientos temporales la incidencia de humedad no es una desventaja, pero debe eximirse para uso permanente bajo estas condiciones. Aunque los dos sistemas están expuestos por un indicador análogo, exclusivamente tratando solo el Split set es de fricción. En caso del Swellex, concilia la fuerza de fricción añadido al sistema de expansión del perno al interior del taladro que usualmente cuenta con superficies irregulares. Esta condición suscita una reacción de bloqueo que concede alcanzar considerable resistencia a la tracción.

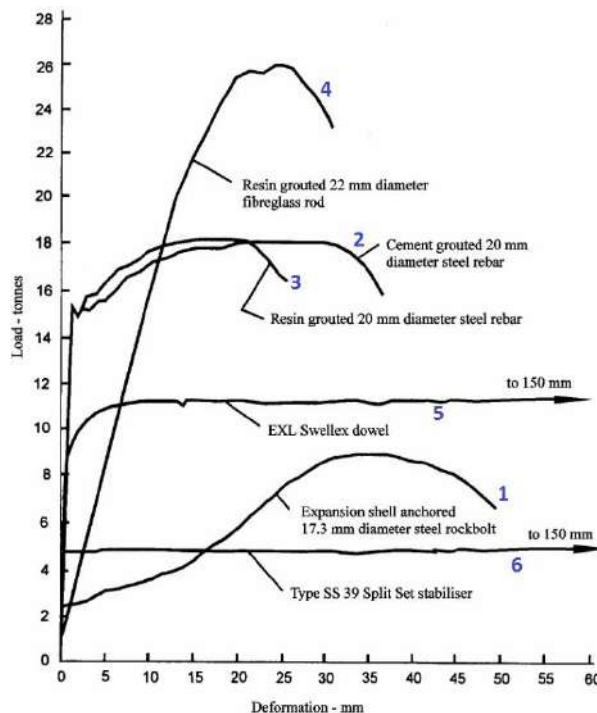


Figura 56. Curvas de carga- deformación para diferentes tipos de perno (Stillborg, 1993)

3.4.2 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 57 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.

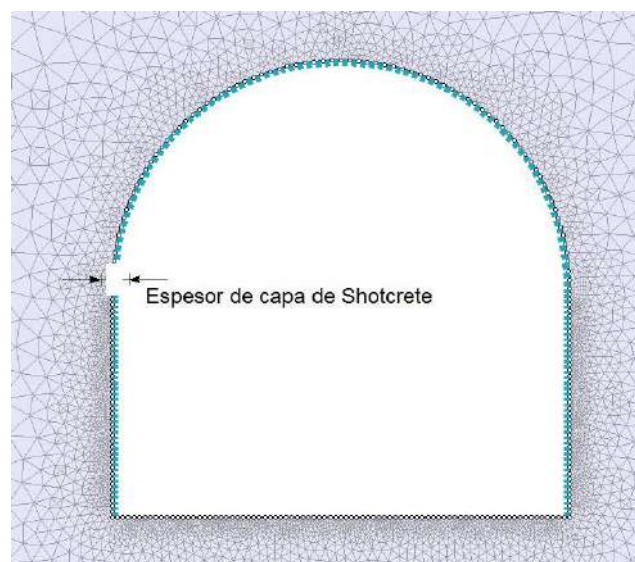


Figura 57. Representación gráfica de shotcrete en Phase²

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 58 se puede determinar el rango de UCS y el módulo de Young para shotcrete a partir de la relación agua/ cemento.

A continuación se adjunta los valores de los parámetros geomecánicos:

- Módulo de deformación: 11 GPa
- Razón de Poisson: 0.25
- Resistencia a la compresión: 20 MPa
- Resistencia a la tracción: 4.2 MPa

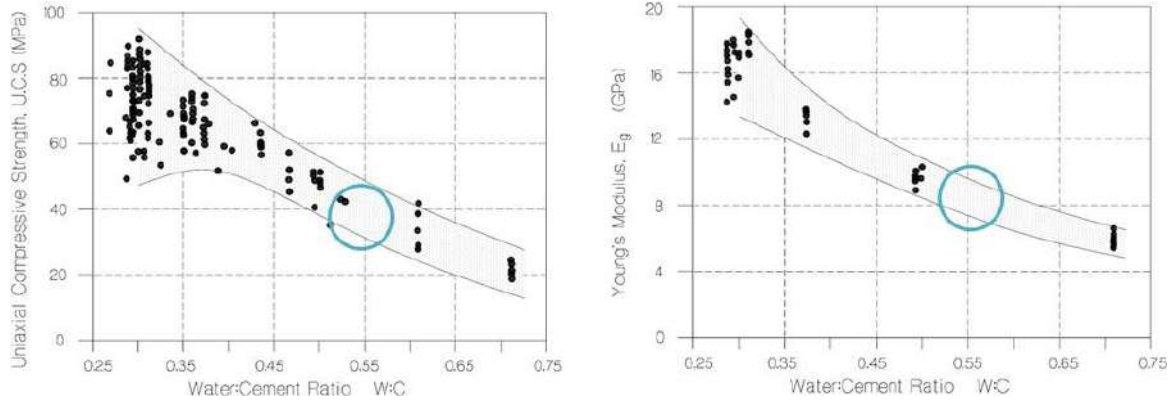


Figura 58. Resistencia a la compresión uniaxial y Modulo de Young usados para determinar propiedades de shotcrete, modificado por Hyett et al., 1992

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.

Para remarcar los beneficios del shotcrete reforzado, se destaca la reducción en los tiempos de trabajo (transporte, logística, almacenamiento, aplicación, etc.), teniendo un menor costo en comparación con el empleo de la aliva.

Los datos de la Tabla 23 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 23. 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)	28
Resistencia a la tracción, (Mpa)	5

3.5 CRITERIO DE ESTABILIDAD

A continuación, se describen cada uno de los casos asumidos para la conciliación de un criterio de estabilidad. A manera de síntesis se desarrollará detalladamente uno de los casos simulados con el fin de representar la metodología y el uso del criterio.

3.5.1 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 distintas evaluaciones a los taludes mineros, ante la necesidad de integrar mayor cantidad de parámetros dentro de sus diseños, por lo que un análisis desde un punto de vista exclusivo en desplazamientos resulta ineficiente.

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.

3.5.2 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.

La finalidad de emplear el criterio de estabilidad es examinar la estabilidad de los distintos escenarios planteados y obtener ratios de sostenimiento direccionados a la excelencia operacional.

De esta forma, una de las herramientas indispensables en este análisis es el "elemento de fluencia", que representa los elementos fallados en el material. En este caso especial, representa la porción del macizo rocoso circundante a la excavación, el cual ha sido desprendido y es propenso a caídas o derrumbes, lo que suele depender de la orientación de las estructuras presentes en la convergencia de la excavación, pero por razones prácticas, se considera que es la porción del macizo rocoso que requiere elementos de sostenimiento que garanticen la estabilidad y seguridad de la estructura minera.

La siguiente figura 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 sobrepone al símbolo (o).

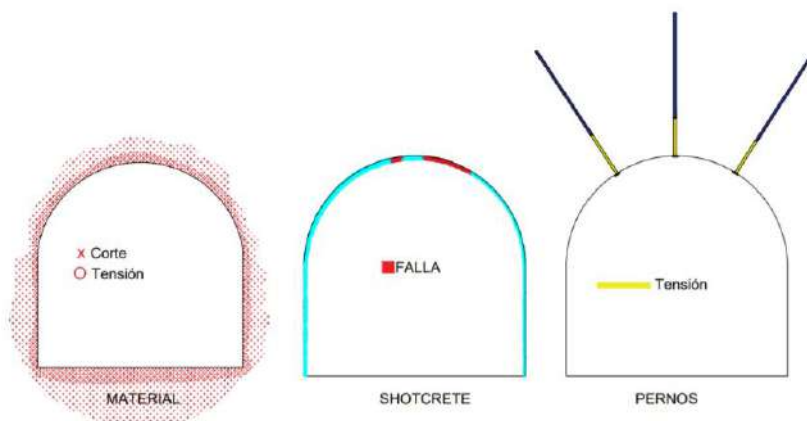


Figura 59. Representación de elementos en falla para material, shotcrete y pernos

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 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. 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.

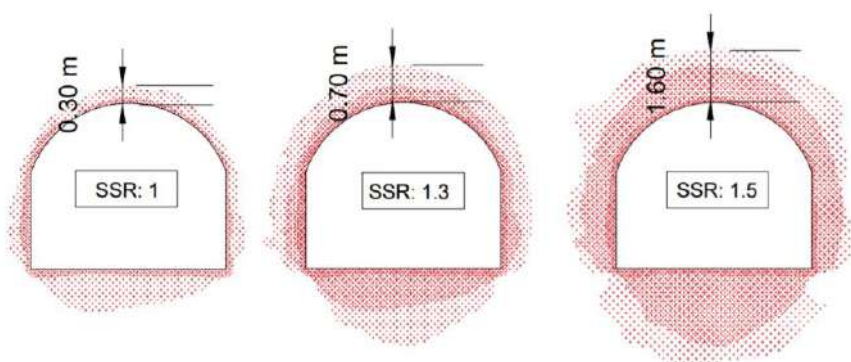


Figura 60. Contorno de falla en una galería a diferentes factores de reducción

En el gráfico que se presenta a continuación (Figura 61), 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 rol relevante en este criterio.

Cabe precisar que los diversos análisis realizados tomaron como base el empleo de data histórica de pernos, sumado a la evaluación que realizaba periódicamente New Concept a través de sus técnicos y personal de mina.

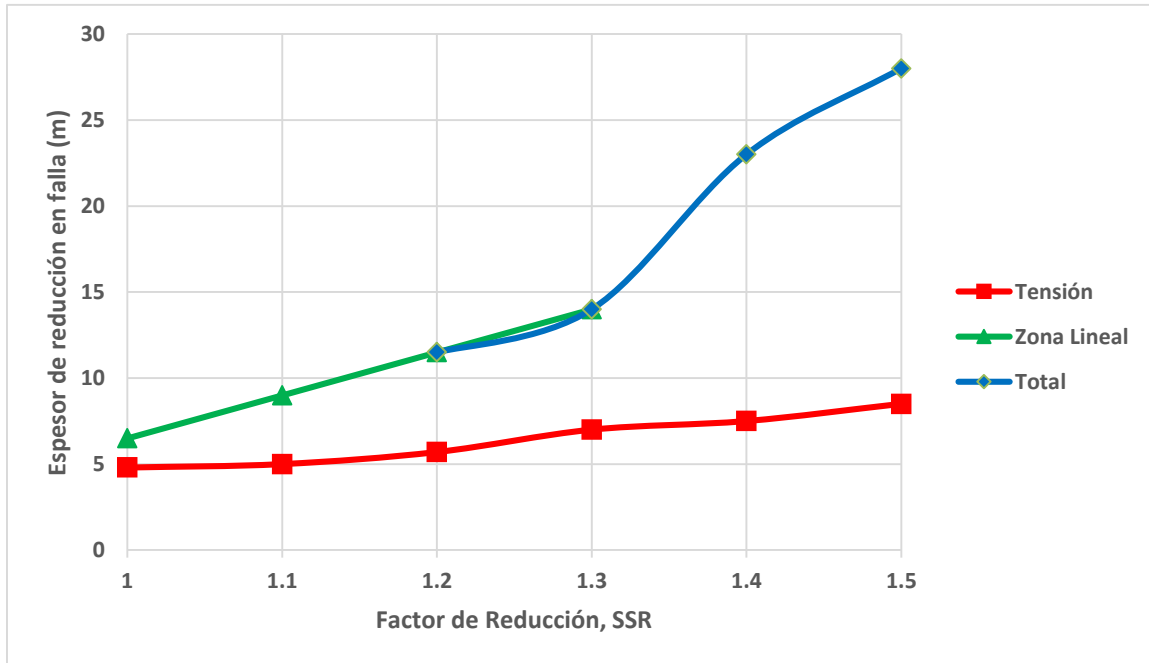


Figura 61. Relación entre el espesor de falla alrededor de una excavación y el aumento en el factor de reducción

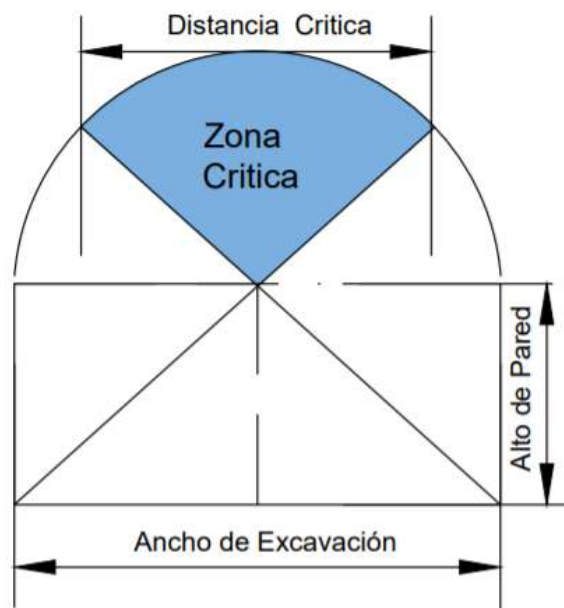


Figura 62. Definición gráfica de zona crítica de análisis para shotcrete

La Figura 63 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 número de pernos de adherencia con un espaciamiento de 1.2 m y largo de 2.1 m. Donde el perno de mayor importancia es aquel de mayor sollicitación que en la mayoría de los casos 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 entre los 0.3 m a 0.5 m de longitud.

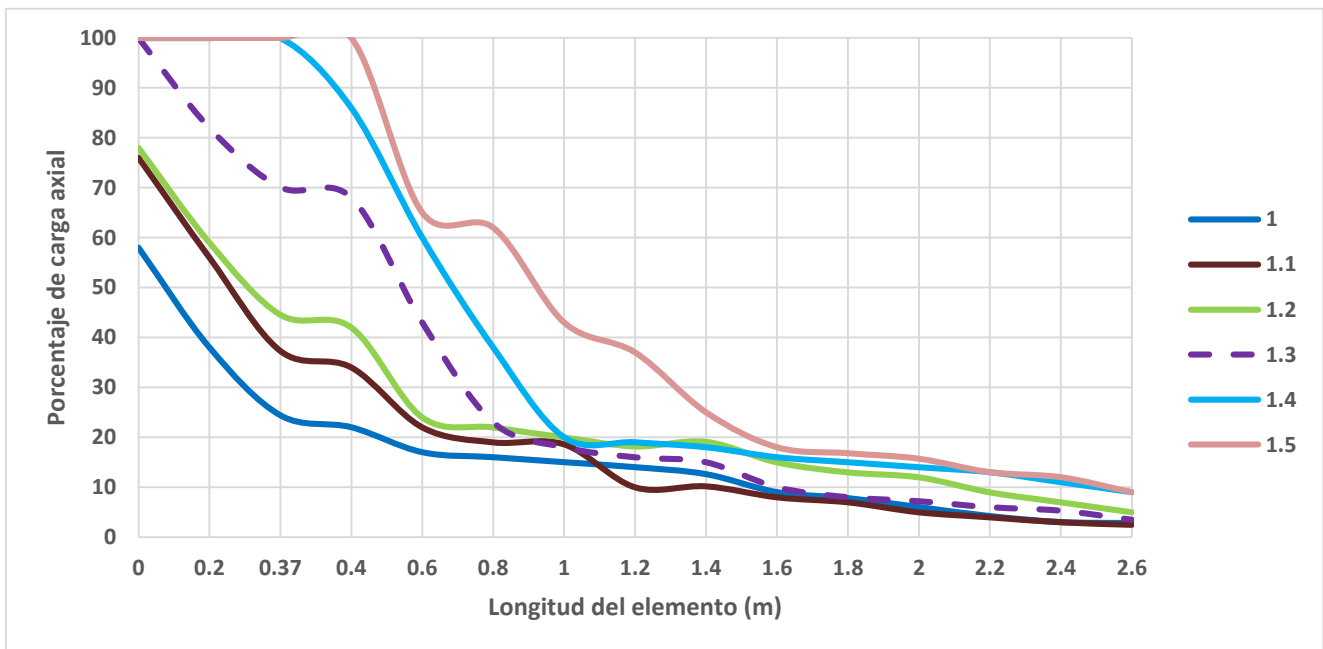


Figura 63. Carga axial a lo largo del perno de mayor sollicitancia a diferentes factores de reducción

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 64 muestra esta relación gráficamente donde para SSR igual a 1.3 se observa el inicio del fallo en uno de los elementos de soporte ubicado en la corona de la galería.

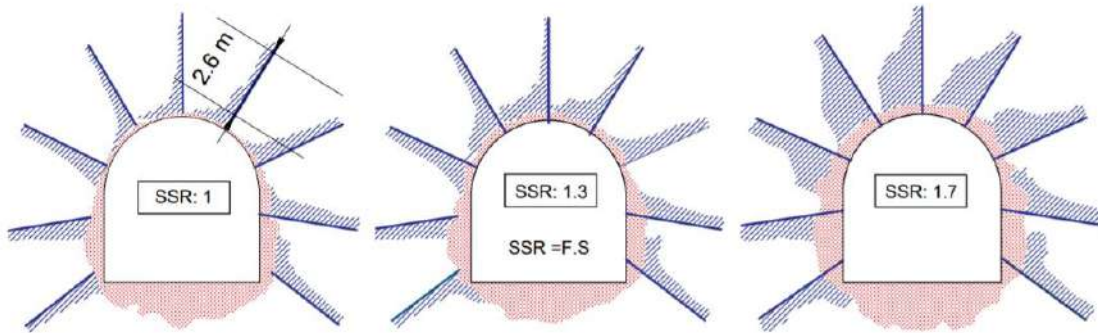


Figura 64. Selección de factor de seguridad de acuerdo a criterio de estabilidad

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.

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 65).

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 continúa tomando carga hasta un punto donde el segmento ya no resista y falle un conjunto considerable de elementos.

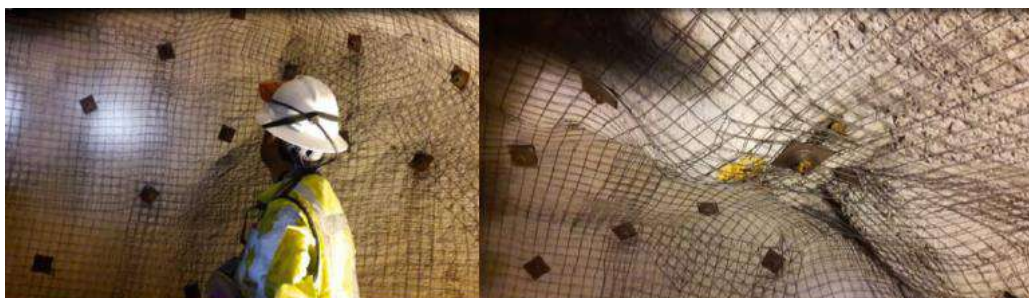


Figura 65. Daños en capa de shotcrete de galería debido a agrietamiento. (Baridelli and Villalobos, 2014)

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 integral la excavación. 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 24 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 24. 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%	1.2 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.

3.5.3 Caso de aplicación

Para mostrar de manera clara el criterio y la metodología planteada, a continuación, se presenta en detalle uno de los 100 casos realizados. En el ejemplo se considera un caso con datos resumidos en la Tabla 25 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 25. Input del modelo para caso ejemplo

Parámetro	Valor
Profundidad de la excavación, z (m)	250
Módulo de elasticidad. E (Gpa)	4.076
Razón de Poisson, ν	0.27
Resistencia a la compresión uniaxial, UCS (MPa)	45
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; $RMR = 9 \ln Q + 44$

Para estimar los requerimientos se 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 (UCS/σ_1) tiene un valor de 15 equivalente a un estado de confinamiento medio.

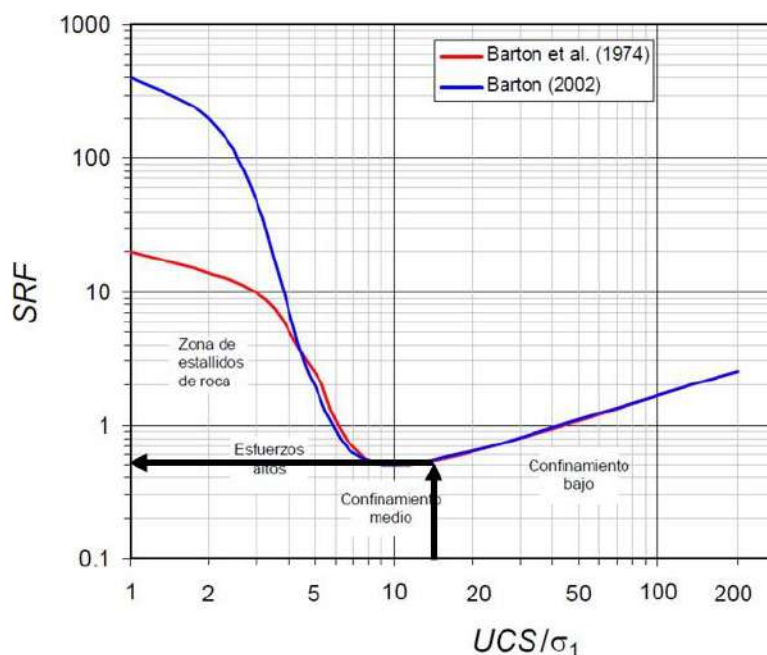


Figura 66. Estimación del parámetro SRF respecto a esfuerzos in-situ

Una vez ingresados los datos de entrada al modelo, tanto del macizo rocoso como de los pernos, se procede a detallar 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 son el parámetro del método empírico de Barton que es nombrado de la misma manera. La estimación se realiza considerando la última actualización del autor (Barton, 2002).

CAPÍTULO IV

4.0 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

La aplicación del modelamiento numérico en el análisis de interacción entre excavaciones y los elementos usados para el soporte, corresponden a una excelente opción de análisis en un ámbito geomecánico al integrar herramientas empíricas y prácticas.

Para los casos simulados se ejecutaron evaluaciones de resultados a través de los diferentes parámetros evaluados para el macizo rocoso, elementos de soporte, restricciones operacionales 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.

4.2 ANÁLISIS DE GUÍAS DE MÉTODO EMPÍRICO DE BARTON

Para corroborar este procedimiento, se elaboraron tres modelos con los mismos datos de entrada para el macizo rocoso, y se evaluaron los modelos variando la condición de esfuerzos asociada a la profundidad entre 250, 500 y 750 m. El soporte simulado corresponde al sugerido por el gráfico del método empírico. Para pernos se estima un espaciamiento entre elementos de 1.5 m x 1.5 m considerando un largo de 2.1 m. En cuanto al shotcrete, se considera sin refuerzo con un espesor de la capa de 0.05 m a 0.075 m.

Extensión zona plástica

De acuerdo a los resultados obtenidos en el modelamiento numérico, la extensión de la zona plástica varía según la extensión del minado y según la profundidad a la cual se ubique la excavación.

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

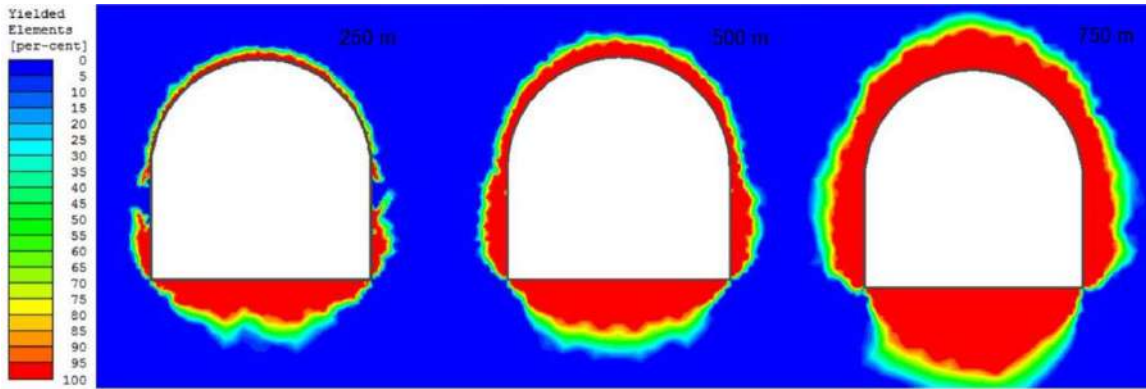


Figura 67. Efecto de la profundidad en la zona plástica

Esfuerzos

La Figura 68 muestra el incremento en el esfuerzo principal mayor, que como se estima empíricamente aumenta con la profundidad. En las proximidades de la excavación más exactamente en el techo de la galería (en la corona de la excavación y en el hastial derecho) se observa un incremento al pasar de la mínima a la máxima profundidad.

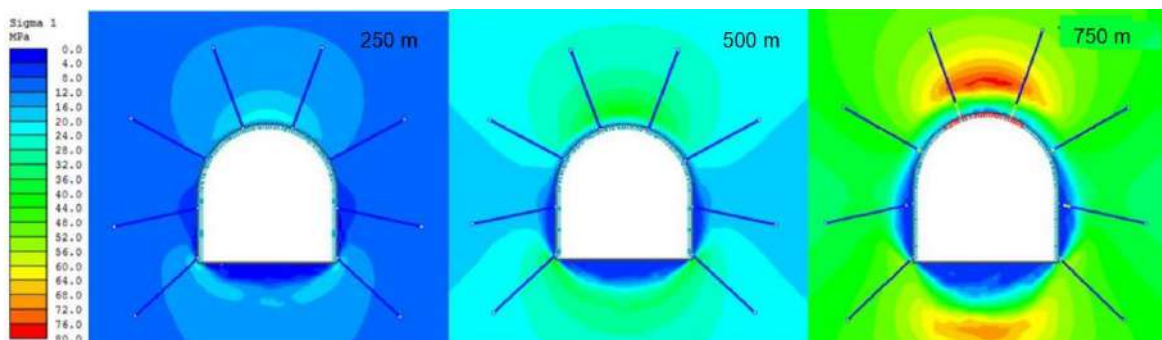


Figura 68. Efecto de la profundidad en el esfuerzo principal mayor y el sistema de soporte

También se puede apreciar que a una profundidad de 750 m, se presenta una falla importante del soporte en la corona. En el caso de shotcrete gran parte de la capa del techo ha dejado de soportar la roca.

En este caso un control operativo sería retirar el shotcrete colgado que no está trabajando en la interacción macizo rocoso, perno y shotcrete, se suele emplear el Scaler para retirar el shotcrete, además del Scaler se suele emplear el empernador para sostener labores de grandes dimensiones.

Desplazamiento Total

La Figura 69 compara los tres modelos y refleja el efecto de la profundidad frente al desplazamiento total y las deformaciones registradas para el material.

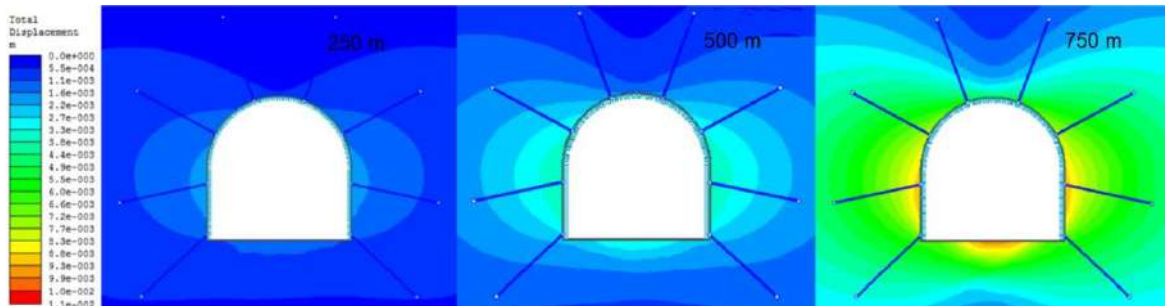


Figura 69. Efecto de la profundidad en el desplazamiento total del material

La Figura 70 muestra el desplazamiento aproximado para diferentes profundidades, contando con un valor de distancia crítica una longitud de 10 m, que vendría a ser la longitud vertical desde el punto más alto de la excavación hacia la superficie. Se observan desplazamiento en las cercanías de la caja techo de la excavación de hasta 4×10^{-3} 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 espesor de shotcrete como de tipo 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.

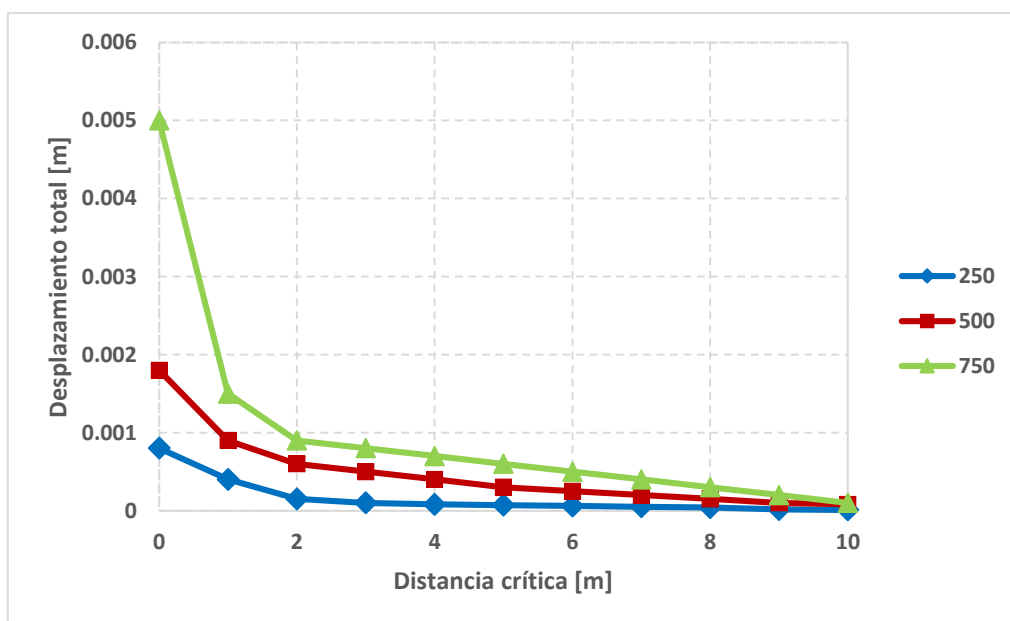


Figura 70. Relación de desplazamiento en la corona de una excavación a diferentes profundidades

4.3 APLICACIÓN DE BENCH & FILL EN MINA ORCOPAMPA

El método de minado actual en Mina Orcopampa es el corte y relleno ascendente con una longitud de perforación entre 1.2 y 2.4 metros. Este método tiene la característica de ser selectivo y de alto costo.

Ante las constantes bajas del precio de los metales se han implementado medidas de reducción de costos en la unidad. Una de las medidas adicionales por implementar es la mejora de eficiencia y reducción de costos de minado.

Siendo el Bench and Fill con taladros largos un método de minado de bajo costo se consideró realizar tajeos pilotos para empezar su empleo masivo en mina Orcopampa, a fines del 2018 viene siendo empleado con éxito en vetas angostas.

Ventajas del método:

- Menor costo de minado con la altura de banco en evaluación con 5.5 – 8 – 10 m
- Menor factor de potencia (Kg explosivo/m)
- Productividad alta con respecto al corte y relleno ascendente
- Reducción de inversión en sostenimiento
- Reducción de inversión en muestreo
- Reducción de inversión en infraestructura de caminos
- Mecanización para vetas angostas de 80 cm (Uso de long hole y scoop). Con el método de corte y relleno no ingresa un scoop, se trabaja con rastrillo y jackleg
- Minimiza la exposición del personal en el tajo
- Se puede obtener diluciones bajas alrededor del 10%

Desventajas del método:

- Dilución y pérdida de mineral en caso de tener mucha desviación de taladros o irregularidad de la mineralización.
- Alta inversión de capital en la etapa de preparación
- Método ineficiente en buzamientos bajos de 45° a 50° (Dilución aumenta)
- Puede requerir excesiva voladura secundaria

4.3.1 Línea Base

A continuación, se muestra las principales ventajas y desventajas de ambos métodos de minado.

Corte Relleno

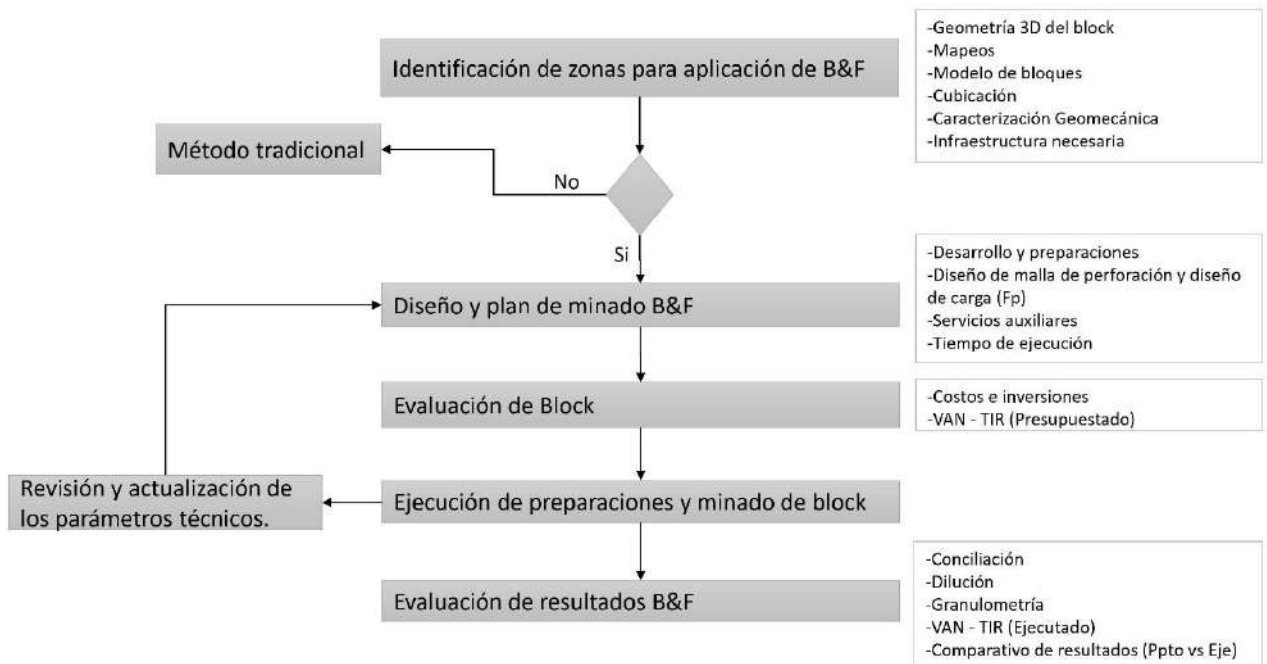
- Método Selectivo
- Baja productividad
- Alto Costo

Bench and Fill

- Alta productividad
- Bajo costo por tonelada
- Mayor seguridad del personal
- Método masivo
- Genera valor en vetas angostas

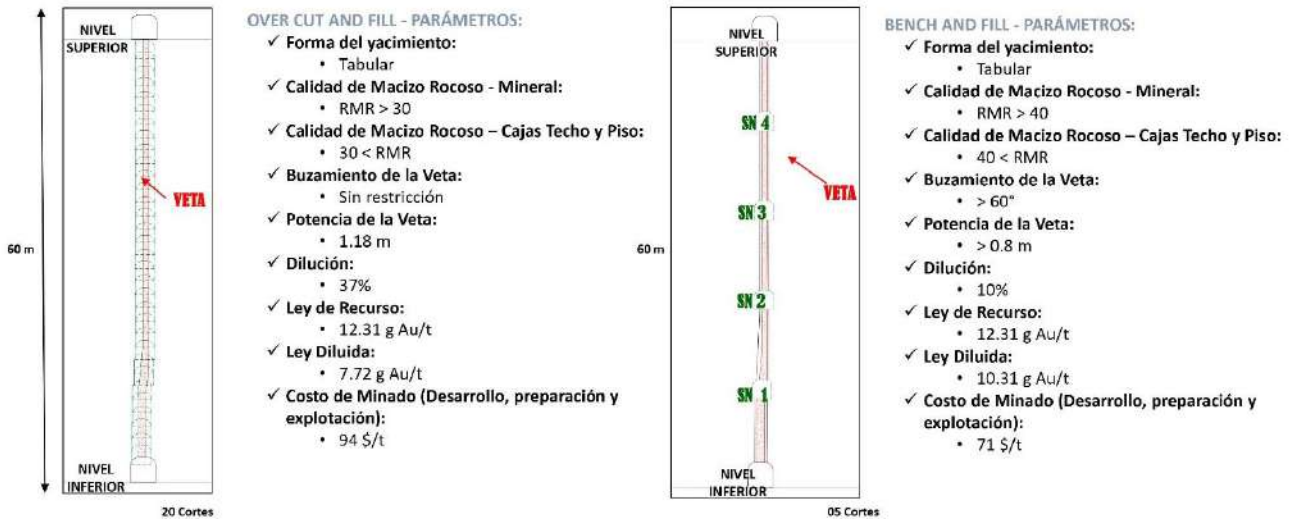
4.3.2 Elaboración del Plan General

En el diagrama de procesos adjunto se muestra la viabilidad operativa y de diseño de zonas para aplicación de Bench and Fill.



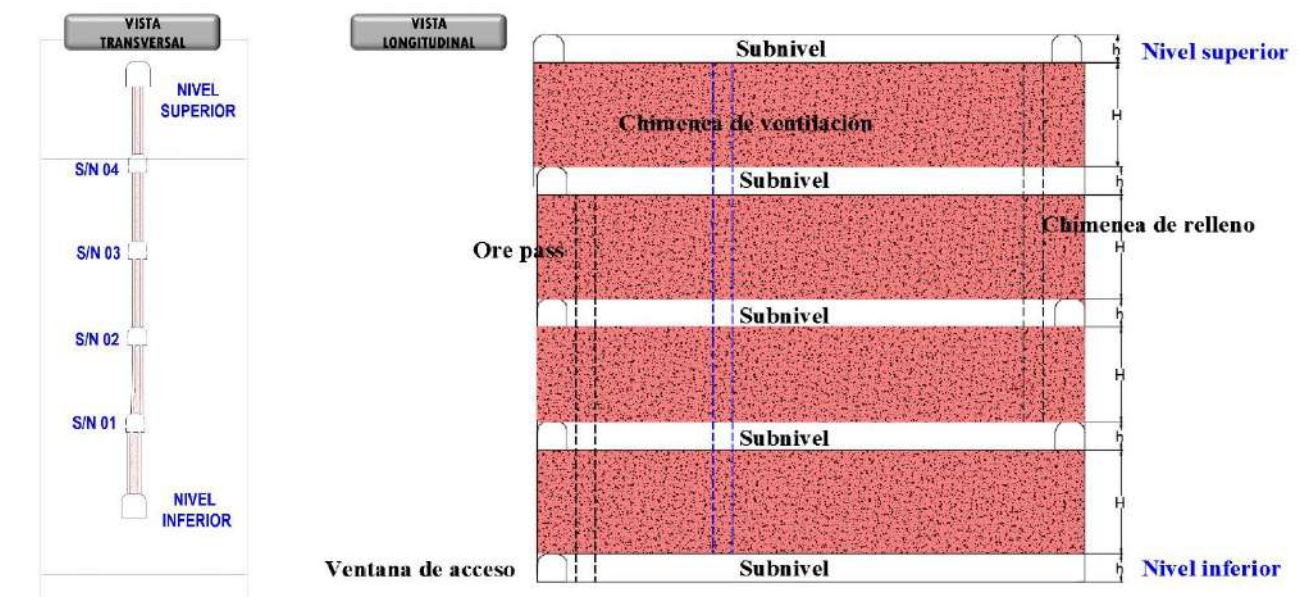
4.3.3 Parámetros de Diseño del Método de Explotación

Adjunto se muestra un diagrama que explica el diseño de cada método de minado con su información geológica, caracterización geomecánica, planeamiento de minado y costos asociados.

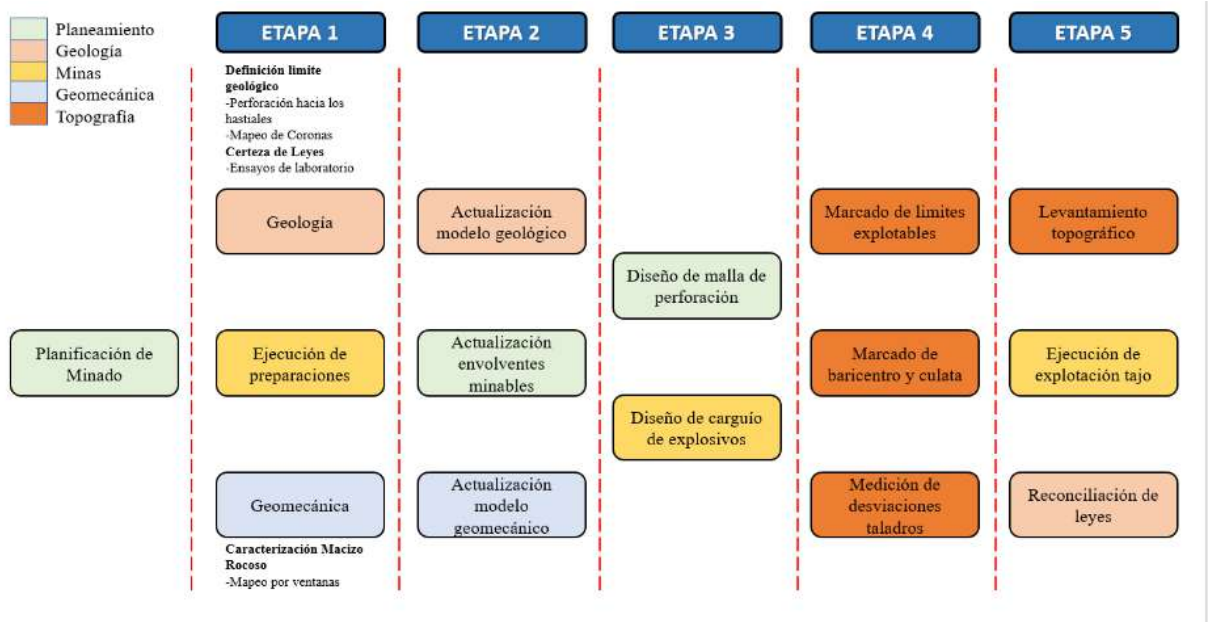


4.3.4 Diseño de la infraestructura B&F

Adjunto se muestra la vista transversal y longitudinal de la infraestructura requerida para el Bench and Fill.

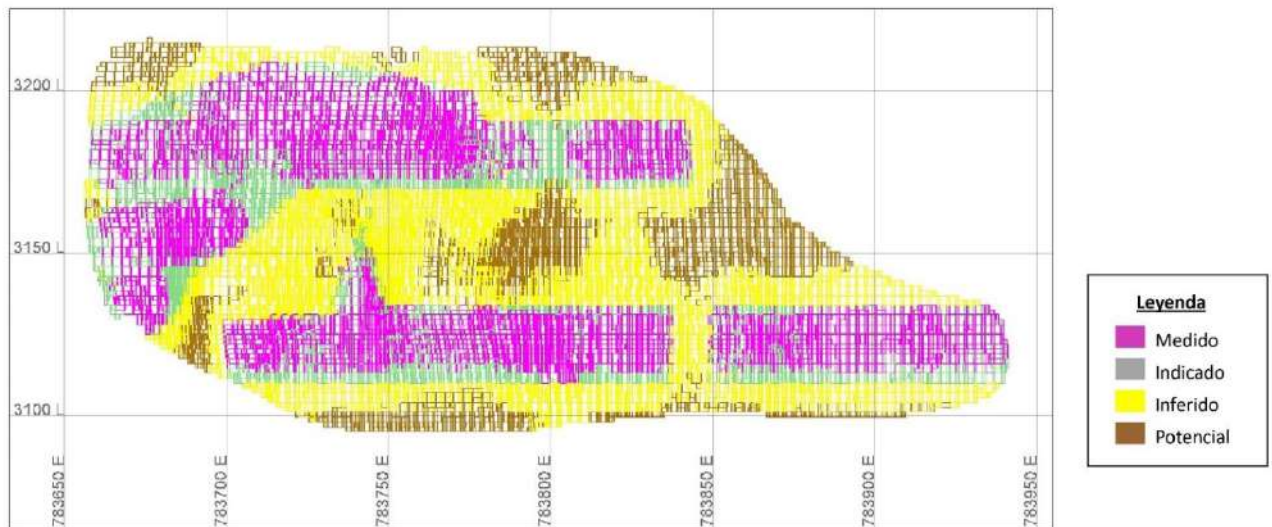


Consideraciones generales



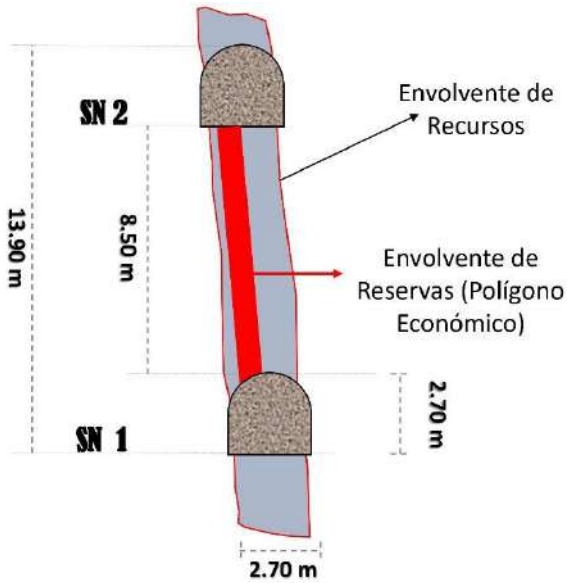
4.3.5 Modelo de Bloques

A continuación, se muestra un modelo de bloques con los recursos medidos, indicados e inferidos, se observa que la mayoría de los bloques son recursos inferidos, este escenario es visto en gran cantidad de minas subterránea.



4.3.6 Control Geológico

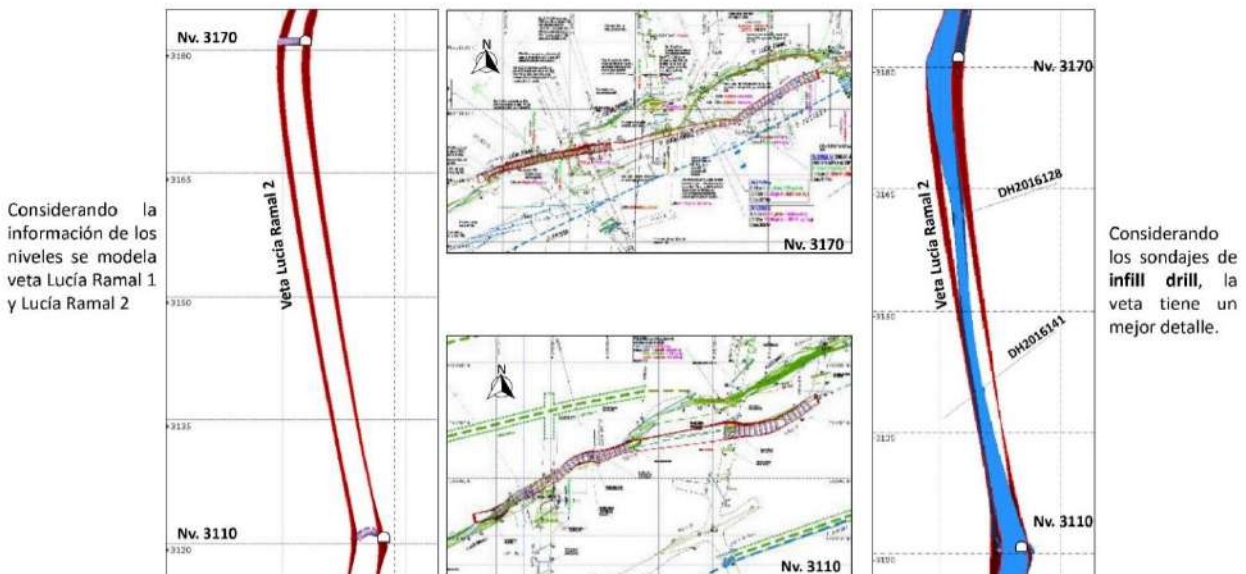
El Bench and Fill requiere un adecuado control de leyes, esta tarea es primordial en la preparación de stopes asociados al Bench and Fill.



Dentro de las medidas de control geológico se está considerando el muestreo y logueo durante el avance de los subniveles en determinado sector.

- Control de minado Disparo a Disparo Para Centralizar el Polígono Económico.
- Las leyes del muestreo son como referencia con respecto a las leyes del modelo de bloque.

Actualización de zonas de minado mediante Infill Drill



4.3.7 Caracterización Geomecánica

Debe realizarse la debida caracterización geomecánica para evaluar su sostenimiento y malla asociada.

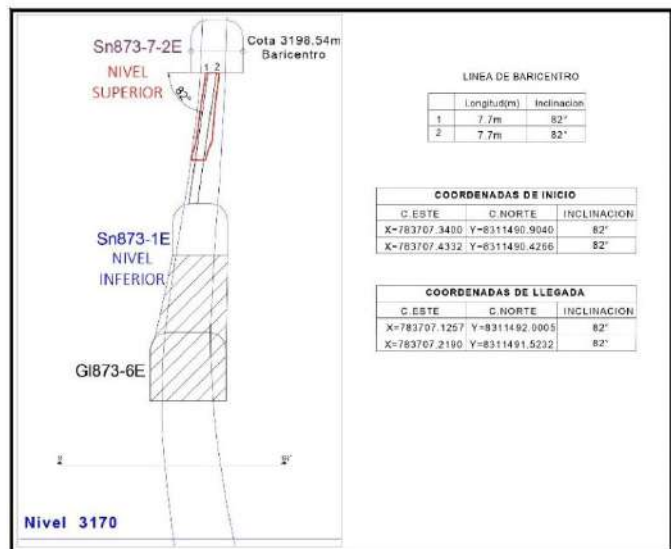
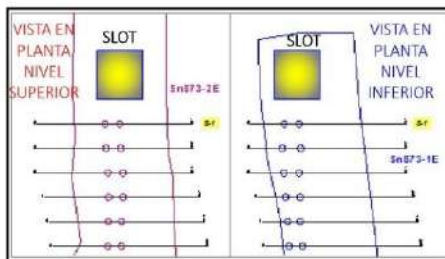
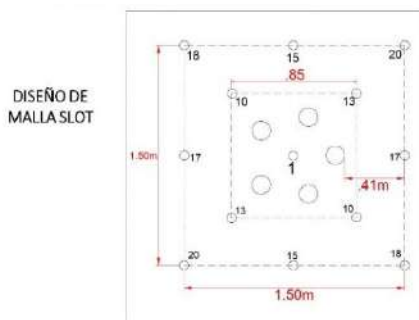
Zona	Labor	Buzamiento de la Veta	RMR Caja Techo	Long. del Tajeo Sin Sost (m)	Rango Potencia de Veta (m)
Lucia Ramal 2	Tj 873-7E	85°	50	15	0.8
		81°	47	10	1.8
Esperanza	Tj 871-1E	84°	53	15	0.8
		81°	46	10	1.1

En el Tj 873-7E , los buzamientos de la veta son de 85°, la longitud máxima del tajeo que puede estar abierto y sin sostenimiento es de 10 m con un radio hidráulico (S: 3.6).



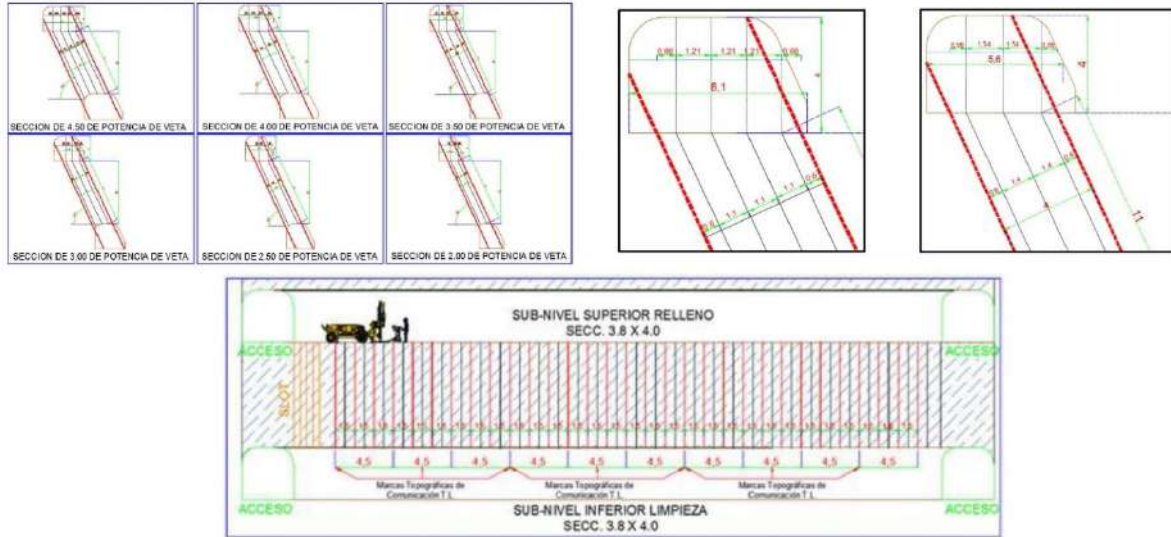
4.3.8 Diseño de Malla

Una vez acopiado el modelo geológico se procede al diseño del Bench and Fill, el area de planeamiento provee el diseño de la malla a operaciones mina para su ejecución.



4.3.9 Marcado de Taladros

El area de topografía realiza el marcado de los taladros para su posterior perforación y voladura.



4.3.10 Desviación de Taladros

Como un control operativo de la dilución se monitorea la desviación de los taladros.



4.3.11 Detalle de Carguío y Voladura SLOT

Se debe realizar un adecuado control al carguío y voladura de los SLOT.

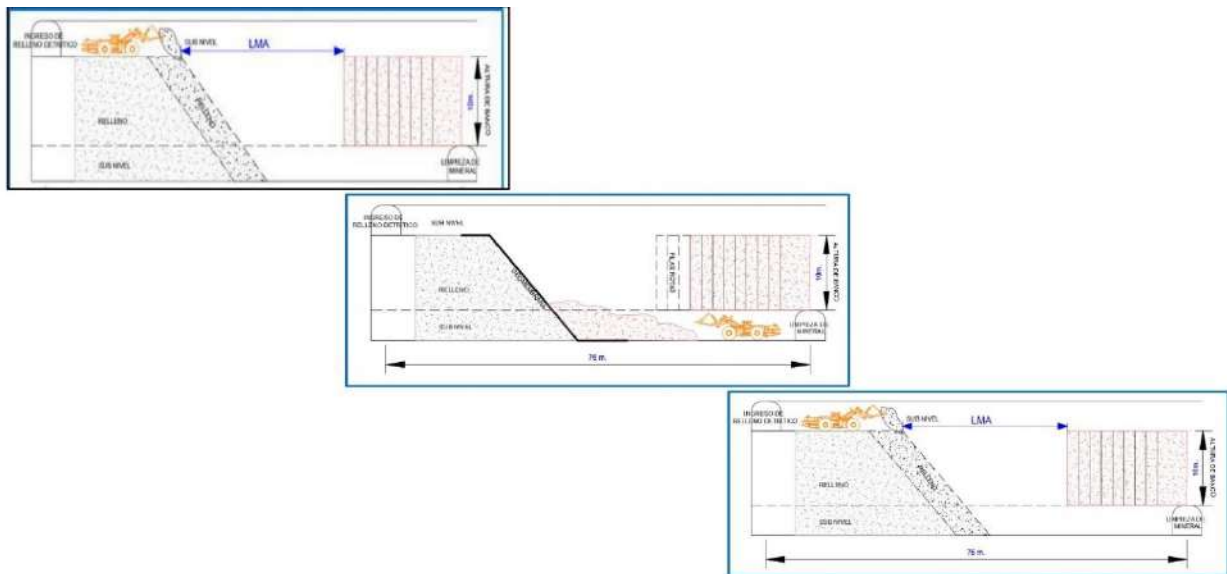


Disparo de 3 filas de Taladros Largos

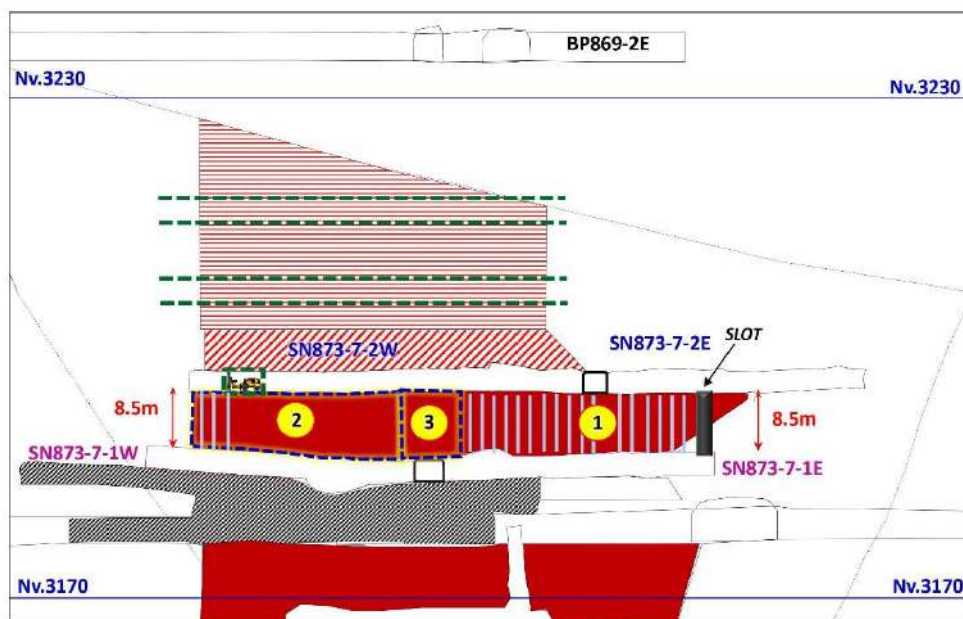


4.3.12 Secuencia de Minado

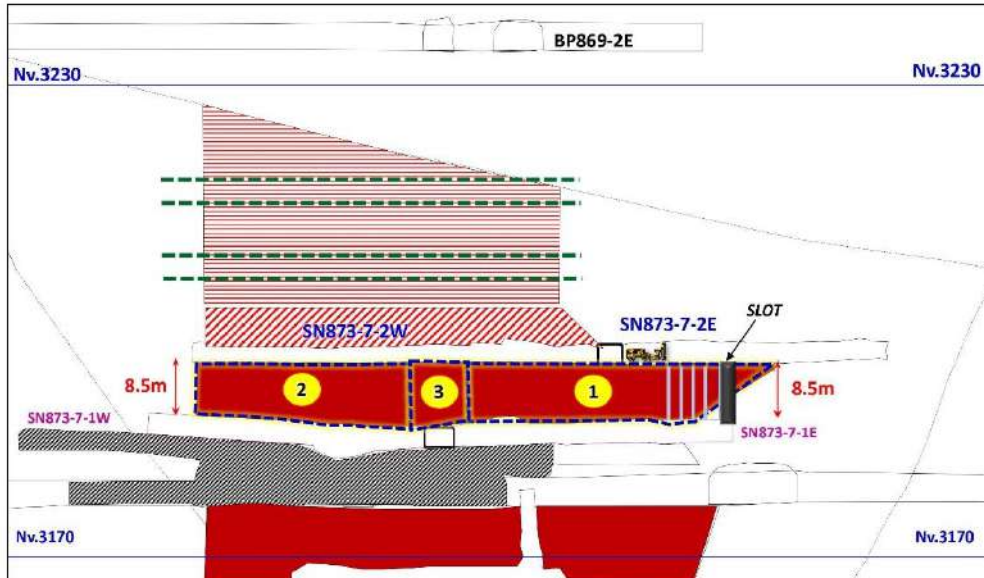
A continuación, se adjunta la secuencia de minado asociado al Bench and Fill, conforme se realiza el marcado de taladros y perforación y voladura de los mismos se debe avanzar con el relleno paulatinamente.



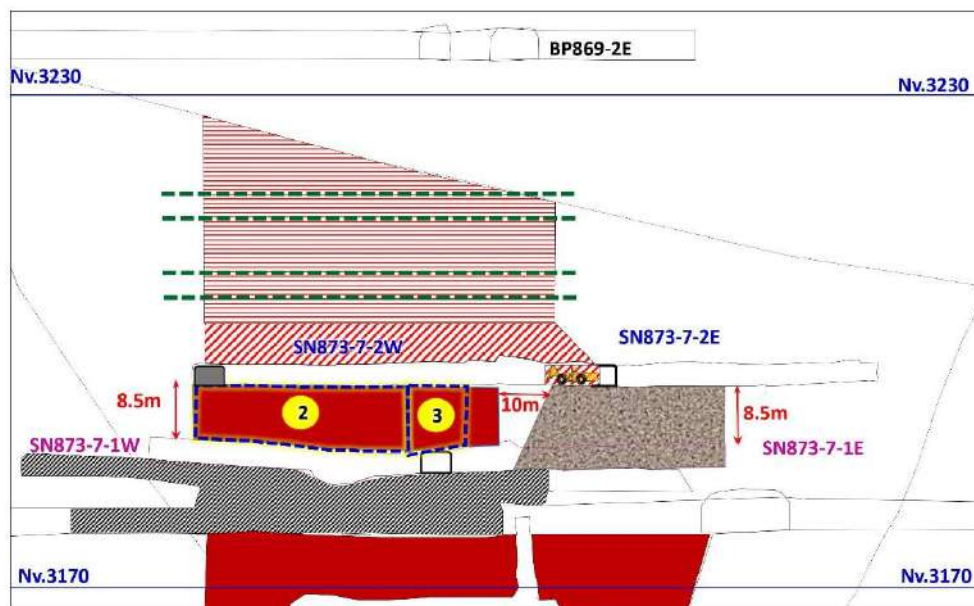
Secuencia de Explotación B&F



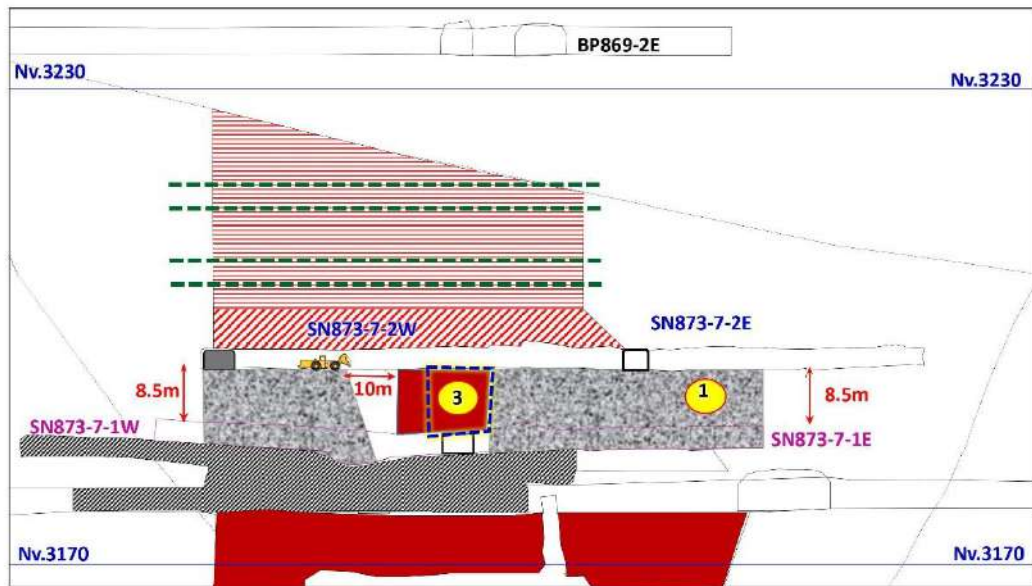
Secuencia de Explotación B&F



Secuencia de Perforación B&F

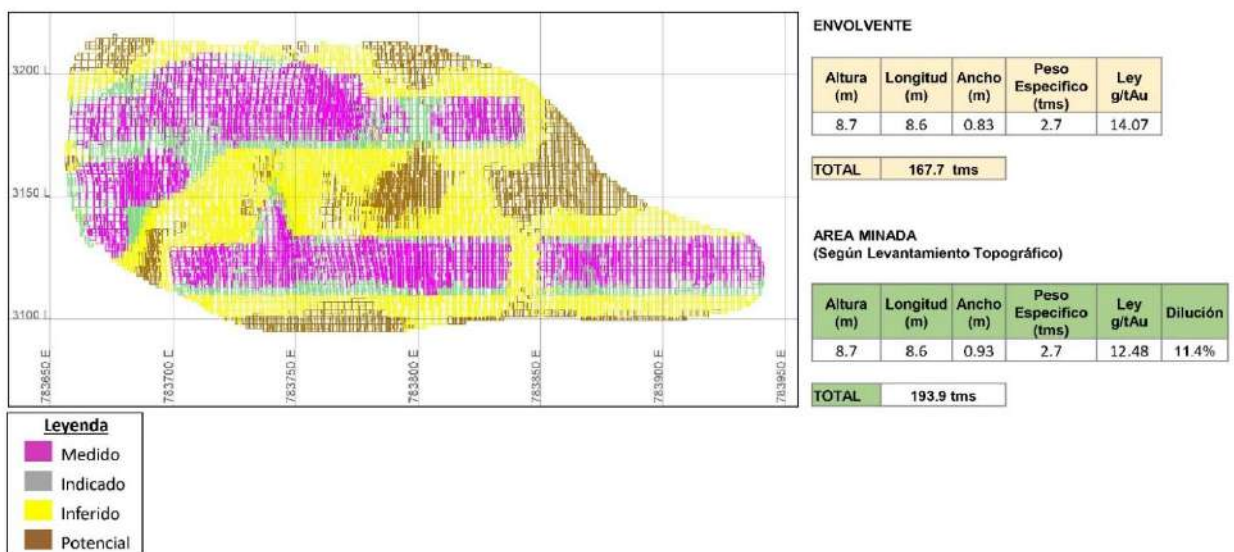


Secuencia de Perforación B&F



4.3.13 Conciliación del Block

La conciliación consiste en ver la correlación de los avances del minado en cuanto al diseño de los mismos.



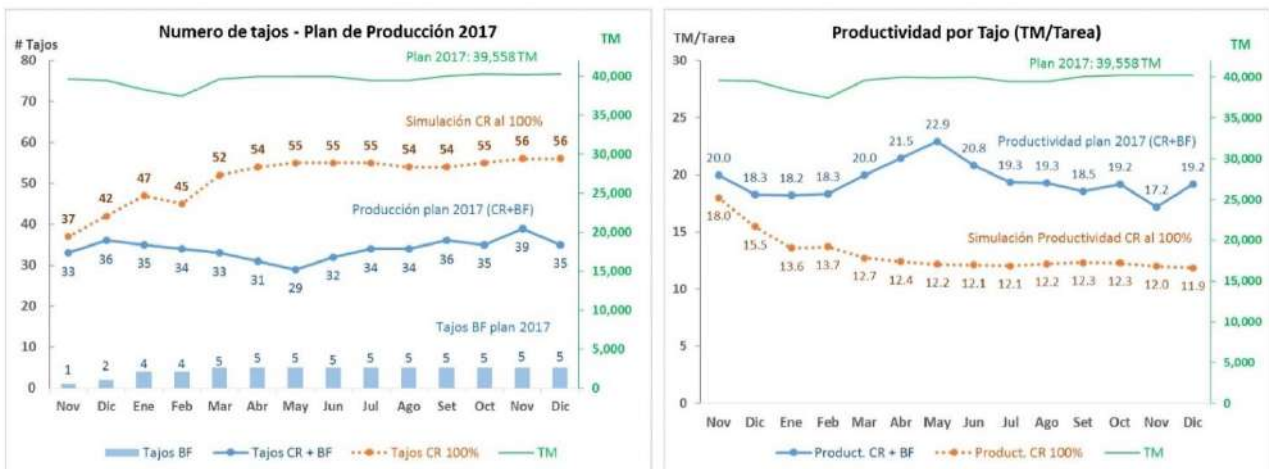
4.3.15 Análisis FODA B&F

El análisis FODA adjunto muestra gran cantidad de fortalezas y oportunidades en comparación del menor número de debilidades y amenazas, por lo que resulta relevante la implementación de este método de minado en Mina Orcopampa.



4.3.16 Productividad en Tajos

Adjunto se muestra la productividad del Plan de Producción asociada a tajos de corte y relleno y Bench and Fill, adjunto las simulaciones con el Plan de Producción del 2017.



4.3.17 Costos por Método

El gráfico adjunto muestra que los costos directos asociados al Corte y Relleno Ascendente y Bench and Fill son más bajos en comparación con solo aplicar el método de corte y relleno ascendente.



Nota: El costo por método incluye explotación, preparación y desarrollo

4.4 CASO TÉCNICO MODELAMIENTO NUMÉRICO TJ910 NV3540

OBJETIVOS:

Realizar el modelamiento geomecánica del TJ910, en el programa Phase2 V9.0 para verificar las condiciones de estabilidad del tajeo por Bench and Fill.

Se realiza la secuencia de explotación con el primer banco de 8 m, luego los siguientes bancos de 12 m. En el presente modelamiento no se contempla un análisis de costos debido a que el sostenimiento va de tajeo en tajeo mas no en el SLOT, siendo factor decisivo la estabilidad de cada variante, considerar evaluar el costo de sostenimiento no es dable en el presente análisis.

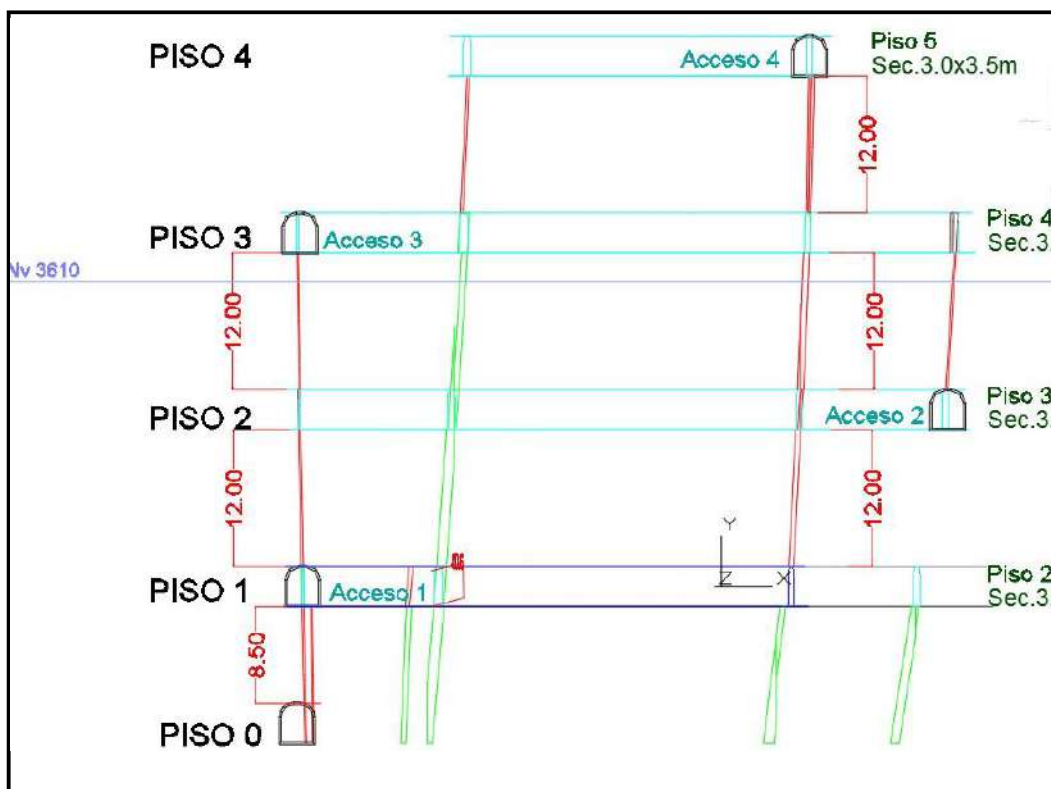


Figura 71. Zona de evaluación TJ 910 Veta Pucara

El fin de realizar los siguientes modelamientos de las secuencias geomecánicas es evaluar la viabilidad de la explotación y posterior sostenimiento de los tajeos involucrados, cabe mencionar que no solo se evalúa la viabilidad operativa de las secuencias de minado, sino que además se evalúa la viabilidad económica (análisis de costos involucrados en cada secuencia de explotación)

➤ **SECUENCIA DE MINADO:**

Para el primer banco de 8 m del piso 0 al piso 1.

Durante la preparación:

Los subniveles están estables, el anclaje está dentro de la zona de estable con FS 1.26 a 2.21, manteniéndose estables.

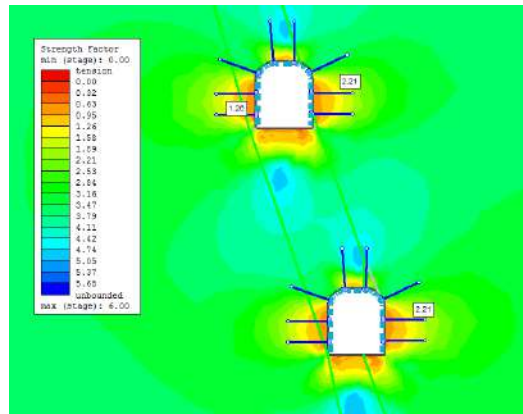


Figura 72. Escenario 1 Durante la preparación

Durante la explotación:

Los subniveles están estables, el anclaje está dentro de la zona de estable con FS 1.26, manteniéndose estables.

La mayor reducción de esfuerzos (FS), se presenta en el subnivel superior en una longitud de 1 m, el sostenimiento en la parte superior aún se mantiene anclado 1.1 en zona estable.

La zona sin sostenimiento presenta FS 0.95 en la caja techo una longitud de 4 m y en caja piso 3 m.

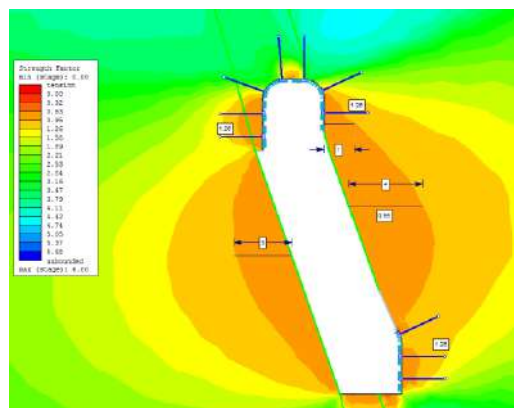


Figura 73. Escenario 2 Durante la explotación

Durante la explotación:

La distribución de esfuerzos de concentra en la corona del nivel superior.

El cual esta sostenido con shotcrete 3", el limitante será la calidad con la cual está el shotcrete vía seca a los 28 días está entre 210 a 280 kg/cm²

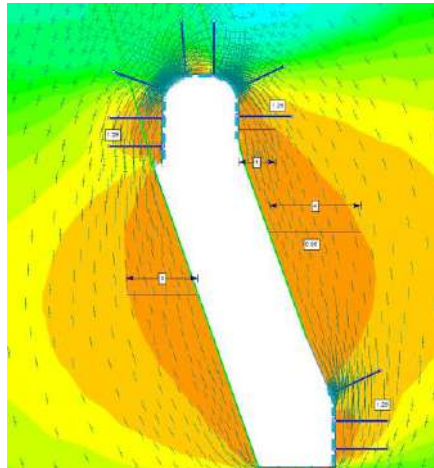


Figura 74. Escenario 3 Durante la explotación

- Para el segundo banco de 12 m de altura del piso 1 al piso 2.

Durante la explotación:

El subnivel superior en la caja techo el perno está anclado en la zona inestable con un FS de 0.95, aumentado la probabilidad de falla en el sostenimiento a la caja techo.

La zona sin sostenimiento presenta FS 0.95 en la caja techo una longitud de 5m y en caja piso 4 m.

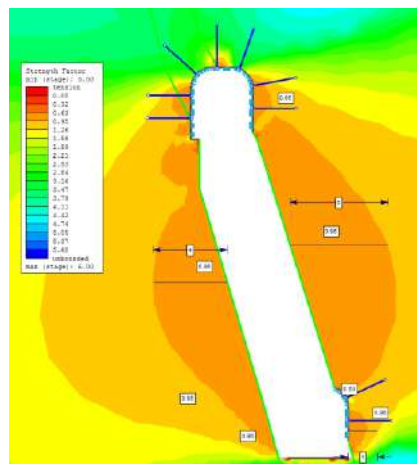


Figura 75. Escenario 4 Durante la explotación

- Para el tercer banco de 12 m de altura del piso 2 al piso 3.

Durante la explotación:

El subnivel superior en la caja techo y piso el perno está anclado en la zona inestable con un FS de 0.95, aumentado la probabilidad de falla en el sostenimiento a la caja techo y piso.

La zona sin sostenimiento presenta FS 0.95 en la caja techo una longitud de 7m y en caja piso 5m.

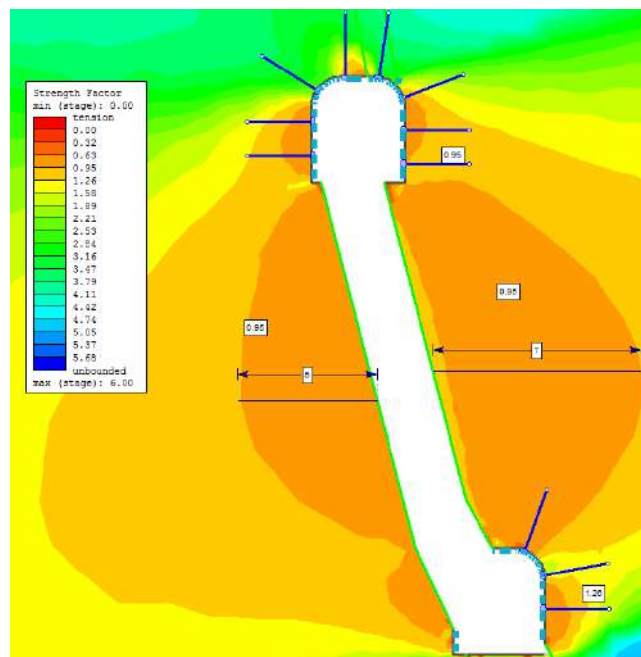


Figura 76. Escenario 5 Durante la explotación

PRIMER BANCO DE 8 M

- Los subniveles se mantienen estables con sostenimiento durante su preparación, los pernos están anclados en la zona estable con un FS 1.2 a 2.1
- En el primero banco de 8 m, la zona inestable en la caja techo llega a estar en 4 m con un FS de 0.95 que da la probabilidad de mayor presencia de relajamiento de rocas.
- Por lo que es importante mantener el spam de 8 m para proceder a relleno.
- La concentración de esfuerzos en la explotación está en la corona, por lo que el sostenimiento está reforzado con shotcrete 3”

SEGUNDO BANCO DE 12 M

- En el segundo banco de 12 m, el sostenimiento del subnivel superior está anclado en la zona inestable con un FS de 0.95 en la caja techo, aumentando la probabilidad de falla en la caja techo.
- En la zona del banco tramo sin sostenimiento la reducción de esfuerzos “FS” es de 0.95, presenta una potencia de 5 m a la caja techo y 4 m en la caja piso.

TERCER BANCO DE 12 M

- En el tercer banco de 12 m, el sostenimiento del subnivel superior está anclado en la zona inestable con un FS de 0.95 en la caja techo, aumentando la probabilidad de falla en la caja techo y piso.
- En la zona del banco tramo sin sostenimiento la reducción de esfuerzos “FS” es de 0.95, presenta una potencia de 7 m a la caja techo y 5 m en la caja piso.
- Con bancos de 12 m presenta mayor inestabilidad en la caja techo y piso, llegando hasta 7 m de zona inestable.

4.5 CONTROL OPERATIVO DE TALADROS LARGOS

A continuación, adjunto tablas que describen distintos controles operativos y de costos asociados al proceso de voladura de taladros largos, considero este ítem de relativa importancia en la presente tesis debido a su importancia en cuanto al costo, producción y acarreo del material.

Tabla 26. Parámetros de perforación

PARAMETROS DE PERFORACION - VOLADURA TALADROS LARGOS - STOPE 428				
Parametros	Unid.	24/02/2004	26/02/2004	1/03/2004
Fecha				
Densidad del mineral	TM / M3	3.4	3.4	3.4
Burden	m	1.5	1.5	1.5
Espaciamiento	m	1.5	1.5	1.5
Longitud de Perforación	m	9.5	9.5	9.5
Diámetro de Perforación	mm	64	64	64
Densidad del Examón - P	Kg./m ³	850	850	850
Densidad de carga	Kg/m	2.69	2.95	2.75
Nro. Total de Taladros	Unid.	21	40	52
Nro. de taladros de Rotura	Unid.	15	22	45
Nro. de taladros de Contorno	Unid.	6	18	7

Explosivos	Unid.	24/02/2004	26/02/2004	1/03/2004
Examón - P	Kg.	300.00	500.00	885.00
Dinamita 1 1/2" x 12"	Ea	13	22	39
Dinamita 1 1/8" x 7"	Ea	152	417	200
Cordon Detonante 3P	m	138.45	285.30	330

Accesorios	Unid.	24/02/2004	26/02/2004	1/03/2004
Guía de Seguridad	m	4.8	4.8	4.8
Fanel Ms	Ea	21	40	52
Fulminante Nro 6	Ea	2	2	2

Resultados	Unid.	24/02/2004	26/02/2004	1/03/2004
Metros Lineales perforados	ML	184.83	384.89	505.28
Metros Cúbicos	m ³	342.76	567.96	767.79
Toneladas	TM	1,165.38	1,931.08	2,610.49
Densidad de Carga	Kg/m	2.69	2.95	2.69
Factor de Carga	Kg/m ³	0.98	0.97	1.20
Factor de Potencia	Kg/TM	0.29	0.29	0.35
Factor de Rotura	TM/ML	6.31	5.01	5.16
Toneladas por Taladro	TM/tal	55.49	48.27	50.20
Carga por Taladro Rotura	Kg/tal	19.84	22.84	19.99
Carga por Taladro Contorno	Kg/tal	4.16	2.29	3.31
Fragmentación	% Bancos	5	6	5

Tabla 27. Perforación de Taladros Largos

Perforación en Taladros Largos					
Perforadora	COP 1238				
Barras para extensión	pies	4			
Diámetro de Perforación	mm	64			
Longitud de taladro	m	10.00			
Burden	m	1.50			
Espaciamiento	m	1.50			
Tiempo de perforación por barra	min	1.30			
Tiempo de cambio por barra	min	0.73			
Tiempo total por barra	min	2.03			
Nro. De barras por Taladro		8.30			
Tiempo de perforación por taladro	min	16.80			
Tiempo de sacado de barras	min	4.64			
Tiempo de cambio de posición	min	11.49			
Tiempo Total por taladro	min	32.93			
Taladros /Hora	min	1.82			
Taladros por gdia	Ud	12.12			
Horas/gdia	Hr	11.00			
Eficiencia de tiempo	Hr/gdia	7 Hras/gdia			
Disponibilidad Mecánica	%	95%			
Metros perforados por guardia	m	121			
Metros por día	m	242			
Metros por mes	m	7248			
Equipo					
Equipo Jumbo Raptor			US\$	Mts. Mes	US\$/m
Alquiler Jumbo Raptor			12000	6000	2.00
					2.00
Aceros	Unidad	Cantidad	PU US\$	Vida Util (m)	US\$/m
Broca T38 - 64mm	Ud	1	104.10	331	0.11
Barra SP T38 x 4'	Ud	10	1850.00	5000	0.37
Shank 1238 T38	Ud	1	166.50	2313	0.07
					0.55
Lubricantes y grasas	Unidad	Cantidad	PU US\$	Vida Util (m)	US\$/m
Aceite Rock Drill	Gal	1	1.40	140.00	0.01
Grasa Especial Ep2	Kg	1	1.20	140.00	0.01
Otros			1.2	80	0.02
					0.03
Afilado de Brocas	Unidad	Cantidad	PU US\$	Vida Util (m)	US\$/m
Equipo de afilado	Pza.	1	1200	35000	0.03
Copas de afilado	Pza.	3	200	1500	0.13
			1400	36500	0.17
Herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	PU US\$	Vida Util (m)	US\$/m
Manguera 1"	m	50	122.50	2000	0.06
Lampa	Ud	1	4.50	1000	0.00
Pico	Pza.	1	4.98	1000	0.00
Barretilla 6,8,10	Ud	1	4.50	500	0.01
Otros					0.02
					0.10
Total US\$/m					2.85

Tabla 28. Análisis detallado de la perforación de Taladros Largos

Nro. de Taladr	Fila Nro.	Taladr o Nro.	Longitud del Taladro (m)	Taco inferior (m)	Longitud de carga (m)	Taco superior (m)	Tipo de explosivo			Kg. Dinamita 1 1/2" x 12" (Kg)	Kg. Dinamita 1 1/8" x 7" (Kg)	Profundidad (m)	Nro. De Tecnol
							Dinamita 1 1/2" x 12" (Kg)	Dinamita 1 1/8" x 7" (Kg)	Exoman-P (Kg)				
1	4	4	9.00	1.00	6.90	1.10	1	0	18.561	0.368	0	4.0	9
2	4	3	9.40	1.40	7.10	0.90	1	0	19.039	0.368	0	3.0	9
3	4	2	9.20	1.24	6.96	1.00	1	0	18.722	0.368	0	3.5	11
4	4	1	10.50	1.34	9.16	0.00	0	23	0.000	0	2.668	9.2	11
5	4	5	10.00	1.00	8.00	1.00	1	0	21.520	0.368	0	3.0	11
6	4	6	9.87	0.00	8.87	1.00	0	24		0	2.784	10.0	13
7	3	1	10.40	0.40	9.00	1.00	0	25		0	2.9	10.5	9
8	3	2	8.90	1.10	7.20	0.60	1	0	19.368	0.368	0	3.0	7
9	3	3	9.00	1.00	7.00	1.00	1	0	18.830	0.368	0	3.0	5
10	3	4	9.00	1.00	7.00	1.00	1	0	18.830	0.368	0	3.0	7
11	3	5	8.90	0.80	6.90	1.20	1	0	18.561	0.368	0	3.5	9
12	3	6	9.60	0.60	8.00	1.00	0	23	21.520	0	2.668	9.1	11
13	2	1	10.10	0.50	8.50	1.10	0	24	3.400	0	2.784	8.6	7
14	2	2	9.00	1.10	7.00	0.90	1	0	18.830	0.368	0	3.0	5
15	2	3	7.56	0.16	6.40	1.00	1	0	17.216	0.368	0	2.0	3
16	2	4	9.30	0.85	7.45	1.00	1	0	20.041	0.368	0	3.4	5
17	2	5	10.10	0.45	8.65	1.00	0	24	23.269	0	2.784	8.7	7
18	1	3	7.00	1.20	5.20	0.60	0	3	3.825	0	0.348	5.0	1
19	1	2	8.50	1.90	6.60	0.00	0	3	13.988	0	0.348	1.0	3
20	1	4	2.50	0.00	2.50	0.00	2	0	17.754	0.736	0	0.0	3
21	1	5	7.00	0.00	6.00	1.00	0	3	6.725	0	0.348	2.0	5
			8.80	0.81	7.16	0.83							
			184.83				13	152	300	4.784	17.632	98.5	

Tabla 29. Costos de Voladura

Costo de Voladura

Explosivos

Descripción	Unidad	Cantidad	PU US\$	Total US\$
Tecnel Ms	Ea	21.00	0.99	20.70
Fulminante Nro. 6	Ea	2.00	0.08	0.16
Guía de Seguridad	pie	15.74	0.02	0.32
Examón - P	Kg	300.06	0.43	129.59
Dinamita 1 1/2" x 12" 65%	Kg	4.78	1.74	8.32
Dinamita 1 1/8" x 7" 60%	Kg	17.63	1.68	29.64
Cordon Detonante 3P	m	138.45	0.11	14.85
Sub Total Explosivos				203.58

Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	PU US\$	Total US\$
Alambre Nro. 16	Kg	12	0.68	8.16
Tubo PVC 1"	Ea	5	1.10	5.5
Cinta Aislante	Ea	5	0.79	3.955
Costal de yute	m	20	1.50	30
Sub Total Materiales				47.62

Total Voladura	US\$	251.19
	US\$/m3	0.88

Tabla 30. Resultados de la Voladura

RESULTADOS DE LA VOLADURA

Parametros	Unid.	1er Disparo	2do Disparo	3er Disparo	4to Disparo
		24-Feb	26-Feb	1-Mar	6-Mar
Densidad del mineral	TM/M3	3.4	3.4	3.4	3.4
Burden	m	1.5	1.5	1.5	1.5
Espaciamiento	m	1.5	1.5	1.5	1.5
Longitud de Perforación	m	9.5	9.5	9.5	8.96
Diametro de Perforación	mm	64	64	64	64
Densidad del Examon	Kg/m ³	850	850	850	850
Nro. Total de Taladros	Unid.	21	40	52	50
Nro. de taladros de Rotura	Unid.	15	22	45	30
Nro. de taladros de Contorr	Unid.	6	18	7	20

Explosivos	Unid.	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad
Examon	Kg.	300	500	886	563.4
Dinamita 1 1/2" x 12"	Ea	13	22	39	30
Dinamita 1 1/8" x 7"	Ea	152	417	200	300
Pentacord	m	138.45	285.30	329.23	350.00

Accesorios	Unid.	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad
Guía de Seguridad	m	4.8	4.8	4.8	4.8
Tecnel Ms	Ea	21	40	52	50
Fulminante Nro 6	Ea	2	2	2	2

Resultados	Unid.	Cantidad	Cantidad	Cantidad	Cantidad
Metros Lineales perforado	ml	184.83	384.89	505.28	447.75
Metros Cúbicos	m3	287.1	711.5	1106.8	802.9
Toneladas	TM	976.0	2419.0	3763.0	2730.0
Densidad de Carga	Kg/m	2.74	2.74	2.74	2.74
Factor de Carga	Kg/m3	1.12	0.78	0.83	0.76
Factor de Potencia	Kg/TM	0.33	0.23	0.25	0.22
Rendimiento de Volad.	TM/ML	5.28	6.28	7.45	6.10
Toneladas por Taladro	TM/tal	46.48	60.48	72.37	54.60
Carga por Tal. Rotura	Kg/tal	19.84	22.85	20.00	19.15
Carga por Tal. Contorr.	Kg/tal	4.16	2.99	3.31	1.39
Fragmentación	% Bancos	5	5	5	5
Longitud de Carga	m	7.2	7.6	7.4	6.9
Longitud de Taco Inferior	m	0.8	1.1	1.0	0.9
Longitud de Taco Superior	m	0.83	0.91	1.35	1.14

Tabla 31. Reporte Gerencia Taladros Largos

REPORTE GERENCIA TALADROS LARGOS

FECHA VALOR. Jul-14
 Etapa (Todas)

Mts. Perf				FECHA											
Ejecutor	Nivel	Veta	Labor	28-Jun	29-Jun	30-Jun	1-Jul	2-Jul	3-Jul	4-Jul	5-Jul	6-Jul	7-Jul		
Cia	370	Colorada	Tj -300 E	126.5	151.2	111.1	89.4	67.3							
			Tj -300 W						213.1	240.7	218.4	218.8	45.2		
			Tj -400 E												
Total Cia				126.5	151.2	111.1	89.4	67.3	213.1	240.7	218.4	218.8	45.2		
Resemin	370	Colorada	Tj -300 E									8.3	58.6		
			Tj -200 E			64.0	102.0								
			Tj -400 E					35.5	165.2	136.0	171.4	200.1	112.9		
Total Resemin					64.0	102.0	35.5	165.2	136.0	171.4	208.4	171.5			
Total general				126.5	151.2	175.1	191.4	102.8	378.3	376.7	389.8	427.2	216.7		

Tabla 32. Reporte de valorización de Taladros Largos

REPORTE DE VALORIZACIÓN TALADROS LARGOS

FECHA VALOR. 1/07/2014
 Ejecutor Resemin
 Fila (Todas)

φ Perf	Nivel	Veta	Labor	Long Menor ó Igual a 12 mts	Long Mayor a 12mts	Total Mts. Perf
2.5	370	Colorada 2	Tj -300 E	80.3	47.42	127.7
			Tj -200 E	698.0	387.29	1,085.3
			Tj -400 E	1,156.7	434.82	1,591.5
Total 2.5				1,935.0	869.5	2,804.5
5	370	Colorada 2	Tj -400 E	84.0	39	123.0
Total 5				84.0	39.0	123.0
Total general				2,019.0	908.5	2,927.5

DESCUENTO POR DESVIACIÓN MAYOR A 10 %	Total
---------------------------------------	--------------

Tabla 33. Reporte de valorización semanal de taladros largos SLOT

REPORTE DE VALORIZACIÓN SEMANAL TALADROS LARGOS SLOT

FECHA VALOR.	Jul-14	▼
SEMANA	29	▼
Ejecutor	Resemin	▼

Nivel	Veta	Labor	FECHA	Fila	φ Perf	Long >12 mts	Long <12mts	Total Mts. Perf				
370	Colorada	Tj -200 E	13/07/2014	169	2.5	36.0	27.07	63.1				
			Total 13/07/2014				36.0	27.07	63.1			
			14/07/2014	169	2.5	12.0	7.91	19.9				
				168	2.5	36.0	26.32	62.3				
				167	2.5	36.0	26.07	62.1				
			Total 14/07/2014				84.0	60.3	144.3			
			15/07/2014	187	2.5	24.0	18	42.0				
			Total 15/07/2014				24.0	18	42.0			
			16/07/2014	187	2.5	60.0	45.6	105.6				
			Total 16/07/2014				60.0	45.6	105.6			
			Total Tj -200 E				204.0	150.97	355.0			
					Tj -400 E	13/07/2014	SLOT	2.5	84.0	42	126.0	
						Total 13/07/2014				84.0	42	126.0
						14/07/2014	SLOT	2.5	12.0	6	18.0	
						Total 14/07/2014				12.0	6	18.0
						18/07/2014	SLOT	2.5	144.0	54	198.0	
						Total 18/07/2014				144.0	54	198.0
						19/07/2014	SLOT	2.5	96.0	8	104.0	
			Total 19/07/2014				96.0	8	104.0			
			Total Tj -400 E				336.0	110	446.0			
Total general				540.0	260.97	801.0						

Tabla 34. Reporte de Mejora Continua

REPORTE DE MEJORA CONTINUA

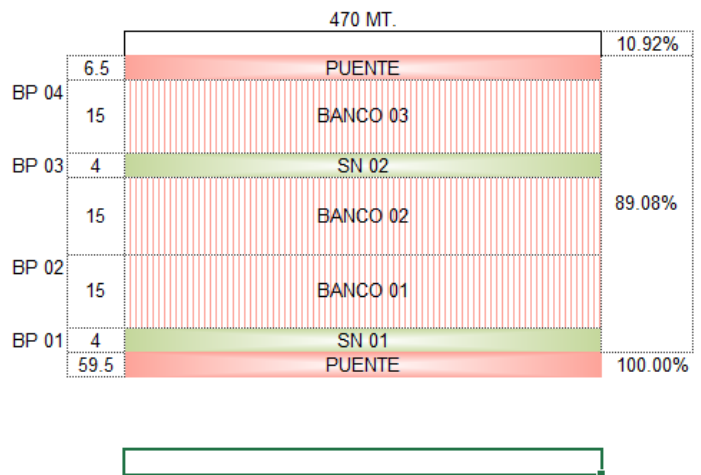
Mts. Perf	Ejecutor		Total general
SEMANA	Cia	Resemin	
24	619.8	1,034.5	1,654.3
25	306.2	826.3	1,132.5
26	1,113.5	1,218.5	2,332.1
27	1,091.2	674.1	1,765.3
28	927.9	1,183.5	2,111.4
29	932.9	801.0	1,733.9
Total general	4,991.6	5,737.8	10,729.4

Tabla 35. Ratio de preparación de taladros largos

RATIO DE PREPARACION UNIDAD ORCOPAMPA

METROS NECESARIOS PARA PREPARAR UN NIVEL	
UNIDAD	ORCOPAMPA
Buzamiento	71.90
Longitud Económica	470.00
Altura de Block	53.00
Altura Correguida	55.76
Ancho de Minado	6.33
Peso Especifico	2.77
% Recuperación	89.08%
Toneladas	389,060

By Pass 01	470
By Pass 02	470
By Pass 03	470
By Pass 04	470
Sn Nivel 01	470
Sn Nivel 02	470
N ° de Accesos C/75mt.	24
Long. Acceso	35
Mt. Accesos	840
Ca Carguio	360
Ca Bombeo	94
M de Preparacion x Block	4,114
Ratio Preparacion Tn / Mt.	94.57
Ratio Prep Mt. /1,000 Tn	10.57



4.6 EVALUACIÓN TÉCNICO ECONOMICA INCORPORANDO LOS FC PROPUESTOS EN LA PRESENTE TESIS

A continuación adjunto las evaluaciones económicas considerando los FC (Factores de Corrección que considero adecuados aplicar en base a restricciones operacionales y tiempos muertos que se dan en las labores de interior mina, cabe resaltar que dichos factores de corrección son fruto de un análisis de data histórica), en el primer caso se presenta la debida evaluación económica considerando las variantes de método de minado sin tomar en cuenta los factores de corrección, en el segundo caso considero el factor de corrección de 0.88, y en el último caso considero el factor de corrección de 0.92

Tabla 36. EVALUACIÓN ECONÓMICA SIN CONSIDERAR EL FC OPERATIVO PROPUESTO EN LA PRESENTE TESIS

BREASTING				TALADROS LARGOS (Opción 1: Puente de 10m)				TALADROS LARGOS (Opción 2: Puente de 13m)			
Recuperación		90%		Recuperación		85%		Recuperación		85%	
Dilucion		5%		Dilucion		15%		Dilucion		15%	
Horas Electivas Trabajo por Gdia		8 Hrs		Horas Electivas Trabajo por Gdia		8 Hrs		Horas Electivas Trabajo por Gdia		8 Hrs	
Altura de corte		4 m		Altura de corte		10 m		Altura de corte		13 m	
Longitud de corte		100 m		Longitud de corte		100 m		Longitud de corte		100 m	
Ancho de corte promedio		6 m		Ancho de corte promedio		6 m		Ancho de corte promedio		6 m	
Volumen de mineral por corte		2,160 m3		Volumen de mineral por corte		5,100 m3		Volumen de mineral por corte		6,630 m3	
Volumen de desmonte por corte		360 m3		Volumen de desmonte por corte		425 m3		Volumen de desmonte por corte		553 m3	
Volumen total por corte		2,520 m3		Volumen total por corte		5,525 m3		Volumen total por corte		7,183 m3	
Tiempo de perforacion	2.0hr/disp	75 Hrs		Tiempo de perforacion		480 Hrs		Tiempo de perforacion		480 Hrs	
Tiempo de carguio	1.5hr/disp	68 Hrs		Tiempo de carguio		102 Hrs		Tiempo de carguio		102 Hrs	
Tiempo de ventilacion	1.5hr/disp	68 Hrs		Tiempo de ventilacion	2.0hr/disp	13 Hrs		Tiempo de ventilacion	2.0hr/disp	13 Hrs	
Tiempo de desatado	1.5hr/disp	68 Hrs		Tiempo de desatado		0 Hrs		Tiempo de desatado		0 Hrs	
Tiempo de limpieza	3.0hr/disp	185 Hrs		Tiempo de limpieza		313 Hrs		Tiempo de limpieza		405 Hrs	
Tiempo de sostenimiento	3.0hr/disp	136 Hrs		Tiempo construcción taponés R/H		51 Hrs		Tiempo construcción taponés R/H		51 Hrs	
Tiempo de relleno hidráulico		56 Hrs		Tiempo de relleno hidráulico		123 Hrs		Tiempo de relleno hidráulico		160 Hrs	
Ciclo de minado		656 Hrs		Ciclo de minado		1,082 Hrs		Ciclo de minado		1,211 Hrs	
Ciclo de minado		82.0 Gdias		Ciclo de minado		135.2 Gdias		Ciclo de minado		151.4 Gdias	
Ciclo de minado		41.0 Dias		Ciclo de minado		67.6 Dias		Ciclo de minado		75.7 Dias	
Ritmo de minado mensual		5,373 TM/mes		Ritmo de minado mensual		7,693 TM/mes		Ritmo de minado mensual		8,336 TM/mes	
Reservas diluidas		106,029 TM		Reservas diluidas		103,676 TM		Reservas diluidas		103,676 TM	
Vida del stope		20.0 meses		Vida del stope		14.0 meses		Vida del stope		12.0 meses	
Rotura mineral	29,700 m3	\$11.63/m3	\$ 345,453	Rotura mineral	26,050 m3	\$9.63/m3	\$ 269,993	Rotura mineral	26,050 m3	\$9.46/m3	\$ 265,442
Rotura desmonte	5,500 m3	\$10.91/m3	\$ 60,029	Rotura desmonte	2,750 m3	\$9.63/m3	\$ 26,470	Rotura desmonte	2,750 m3	\$9.46/m3	\$ 26,024
Sostenimiento	35,200 m3	\$15.3/m3	\$ 53,856	Sostenimiento	30,800 m3	\$1.30/m3	\$ 40,040	Sostenimiento	30,800 m3	\$0.98/m3	\$ 30,030
Subnivel 3.0x3.0	300 m	\$222.29/m	\$ 66,686	Subnivel 3.0x3.0	50 m	\$222.29/m	\$ 11,114	Subnivel 3.0x3.0	50 m	\$222.29/m	\$ 11,114
Galería 3.5x3.0	120 m	\$306.86/m	\$ 36,823	Galería 3.5x3.0	480 m	\$306.86/m	\$ 147,291	Galería 3.5x3.0	360 m	\$306.86/m	\$ 110,469
Realce accesos	3,338 m3	\$8.47/m3	\$ 33,345	Realce accesos	0 m3	\$8.47/m3	\$ -	Realce accesos	0 m3	\$8.47/m3	\$ -
Desq mineral hast	750 m3	\$11.63/m3	\$ 8,724	Desq mineral hast	2,250 m3	\$9.63/m3	\$ 21,657	Desq mineral hast	1,500 m3	\$9.46/m3	\$ 14,195
Ch. de arranque	0 m	\$118.57/m3	\$ -	Ch. de arranque	120 m	\$118.57/m3	\$ 14,229	Ch. de arranque	120 m	\$118.57/m3	\$ 14,229
			\$ 604,915				\$ 530,794				\$ 471,502
Costo de minado			\$ 5.71/TM	Costo de minado			\$ 4.84/TM	Costo de minado			\$ 4.30/TM
Produccion mensual		5,373 TM		Produccion mensual		7,693 TM		Produccion mensual		8,336 TM	
Valor Unitario del mineral diluido		\$ 28.19/TM		Valor Unitario del mineral diluido		\$ 25.74/TM		Valor Unitario del mineral diluido		\$ 25.74/TM	
Costo Unitarios de minado		\$ 5.71/TM		Costo Unitarios de minado		\$ 4.84/TM		Costo Unitarios de minado		\$ 4.30/TM	
Margen Operativo Unitario		\$ 22.49/TM		Margen Operativo Unitario		\$ 20.90/TM		Margen Operativo Unitario		\$ 21.44/TM	
Margen Operativo Mensual		\$ 120,819		Margen Operativo Mensual		\$ 160,770		Margen Operativo Mensual		\$ 191,581	
VPN durante la vida del St.428		\$ 2,217,276		VPN durante la vida del St.428		\$ 2,116,150		VPN durante la vida del St.428		\$ 2,173,142	
VPN flujo continuo por 80 meses		\$ 5,686,401		VPN flujo continuo por 84 meses (Horizonte comun)		\$ 7,566,722		VPN flujo continuo por 84 meses (Horizonte comun)		\$ 9,016,841	

Tabla 37. EVALUACIÓN ECONÓMICA INCORPORANDO EL FC OPERATIVO PROPUESTO DE 0.88

BREASTING				TALADROS LARGOS (Opcion 1: Puente de 10m)				TALADROS LARGOS (Opcion 2: Puente de 13m)			
Recuperación			90%	Recuperación			85%	Recuperación			85%
Dilucion			5%	Dilucion			15%	Dilucion			15%
Horas Efectivas Trabajo por Gdia			8 Hrs	Horas Efectivas Trabajo por Gdia			8 Hrs	Horas Efectivas Trabajo por Gdia			8 Hrs
Altura de corte			4 m	Altura de corte			10 m	Altura de corte			13 m
Longitud de corte			100 m	Longitud de corte			100 m	Longitud de corte			100 m
Áncho de corte promedio			6 m	Áncho de corte promedio			6 m	Áncho de corte promedio			6 m
Volumen de mineral por corte			2,160 m3	Volumen de mineral por corte			5,100 m3	Volumen de mineral por corte			6,630 m3
Volumen de desmonte por corte			360 m3	Volumen de desmonte por corte			425 m3	Volumen de desmonte por corte			553 m3
Volumen total por corte			2,520 m3	Volumen total por corte			5,525 m3	Volumen total por corte			7,183 m3
Tiempo de perforacion 2.0hr/disp			75 Hrs	Tiempo de perforacion			480 Hrs	Tiempo de perforacion			480 Hrs
Tiempo de carguio 1.5hr/disp			68 Hrs	Tiempo de carguio			102 Hrs	Tiempo de carguio			102 Hrs
Tiempo de ventilacion 1.5hr/disp			68 Hrs	Tiempo de ventilacion 2.0hr/disp			13 Hrs	Tiempo de ventilacion 2.0hr/disp			13 Hrs
Tiempo de desatado 1.5hr/disp			68 Hrs	Tiempo de desatado			0 Hrs	Tiempo de desatado			0 Hrs
Tiempo de limpieza 3.0hr/disp			185 Hrs	Tiempo de limpieza			313 Hrs	Tiempo de limpieza			405 Hrs
Tiempo de sostenimiento 3.0hr/disp			136 Hrs	Tiempo construcción tapones R/H			51 Hrs	Tiempo construcción tapones R/H			51 Hrs
Tiempo de relleno hidráulico			56 Hrs	Tiempo de relleno hidráulico			123 Hrs	Tiempo de relleno hidráulico			160 Hrs
Ciclo de minado			656 Hrs	Ciclo de minado			1,082 Hrs	Ciclo de minado			1,211 Hrs
CM x FC			577 Hrs	CM x FC			952 Hrs	CM x FC			1,066 Hrs
Ciclo de minado			72.2 Gdias	Ciclo de minado			119.0 Gdias	Ciclo de minado			133.2 Gdias
Ciclo de minado			36.1 Dias	Ciclo de minado			59.5 Dias	Ciclo de minado			66.6 Dias
Ritmo de minado mensual			6,106 TM/mes	Ritmo de minado mensual			8,742 TM/mes	Ritmo de minado mensual			10,154 TM/mes
Reservas diluidas			106,023 TM	Reservas diluidas			109,676 TM	Reservas diluidas			109,676 TM
Vida del stope			17.0 meses	Vida del stope			13.0 meses	Vida del stope			11.0 meses
Rotura mineral	29,700 m3	\$11.63/m3	\$ 345,453	Rotura mineral	28,050 m3	\$9.63/m3	\$ 269,993	Rotura mineral	28,050 m3	\$9.46/m3	\$ 265,442
Rotura desmonte	5,500 m3	\$10.91/m3	\$ 60,029	Rotura desmonte	2,750 m3	\$9.63/m3	\$ 26,470	Rotura desmonte	2,750 m3	\$9.46/m3	\$ 26,024
Sostenimiento	35,200 m3	\$1.53/m3	\$ 53,856	Sostenimiento	30,800 m3	\$1.30/m3	\$ 40,040	Sostenimiento	30,800 m3	\$0.98/m3	\$ 30,030
Subnivel 3.0x3.0	300 m	\$222.29/m	\$ 66,686	Subnivel 3.0x3.0	50 m	\$222.29/m	\$ 11,114	Subnivel 3.0x3.0	50 m	\$222.29/m	\$ 11,114
Galería 3.5x3.0	120 m	\$306.86/m	\$ 36,823	Galería 3.5x3.0	480 m	\$306.86/m	\$ 147,291	Galería 3.5x3.0	360 m	\$306.86/m	\$ 110,469
Realce accesos	3,338 m3	\$8.47/m3	\$ 33,345	Realce accesos	0 m3	\$8.47/m3	\$ -	Realce accesos	0 m3	\$8.47/m3	\$ -
Desq mineral has	750 m3	\$11.63/m3	\$ 8,724	Desq mineral has	2,250 m3	\$9.63/m3	\$ 21,657	Desq mineral has	1,500 m3	\$9.46/m3	\$ 14,195
Ch. de arranque	0 m	\$118.57/m3	\$ -	Ch. de arranque	120 m	\$118.57/m3	\$ 14,229	Ch. de arranque	120 m	\$118.57/m3	\$ 14,229
			\$ 604,915				\$ 530,794				\$ 471,502
Costo de minado			\$ 5.71/TM	Costo de minado			\$ 4.84/TM	Costo de minado			\$ 4.30/TM
Produccion mensual			6,106 TM	Produccion mensual			8,742 TM	Produccion mensual			10,154 TM
Valor Unitario del mineral diluido			\$ 28.19/TM	Valor Unitario del mineral diluido			\$ 25.74/TM	Valor Unitario del mineral diluido			\$ 25.74/TM
Costo Unitarios de minado			\$ 5.71/TM	Costo Unitarios de minado			\$ 4.84/TM	Costo Unitarios de minado			\$ 4.30/TM
Margen Operativo Unitario			\$ 22.49/TM	Margen Operativo Unitario			\$ 20.90/TM	Margen Operativo Unitario			\$ 21.44/TM
Margen Operativo Mensual			\$ 137,295	Margen Operativo Mensual			\$ 182,694	Margen Operativo Mensual			\$ 217,706
VPN durante la vida del St.428			\$ 2,167,824	VPN durante la vida del St.428			\$ 2,242,061	VPN durante la vida del St.428			\$ 2,279,228
VPN flujo continuo por 60 meses			\$ 6,461,819	VPN flujo continuo por 84 meses (Horizonte comun)			\$ 8,598,548	VPN flujo continuo por 84 meses (Horizonte comun)			\$ 10,246,410

Tabla 38. EVALUACIÓN ECONÓMICA INCORPORANDO EL FC OPERATIVO PROPUESTO DE 0.92

BREASTING				TALADROS LARGOS (Opcion 1: Puente de 10m)				TALADROS LARGOS (Opcion 2: Puente de 13m)			
Recuperación		90%		Recuperación		85%		Recuperación		85%	
Dilucion		5%		Dilucion		15%		Dilucion		15%	
Horas Efectivas Trabajo por Gdia		8 Hrs		Horas Efectivas Trabajo por Gdia		8 Hrs		Horas Efectivas Trabajo por Gdia		8 Hrs	
Altura de corte		4 m		Altura de corte		10 m		Altura de corte		13 m	
Longitud de corte		100 m		Longitud de corte		100 m		Longitud de corte		100 m	
Ancho de corte promedio		6 m		Ancho de corte promedio		6 m		Ancho de corte promedio		6 m	
Volumen de mineral por corte		2,160 m3		Volumen de mineral por corte		5,100 m3		Volumen de mineral por corte		6,630 m3	
Volumen de desmonte por corte		360 m3		Volumen de desmonte por corte		425 m3		Volumen de desmonte por corte		553 m3	
Volumen total por corte		2,520 m3		Volumen total por corte		5,525 m3		Volumen total por corte		7,183 m3	
Tiempo de perforacion	2.0hr/disp	75 Hrs		Tiempo de perforacion		480 Hrs		Tiempo de perforacion		480 Hrs	
Tiempo de carguio	1.5hr/disp	68 Hrs		Tiempo de carguio		102 Hrs		Tiempo de carguio		102 Hrs	
Tiempo de ventilacion	1.5hr/disp	68 Hrs		Tiempo de ventilacion	2.0hr/disp	13 Hrs		Tiempo de ventilacion	2.0hr/disp	13 Hrs	
Tiempo de desatado	1.5hr/disp	68 Hrs		Tiempo de desatado		0 Hrs		Tiempo de desatado		0 Hrs	
Tiempo de limpieza	3.0hr/disp	185 Hrs		Tiempo de limpieza		313 Hrs		Tiempo de limpieza		405 Hrs	
Tiempo de sostenimiento	3.0hr/disp	136 Hrs		Tiempo construcción tapones R/H		51 Hrs		Tiempo construcción tapones R/H		51 Hrs	
Tiempo de relleno hidráulico		56 Hrs		Tiempo de relleno hidráulico		123 Hrs		Tiempo de relleno hidráulico		160 Hrs	
Ciclo de minado		656 Hrs		Ciclo de minado		1,082 Hrs		Ciclo de minado		1,211 Hrs	
CM x FC		604 Hrs		CM x FC		995 Hrs		CM x FC		1,114 Hrs	
Ciclo de minado		75.4 Gdias		Ciclo de minado		124.4 Gdias		Ciclo de minado		139.3 Gdias	
Ciclo de minado		37.7 Dias		Ciclo de minado		62.2 Dias		Ciclo de minado		69.6 Dias	
Ritmo de minado mensual		5,840 TM/mes		Ritmo de minado mensual		8,361 TM/mes		Ritmo de minado mensual		9,713 TM/mes	
Reservas diluidas		106,029 TM		Reservas diluidas		109,676 TM		Reservas diluidas		109,676 TM	
Vida del stope		18.0 meses		Vida del stope		13.0 meses		Vida del stope		11.0 meses	
Rotura mineral	29,700 m3	\$11.63/m3	\$ 345,453	Rotura mineral	28,050 m3	\$9.63/m3	\$ 269,993	Rotura mineral	28,050 m3	\$9.46/m3	\$ 265,442
Rotura desmonte	5,500 m3	\$10.91/m3	\$ 60,029	Rotura desmonte	2,750 m3	\$9.63/m3	\$ 26,470	Rotura desmonte	2,750 m3	\$9.46/m3	\$ 26,024
Sostenimiento	35,200 m3	\$1.53/m3	\$ 53,856	Sostenimiento	30,800 m3	\$1.30/m3	\$ 40,040	Sostenimiento	30,800 m3	\$0.98/m3	\$ 30,030
Subnivel 3.0x3.0	300 m	\$222.29/m	\$ 66,686	Subnivel 3.0x3.0	50 m	\$222.29/m	\$ 11,114	Subnivel 3.0x3.0	50 m	\$222.29/m	\$ 11,114
Galería 3.5x3.0	120 m	\$306.86/m	\$ 36,823	Galería 3.5x3.0	480 m	\$306.86/m	\$ 147,291	Galería 3.5x3.0	360 m	\$306.86/m	\$ 110,469
Realce accesos	3,938 m3	\$8.47/m3	\$ 33,345	Realce accesos	0 m3	\$8.47/m3	\$ -	Realce accesos	0 m3	\$8.47/m3	\$ -
Desq mineral has	750 m3	\$11.63/m3	\$ 8,724	Desq mineral has	2,250 m3	\$9.63/m3	\$ 21,657	Desq mineral has	1,500 m3	\$9.46/m3	\$ 14,195
Ch. de arranque	0 m	\$118.57/m3	\$ -	Ch. de arranque	120 m	\$118.57/m3	\$ 14,229	Ch. de arranque	120 m	\$118.57/m3	\$ 14,229
			\$ 604,915				\$ 530,794				\$ 471,502
Costo de minado			\$ 5.71/TM	Costo de minado			\$ 4.84/TM	Costo de minado			\$ 4.30/TM
Produccion mensual		5,840 TM		Produccion mensual		8,361 TM		Produccion mensual		9,713 TM	
Valor Unitario del mineral diluido		\$ 28.19/TM		Valor Unitario del mineral diluido		\$ 25.74/TM		Valor Unitario del mineral diluido		\$ 25.74/TM	
Costo Unitarios de minado		\$ 5.71/TM		Costo Unitarios de minado		\$ 4.84/TM		Costo Unitarios de minado		\$ 4.30/TM	
Margen Operativo Unitario		\$ 22.49/TM		Margen Operativo Unitario		\$ 20.90/TM		Margen Operativo Unitario		\$ 21.44/TM	
Margen Operativo Mensual		\$ 131,325		Margen Operativo Mensual		\$ 174,751		Margen Operativo Mensual		\$ 208,240	
VPN durante la vida del St.428		\$ 2,186,674		VPN durante la vida del St.428		\$ 2,144,580		VPN durante la vida del St.428		\$ 2,180,131	
VPN flujo continuo por 60 meses		\$ 6,180,870		VPN flujo continuo por 84 meses (Horizonte comun)		\$ 8,224,698		VPN flujo continuo por 84 meses (Horizonte comun)		\$ 9,800,914	

CAPÍTULO V

5.0 CONCLUSIONES

1. En la mayoría de softwares comerciales, 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 y esto conlleva a considerar implementar ábacos y tablas de data histórica consolidada que nos permita tomar decisiones críticas pues el ritmo de mina es dinámico y requiere toma de decisiones urgente.
2. La generación de cartillas y ábacos es una necesidad urgente para el adecuado control operacional, si bien los modelos de análisis en elementos finitos son lo bastante detallados como mencione anteriormente la mina es dinámica y el laboreo de la guardia te gana.
3. Es preciso concluir que los softwares comerciales usados en la actualidad modelan correctamente esfuerzos, desplazamientos y deformaciones, además de ofrecer un análisis bastante completo en cuanto al modelamiento de pernos para roca, esto basado en que el programa Phase2 tiene un módulo de estimación del sostenimiento utilizando el criterio de Vlachopoulos y Diederichs para hallar el factor de seguridad según los elementos de sostenimiento que se empleen (pernos, malla, shotcrete, vigas de acero, cerchas reticuladas, entre otros). La formulación que integran ya sea elementos finitos (Phase2) o diferencias finitas (FLAC3D) ambos algoritmos consideran el espaciamiento y largo de los elementos de perno, con el fin de implementar un control de los elementos de sostenimiento se realizaron pruebas de pull test para determinar la carga y resistencia de los pernos, además de diversas simulaciones para determinar el trabajo de los mismos siendo afectados por los esfuerzos inducidos por la voladura.
4. La evaluación de las distintas simulaciones tiene el fin de evaluar escenarios, obtener distintos escenarios con el fin de lograr la optimización del sostenimiento.
5. Se implementó estándares operacionales de sostenimiento ello a raíz de mi análisis en cuanto a optimización del costo en sostenimiento y apertura de los

cuellos de botella que generaban retrasos en los cumplimientos mensuales de avances y producción.

6. Implemente variables de riesgo en cuanto a planeamiento estratégico de minado, las variables eran operacionales, geomecánicas y de ventilación, las mismas fueron obtenidas en base a Data Analytics desarrollado por mi persona. Estas variables de riesgo reducían la incertidumbre en la producción en un rango de 5% a 8%, puesto se estima que en distintas unidades mineras el cumplimiento de los planes de producción bordea el 85% a 90% esto por retrasos generados por cuellos de botella operacionales que no se les da la debida atención.
7. Los resultados de la evaluación económica al implementar los FC operativos con un periodo de 5 años nos dan un VAN que fluctúa en el rango de \$ 6,180,870 y \$ 6,461,819 a diferencia del VAN original de \$ 5,686,401 en cuanto a la producción asignada a breasting, en tanto a la variante de taladros largos con puente de 10 m el VAN fluctúa entre \$ 8,224,698 y \$ 8,598,548 a diferencia del VAN original de \$ 7,566,722, mientras en el caso de la variante de taladros largos con puente de 13 m el VAN varía entre \$ 9,800,914 y \$ 10,246,410 a diferencia del VAN de \$ 9,016,841; en todos los casos se observa un incremento del VAN en el rango de 9% y 14% por lo tanto podemos concluir que es fructífero y ambicioso la puesta en marcha del proyecto en mención.

CAPÍTULO VI

6.0 RECOMENDACIONES

1. Ante las limitaciones de manejo de los softwares actuales de modelamiento numérico por parte de personal de Planeamiento e Ingeniería, así como de Operaciones Mina conviene plantear la implementación de controles operativos al diseño de ingeniería que se adapte a los requerimientos (estandarización de lanzado de cubos de shotcrete según dimensiones de la excavación, distribución y espaciamiento de elementos de sostenimiento alrededor de la excavación según la calidad del macizo rocoso y método de explotación empleado . 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.
2. Si bien considero que cada empresa minera cuenta con su staff de ingenieros geomecánicos que dominan el modelamiento y análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas considero que los softwares comerciales del mercado carecen de una metodología básica de manejo para ingenieros de operaciones y de planeamiento, por lo que se suele demandar la existencia de ábacos sobre todo por parte de la gerencia de mina que demanda toma de decisiones inmediatas puesto que los equipos y costos de las contrataciones son fijos y por tanto determinadas demoras en los avances implican menores ingresos.
3. 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 las excavaciones, así como incorporar correlaciones entre las restricciones operacionales y de servicios, así como también interfaces que involucren el plan de minado y el circuito de ventilación en mina, todo esto con el fin de evaluar nuevas metodologías en cuanto a la estimación de costos operativos.
4. Además, sería conveniente plantear e implementar cartillas en que se plasmen tanto el diseño, procedimiento e instalación de determinado elemento de sostenimiento, lo anterior a causa que usualmente las cartillas existentes carecen de información relevante como cantidad de pernos en un metro sostenido, además

del debido espaciamiento, si se contase con cartillas adecuadas a la operación en si se podría optimizar los costos de sostenimiento.

5. Implementar estándares operacionales en cuanto a sostenimiento esto en base al radio hidráulico (RH), en base a mi experiencia pude constatar que tanto personal de planeamiento como de geomecánica debido al control de la producción descuidan el control al costo de sostenimiento, tanto en instalación de mallas, pernos y shotcrete.
6. La implementación de estándares operacionales en cuanto a servicios mina debe ser tanto a nivel de compañía como de contratistas especializadas, esto para un adecuado manejo de penalidades por mal uso de cubos de shotcrete, así como mal manejo de pernos y mallas.
7. Se sugiere crear interfaces que registren tanto la data del modelado de la mina, así como la data geomecánica de los distintos niveles, labores y estructuras en mina, esto para un adecuado manejo de costos.
8. Sería conveniente tener un modelo geomecánico de la mina en 3D, si bien la elaboración del mismo es tediosa y pocos softwares de modelamiento de minado incluyen la opción de generar el modelo en mención, para un adecuado planeamiento estratégico se debería ver la viabilidad de generar el modelo.
9. Elaborar un modelo de riesgos que considere variables geomecánicas para obtener distintos escenarios de producción, si bien lo mencionado solo se podría realizar considerando zonas con recursos medidos e indicados, también deberíamos considerar las variables geomecánicas de diseño en cuanto a zonas con recursos inferidos, puesto los planes de largo plazo considera usualmente inferidos, pero no se incluyen variables geomecánicas de diseño.
10. En cuanto a diseños de taladros largos se sugiere la permanente investigación y manejo de data geomecánica de las distintas labores esto con el fin de constatar la estabilidad integral de las mismas.
11. Por ultimo sugiero que se elaboren modelos de evaluación de proyectos en que se dé una adecuada ponderación en cuanto al manejo de data geomecánica, si bien las variables geomecánicas no se podrían plasmar en un modelo financiero, si podríamos plasmarlo en cuanto a avances que derivan en el cumplimiento de los objetivos de la corporación minera.

CAPÍTULO VII

7.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) 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.
- 2) Atlas Copco, Swellex Pernos de Anclaje, 2009.
- 3) Balmer, G. A general analytical solution for Mohr's envelope. American Society for Testing and Materials, 52, 1260-1271, 1952.
- 4) Baridelli, G. & Villalobos. Análisis Geomecanico de Causal de Daños en Minería Subterránea- Caso Estudio: TAP PNNM. Informe Técnico Codelco, S. 2014.
- 5) Barton, N. Some new Q-value carrelations to assist in site characterization and tunnel design.: Rock Mech. & Min. Sci. 2002.
- 6) Bieniawski, Z. T. Rock mass classification in rock engineering in rock engineering. Exploration for rock engineering, proc. of the symp. Cape Town. 1976.
- 7) Bieniawski, Z. T. Rock mechanics Design in Mining and Tunnelling. Rotterdam. 1984.
- 8) Bieniawski, Z. T. Engineering rock mass classifications. A complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering. Canada. 1989.
- 9) Brady, B. H. Rock mechanics: for underground mining, Springer. 2004.
- 10) Bull, J. Numerical analysis and modelling in geomechanics, Londres, Spon Press. Londres 2003.
- 11) Chakraborti, S., Konietzky, H. & Otparlik, K. Global & local approaches of numerical shear strength reduction technique for stability analysis of rock slopes. Rock engineering and technology for sustainable underground cosntruction. Stockholm. 2012.

- 12) David Córdova Rojas, Estudio Geomecánico Mina Chipmo DCR Ingenieros S.R. Ltda. 2016.
- 13) Dawson, E., Roth, W. & Drescher. Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*, 49, 835-840, A. 1999.
- 14) Dawson, E., You, K. & Park. Strength-reduction stability analysis of rock slopes using the Hoek-Brown failure criterion. *GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION*, 65-77, Y. 2000.
- 15) Fu, W. & Liao. Non-linear shear strength reduction technique in slope stability calculation. *Computers and Geotechnics*, 37, 288-298, Y. 2010.
- 16) Galarce. Modelo de esfuerzos in-situ para Chile y su incidencia en el diseño minero subterráneo. Ingeniería Civil de Minas, Universidad de Chile, 2014.
- 17) 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*. Pergamon, 179-181, 1996.
- 18) Grimstad, E. & Barton, N. Updating the Q-system for NMT. Oslo: Proc. Int. Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, 1993.
- 19) Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B. & Curran, J. The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion. *red*, 2, 1, 2005.
- 20) Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. Support of underground excavations in hard rock, CRC Press, 1995.
- 21) Hutchinson, D. J. & Diederichs, M. S. Cablebolting in underground mines, Canada, BiTech Publishers, 1996.
- 22) 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.
- 23) ITASCA. FLAC3D Manual de Usuario, Versión 3.1. Mineapolis: ITASCA Consulting Group Inc, 2014.

- 24) Jing, L. 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, 2003.
- 25) Mahar, J. W., Parker, H. W. & Wuellner, W. W. *Shotcrete practice in underground construction*, 1975.
- 26) Oreste, P. The convergence-confinement method: roles and limits in modern geomechanical tunnel design. *American Journal of Applied Sciences*, 6, 757, 2009.
- 27) Ouchi, A. M. *Empirical design of span opening in weak rock*. Master of Applied Science, University of British Columbia, 2008.
- 28) Pakalnis, R. 2002. *Empirical Design Methods- UBC Geomechanics Update.: NARMS- TAC 2002*.
- 29) Stacey, T. & Page, C. H. *Practical handbook for underground rock mechanics*, Trans Tech. Publ, 1986.
- 30) Stillborg, B. *Professional users handbook for rockbolting*. Trans Tech Publication. Stillborg, B. 1993. *Rockbolt tensile loading across a joint*. International Mine water Association Symposium, 1986.

CAPÍTULO VIII

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)		<ul style="list-style-type: none"> •Superficies muy rugosas •No continuas •Sin separación •Roca pared no meteorizadas 	<ul style="list-style-type: none"> •Superficie ligeramente rugosa •Separación <1mm •Roca pared 	<ul style="list-style-type: none"> •Superficie ligeramente rugosa •Separación <1mm •Paredes altamente meteorizadas 	<ul style="list-style-type: none"> •Superficies lisas, o •Relleno <5mm, o •Separación 1-5 mm •Continuas 	<ul style="list-style-type: none"> •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

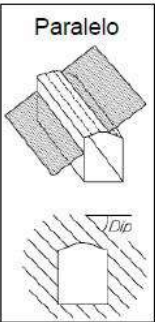
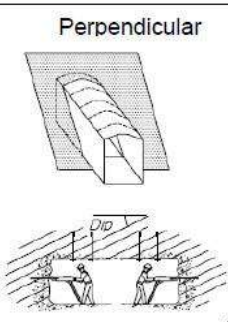
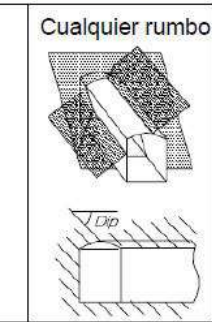
D. Significado de la clase de roca

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

	Paralelo	Perpendicular	Cualquier rumbo	
				
Dip (grados)		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 tablas modificadas de (Hutchinson and Diederichs, 1996)

Set de discontinuidades

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

		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

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

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 POR ESFUERZOS

(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	SRF		
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_3/UCS	SRF
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	SRF
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	SRF
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 parámetro 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)	GSI
<p style="text-align: center;">Set 1</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 50 MPa</p>	1	250	30
	2	250	50
	3	250	80
	4	500	30
	5	500	50
	6	500	80
	7	750	30
	8	750	50
	9	750	80
<p style="text-align: center;">Set 2</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 100 MPa</p>	10	250	30
	11	250	50
	12	250	80
	13	500	30
	14	500	50
	15	500	80
	16	750	30
	17	750	50
	18	750	80
<p style="text-align: center;">Set 3</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 150 MPa</p>	19	250	30
	20	250	50
	21	250	80
	22	500	30
	23	500	50
	24	500	80
	25	750	30
	26	750	50
	27	750	80

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

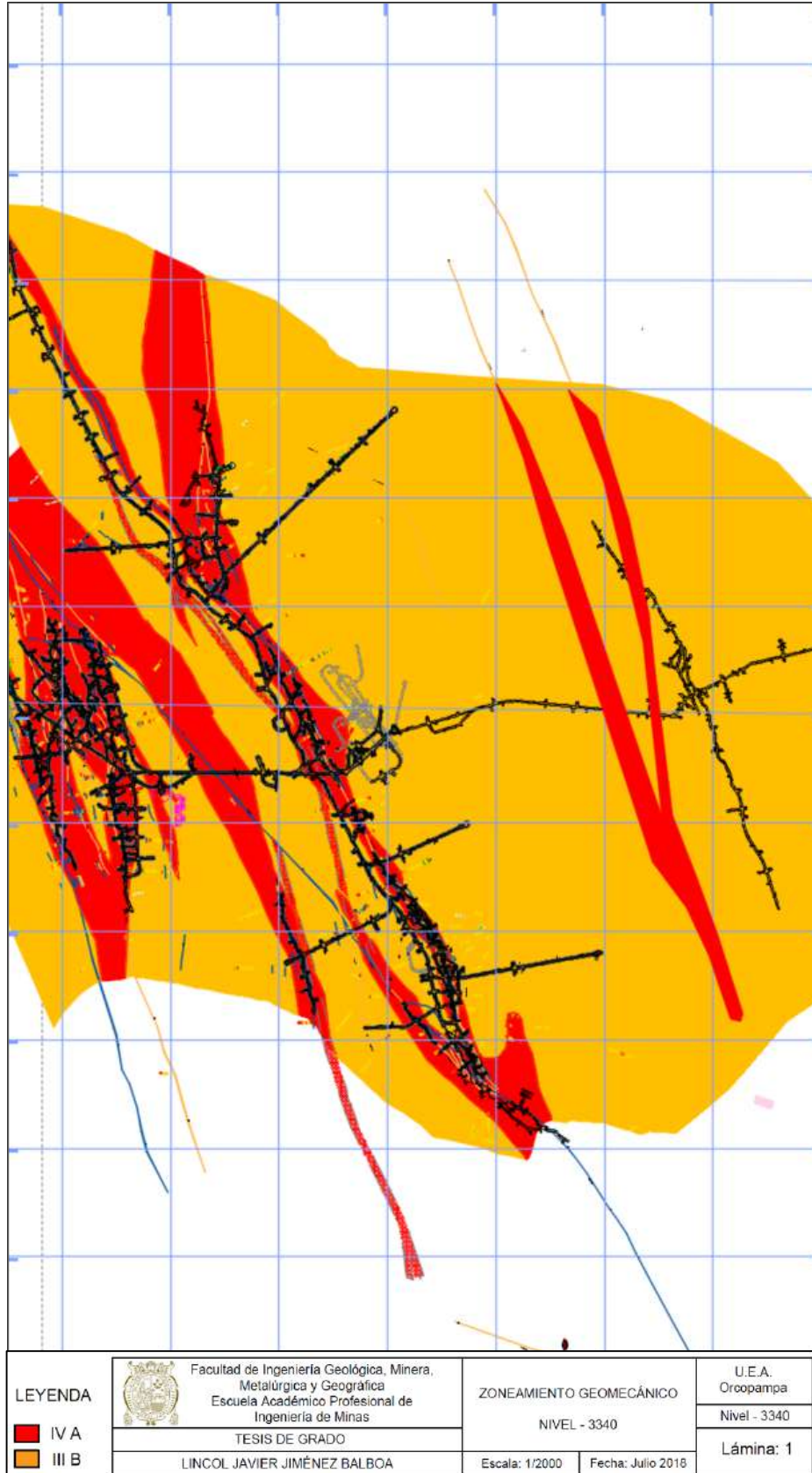
Simulaciones	Caso	Profundidad (m)	GSI
<p>Set 4</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1,5</p> <p>Resistencia a la compresión uniaxial= 50 MPa</p>	28	250	30
	29	250	50
	30	250	80
	31	500	30
	32	500	50
	33	500	80
	34	750	30
	35	750	50
	36	750	80
<p>Set 5</p> <p>Constantes: Relación de esfuerzos =1.5</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	750	30
	44	750	50
	45	750	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	750	30
	53	750	50
	54	750	80

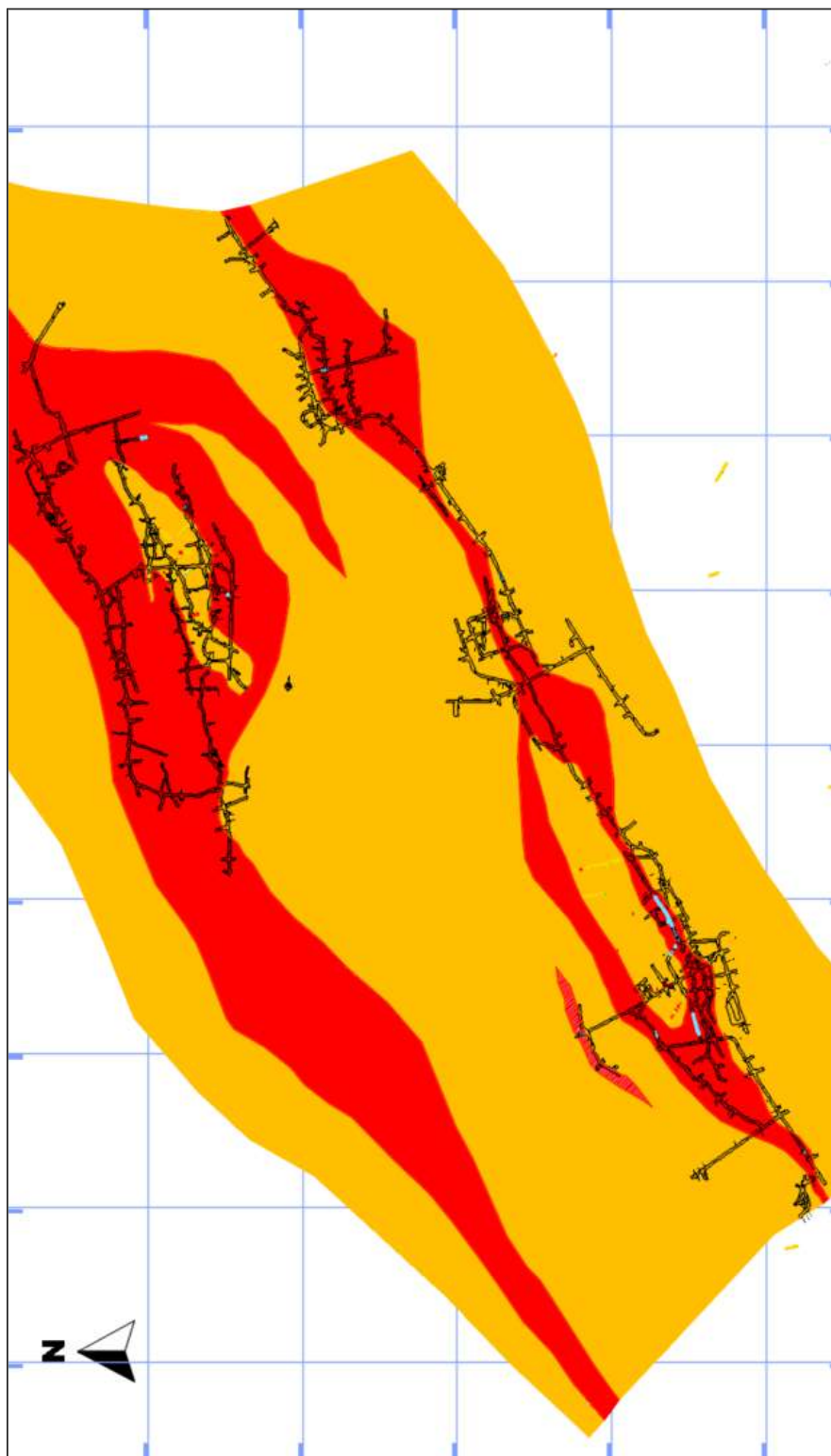
Tabla B-3. Set de simulaciones con un valor de relación de esfuerzos de 2




Simulaciones	Caso	Profundidad (m)	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	750	30
	62	750	50
	63	750	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	750	30
	71	750	50
	72	750	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	750	30
	80	750	50
	81	750	80

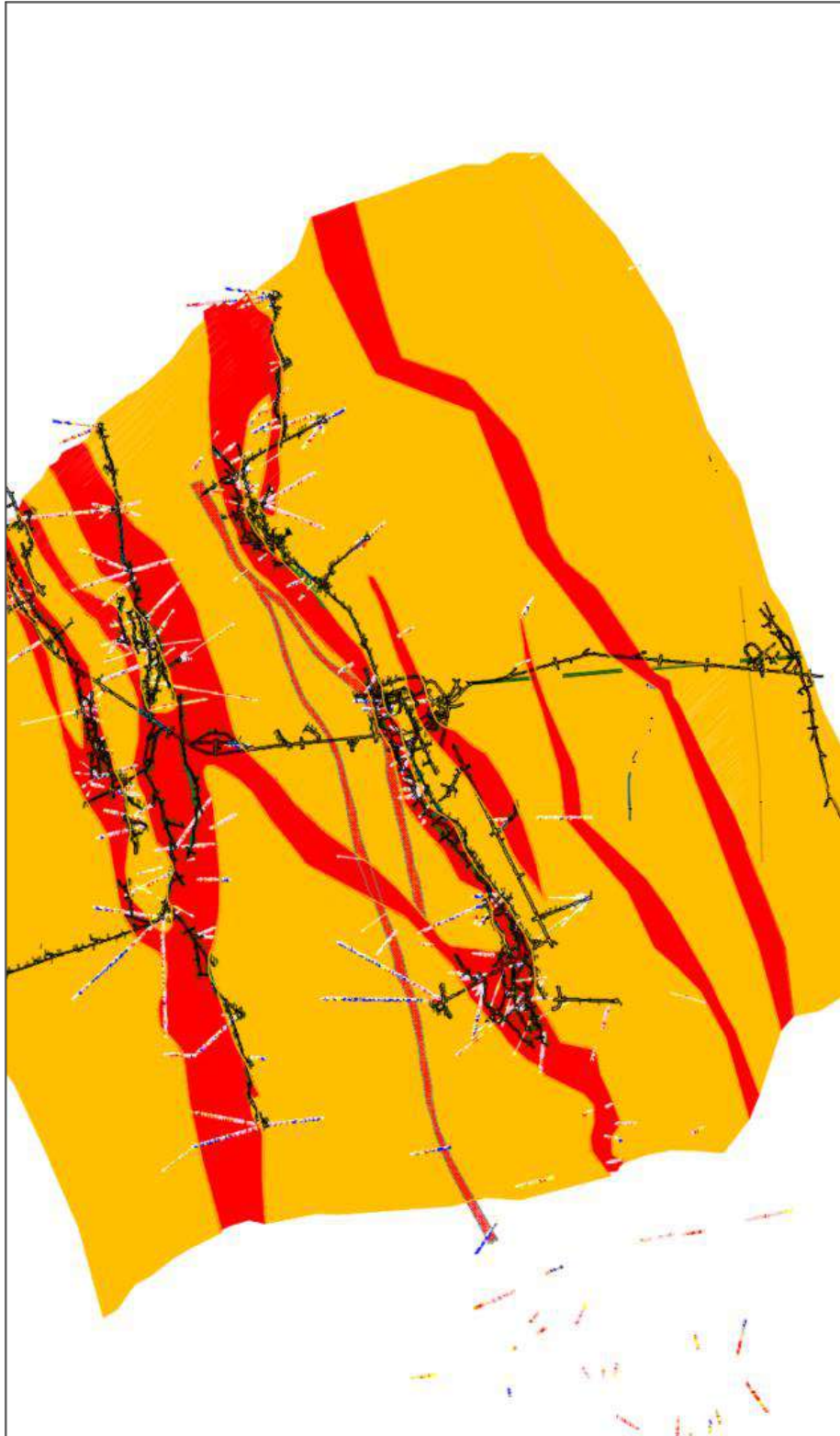
ANEXO C




Los zoneamientos adjuntos son un extracto del Informe de Geomecánica corporativo de Orcopampa

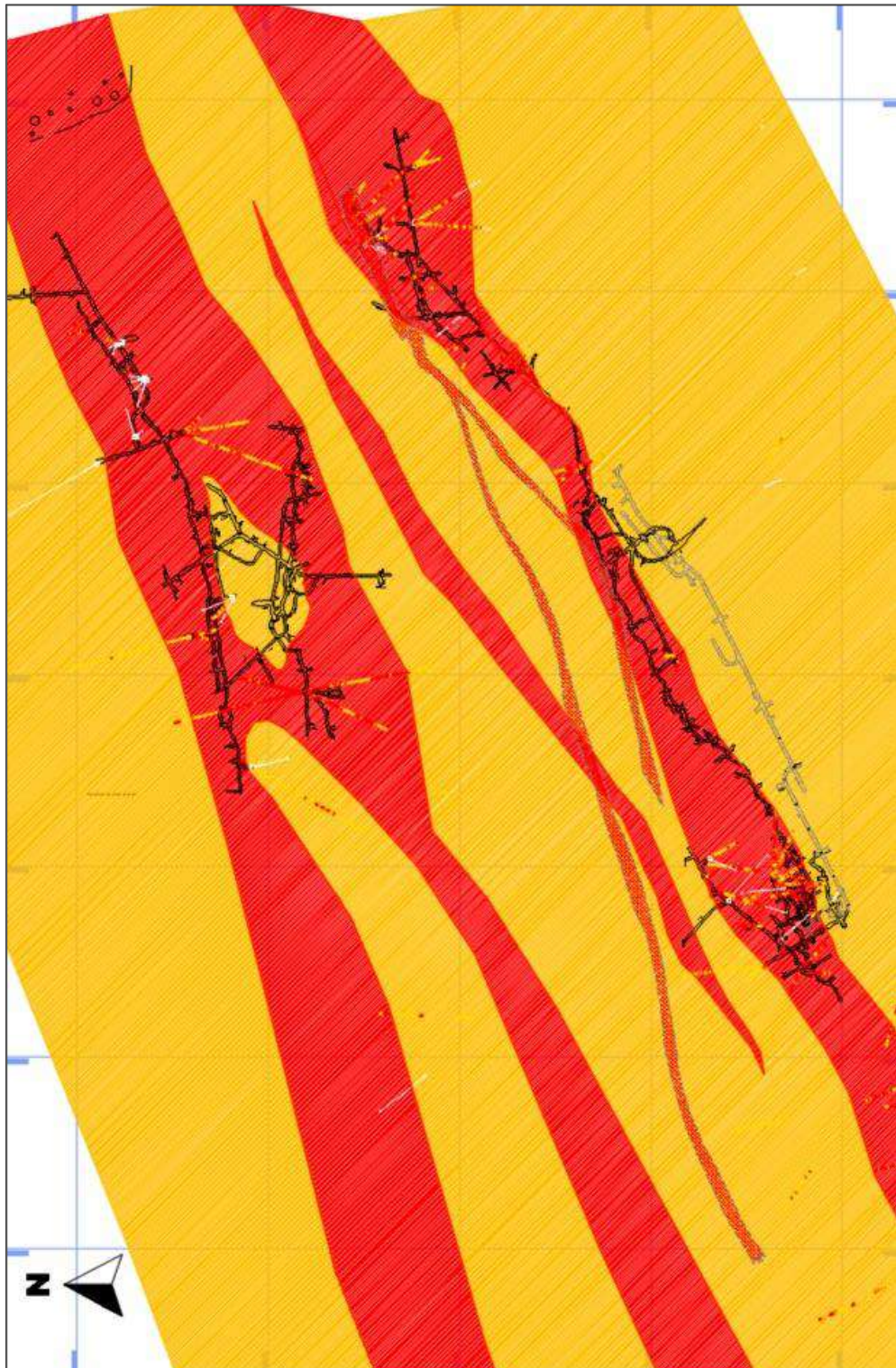







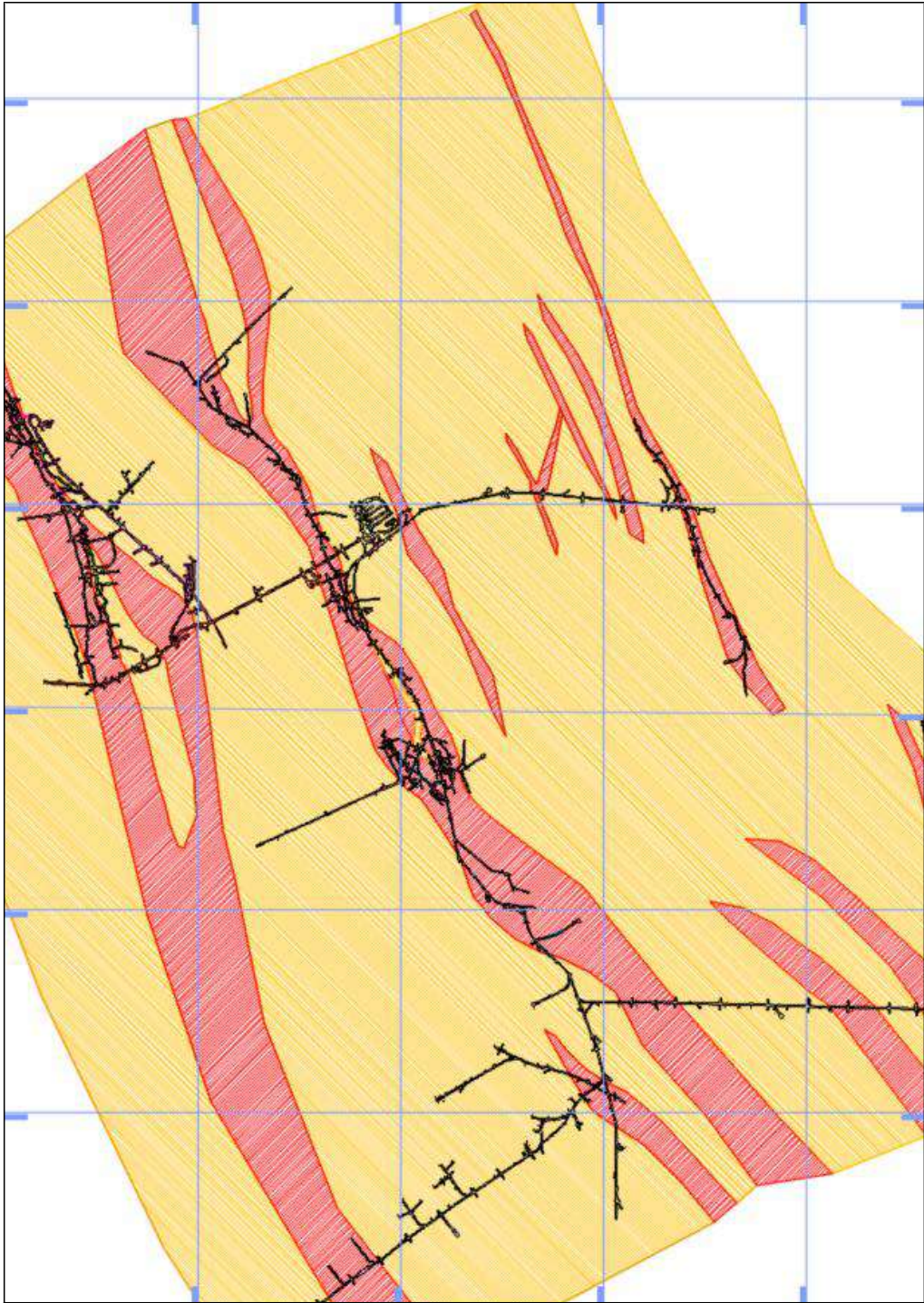
LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas		ZONEAMIENTO GEOMECÁNICO NIVEL - 3390		U.E.A. Orcopampa
	TESIS DE GRADO LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA		Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018	Nivel - 3390 Lámina: 2






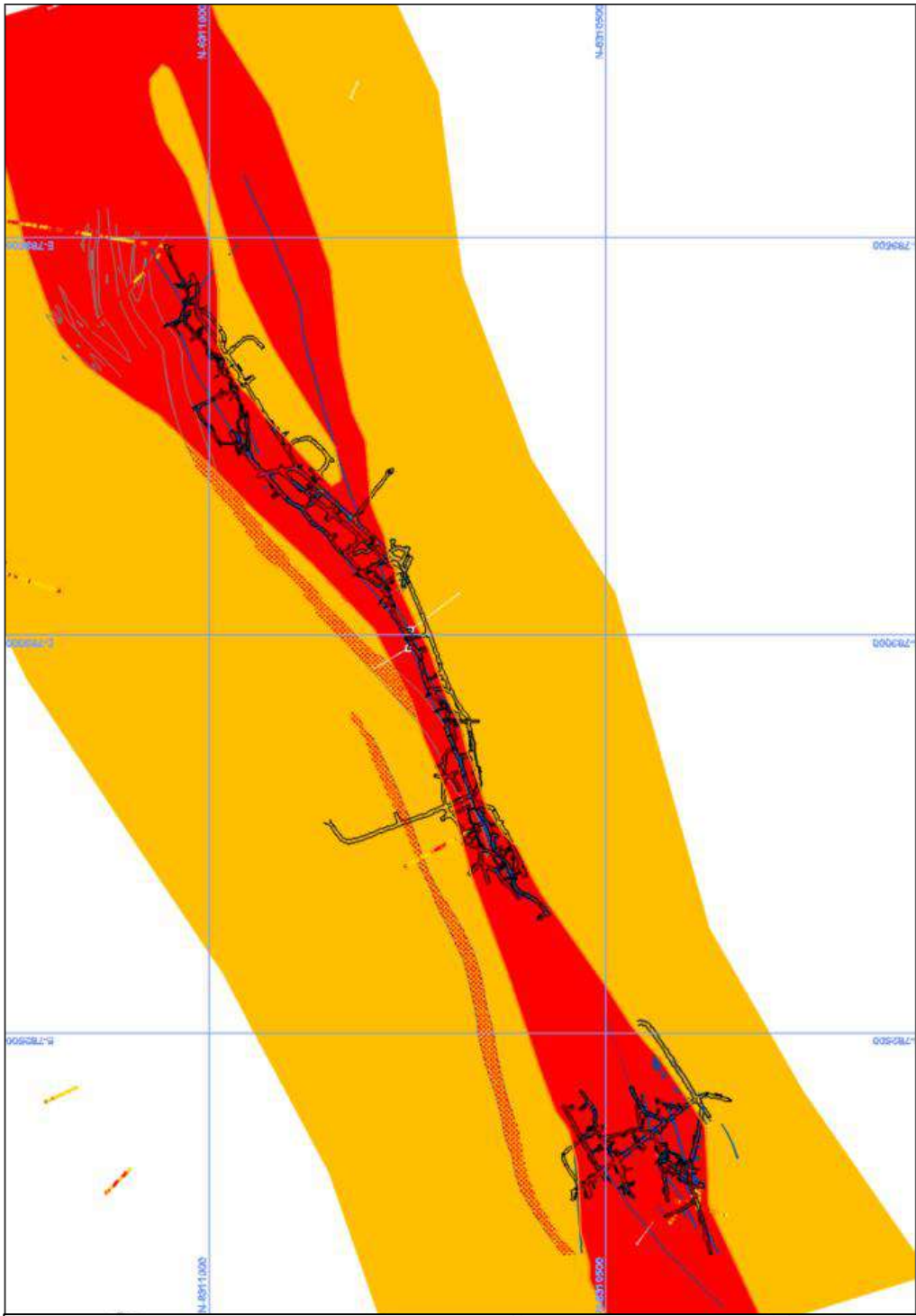
LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas	ZONEAMIENTO GEOMECÁNICO NIVEL - 3440		U.E.A. Orcopampa
		TESIS DE GRADO LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA		Nivel - 3440 Lámina: 3
		Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018	






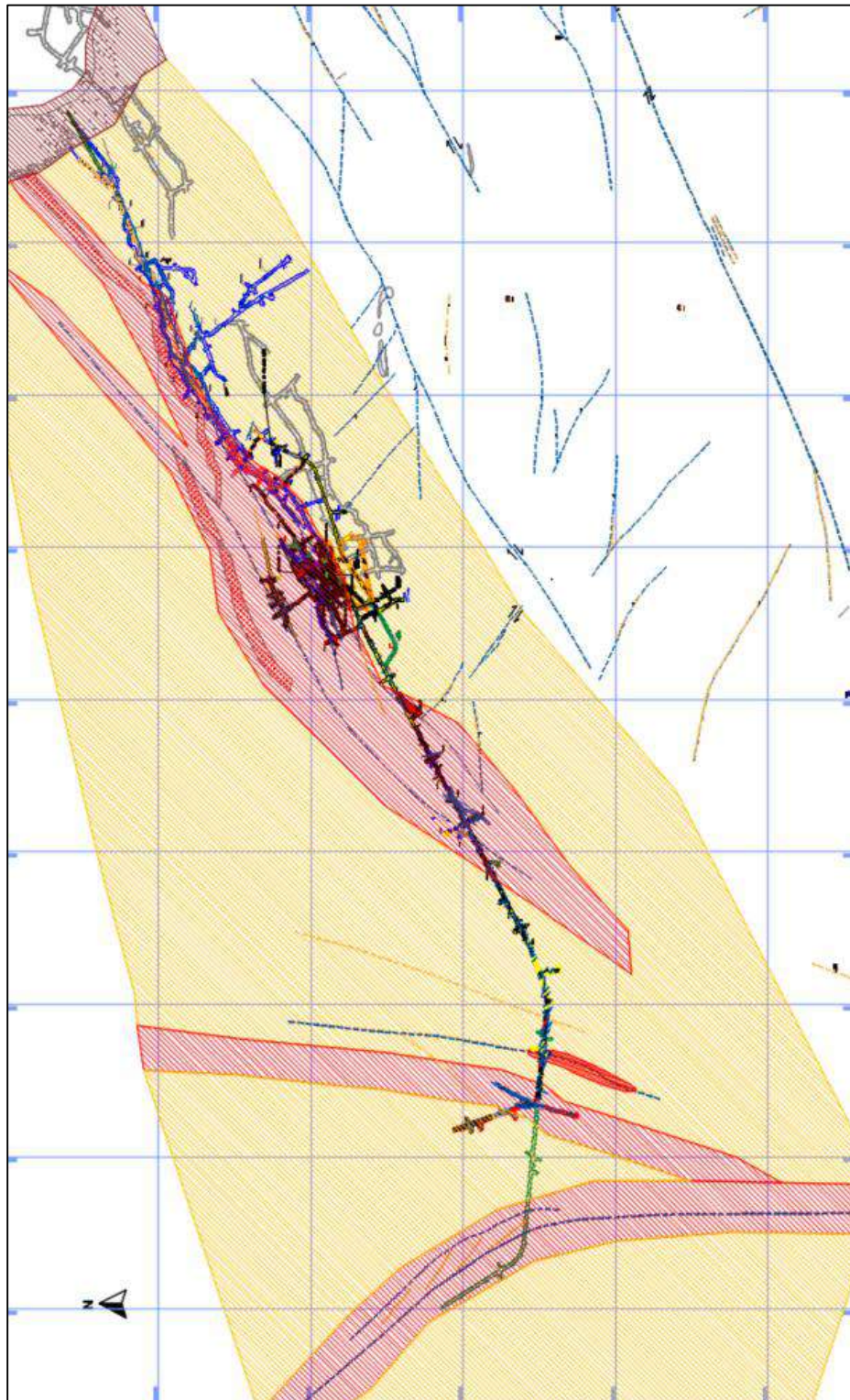
LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas	ZONEAMIENTO GEOMECÁNICO NIVEL - 3490		U.E.A. Orcopampa
	TESIS DE GRADO LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA	Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018	Nivel - 3490 Lámina: 4






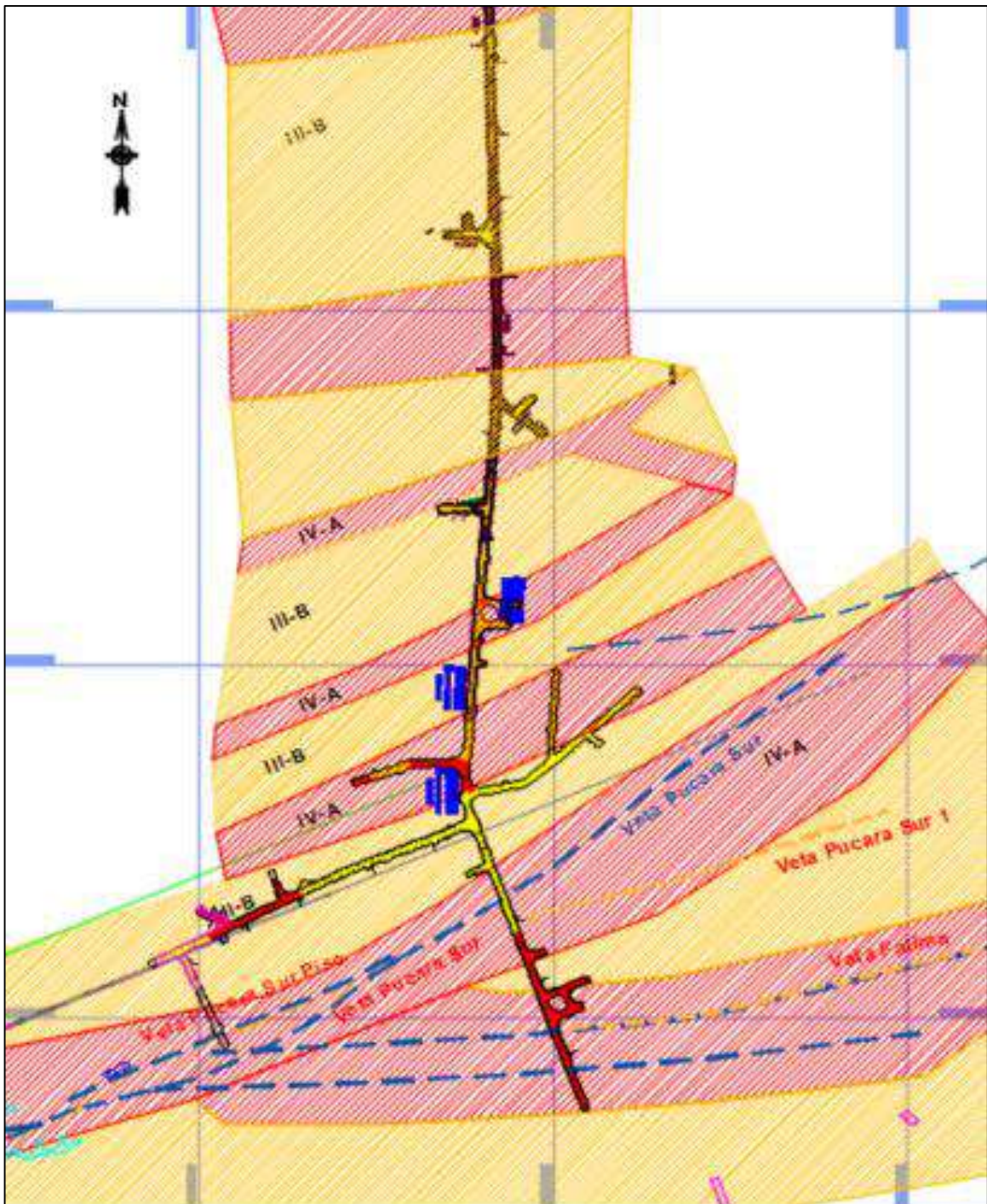
LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas	ZONEAMIENTO GEOMECÁNICO NIVEL - 3540		U.E.A. Orcopampa
		TESIS DE GRADO LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA	Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018






LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas	ZONEAMIENTO GEOMECÁNICO NIVEL - 3590		U.E.A. Orcopampa
	TESIS DE GRADO	Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018	Nivel - 3590
	LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA			Lámina: 6



LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas	ZONEAMIENTO GEOMECÁNICO NIVEL - 3690		U.E.A. Orcopampa
		TESIS DE GRADO LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA		Nivel - 3690 Lámina: 7
		Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018	



LEYENDA  IV A  III B	 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas	ZONEAMIENTO GEOMECAÁNICO NIVEL - 3780		U.E.A. Orcopampa Nivel - 3780
	TESIS DE GRADO LINCOL JAVIER JIMÉNEZ BALBOA	Escala: 1/2000	Fecha: Julio 2018	Lámina: 8