

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS



TESIS:

**Evaluación geomecánica del macizo rocoso del BP9110-S
para garantizar su estabilidad como labor permanente en
la Unidad Minera San Andrés**

Para optar el título profesional de:
INGENIERO DE MINAS

PRESENTADO POR:
Bach. Julinho RIVAS QUISPE

ASESOR:
Dr. Ing. Fortunato DE LA CRUZ PALOMINO

AYACUCHO - PERÚ

2025

DEDICATORIA

A mis padres, quienes, con su ejemplo constante, su esfuerzo silencioso y su apoyo incondicional han sido el pilar fundamental de mi formación personal y académica; gracias por inculcarme valores que trascienden el conocimiento, por alentarme a perseverar aun en los momentos de mayor dificultad y por acompañarme con paciencia y sabiduría en cada etapa de este camino. Este trabajo no solo representa un logro académico, sino también el reflejo de su dedicación, sacrificio y amor inquebrantable, por lo que les expreso mi más profundo agradecimiento y respeto.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mi sincero agradecimiento a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, que me proporcionó la formación académica y los recursos que necesitaba para llevar a cabo esta investigación. Para expresar mi sincero agradecimiento a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, que me proporcionó la formación académica y los recursos que necesitaba para llevar a cabo esta investigación. Me especialmenteeexpresar mi como agradecimiento a los profesores de la universidad, cuya expresar, compromiso e integridad académica contribuyeron enormemente a mi desarrollo profesional y guiaron este trabajo con valiosas ideas, observaciones y recomendaciones que permitieron su correcta finalización. Mi gratitud a los profesores de la universidad, cuya dedicación, compromiso e integridad académica contribuyeron enormemente a mi desarrollo profesional. Este trabajo fue guiado por valiosas ideas, observaciones y recomendaciones que permitieron su correcta finalización. Me gustaría expresar mi gratitud a mi familia por su apoyo, comprensión y respaldo inquebrantables a lo largo de este proceso académico; en particular, a mis padres, cuyo arduo trabajo, sacrificio y ejemplo de perseverancia fueron esenciales para lograr este objetivo y constituyeron la piedra angular de mi desarrollo personal y profesional.

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo evaluar geomecánicamente el macizo rocoso de la labor BP9110-S, con la finalidad de garantizar su estabilidad estructural como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés. El estudio se desarrolla bajo un enfoque cuantitativo, de nivel descriptivo–explicativo y con un diseño no experimental.

La metodología empleada comprende el levantamiento geomecánico en campo, la evaluación de la calidad del macizo rocoso mediante los sistemas RMR, Q y GSI, el análisis de esfuerzos in situ e inducidos, y la evaluación de la estabilidad mediante métodos empíricos, análisis cinemático de cuñas y modelamiento numérico bidimensional.

Los resultados del mapeo geomecánico evidenciaron la presencia de tres familias principales de discontinuidades que controlan el comportamiento estructural del macizo rocoso. La evaluación de la calidad del macizo indicó valores de RQD entre 25 y 50, correspondientes a una roca de calidad pobre; un RMR de 42, asociado a una roca de calidad regular; un índice Q de Barton de 0.20, que representa una calidad de roca mala; y un GSI clasificado como macizo muy fracturado a regular. El análisis de esfuerzos mostró altas concentraciones alrededor de la excavación, alcanzando aproximadamente 93 MPa en la corona y 28 MPa en los hastiales, lo que explica la condición potencial de inestabilidad de la labor.

En función de estos resultados, se diseñó un sistema de sostenimiento conformado por malla electrosoldada y pernos helicoidales de 5 pies de longitud y 22 mm de diámetro, instalados con un espaciamiento de 1.2×1.2 m, complementado con una capa de shotcrete de 50 mm de espesor. La evaluación de estabilidad mediante el análisis cinemático de cuñas con **Unwedge v3** y el modelamiento numérico con **Phase2 8.0** arrojó factores de seguridad superiores a 1.5, valor considerado como mínimo para clasificar la labor como estable. Finalmente, se concluye que la integración de métodos empíricos, analíticos y numéricos permite una evaluación confiable de la estabilidad de labores permanentes y un diseño adecuado del sostenimiento bajo las condiciones geomecánicas estudiadas.

Palabras clave: Caracterización geomecánica, estabilidad estructural, esfuerzos in situ, esfuerzos inducidos, factor de seguridad,

ABSTRACT

The objective of this research is to geomechanically evaluate the rock mass of the BP9110-S excavation in order to ensure its structural stability as a permanent underground opening at the San Andrés Mining Unit. The study follows a quantitative approach, with a descriptive–explanatory level and a non-experimental research design.

The methodology employed includes field geomechanical mapping, rock mass quality assessment using the RMR, Q, and GSI classification systems, analysis of in situ and induced stresses, and stability evaluation through empirical methods, kinematic wedge analysis, and two-dimensional numerical modeling.

The results of the geomechanical mapping revealed the presence of three main joint sets controlling the structural behavior of the rock mass. Rock mass quality assessment indicated RQD values ranging from 25 to 50, corresponding to poor-quality rock; an RMR value of 42, associated with fair-quality rock; a Barton Q-index of 0.20, representing poor rock quality; and a GSI classified as very fractured to fair rock mass. Stress analysis showed high stress concentrations around the excavation, reaching approximately 93 MPa at the crown and 28 MPa at the sidewalls, which explains the potentially unstable condition of the excavation.

Based on these results, a ground support system consisting of welded wire mesh and 5-ft-long, 22-mm-diameter helical rock bolts installed at a spacing of 1.2×1.2 m was designed, complemented by a 50-mm-thick layer of shotcrete. Stability evaluation using kinematic wedge analysis with Unwedge v3 and numerical modeling with Phase2 8.0 yielded safety factors greater than 1.5, which is considered the minimum value to classify the excavation as stable. Finally, it is concluded that the integration of empirical, analytical, and numerical methods provides a reliable assessment of the stability of permanent underground excavations and supports an adequate ground support design under the studied geomechanical conditions.

Keywords: Geomechanical characterization; structural stability; in situ stresses; induced stresses; safety factor.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
ÍNDICE.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XIV
I CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Realidad problemática	1
1.2 Formulación del problema	2
1.2.1 Problema general	2
1.2.2 Problema específico	2
1.3 Objetivos de la investigación.....	2
1.3.1 Objetivo general	2
1.3.2 Objetivo específico	2
1.4 Justificación de la investigación	3
1.4.1 Justificación teórica	3

1.4.2	Justificación práctica	4
1.4.3	Importancia de la investigación	4
1.4.4	Alcances y limitaciones de la investigación.....	5
1.4.4.1	Alcances de la investigación	5
1.4.4.2	Limitaciones de la investigación	5
1.5	Hipótesis de la investigación	6
1.5.1	Hipótesis general.....	6
1.5.2	Hipótesis específicas	6
1.6	Identificación de variables	6
1.6.1	Variable independiente.....	6
1.6.2	Variable dependiente	6
1.7	Operacionalización de variables.....	6
II	CAPÍTULO II.....	8
	MARCO TEÓRICO	8
2.1	Generalidades.....	8
2.1.1	Ubicación.....	8
2.1.2	Acceso.....	9
2.1.3	Geología.....	9
2.1.3.1	Geología regional	9
2.1.3.2	Geología local.....	10
2.1.3.3	Geología económica.....	14
2.1.4	Reservas	15
2.1.5	Métodos de explotación	16
2.1.5.1	Corte y relleno ascendente	16
2.1.5.2	Long Wall Mining	21
2.2	Antecedentes de la investigación.....	23
2.2.1	Antecedentes internacionales	24
2.2.2	Antecedentes nacionales	25

2.3	Bases teóricas	26
2.3.1	Caracterización geomecánica	26
2.3.1.1	Parámetros geomecánicos	27
2.3.1.2	Clasificaciones geomecánicas	28
2.3.2	Esfuerzos in situ e inducido	42
2.3.2.1	Determinación de esfuerzos in situ por carga litostática.	43
2.3.2.2	El método de Overcoring	46
2.3.2.3	Esfuerzo inducido	47
2.3.3	Condiciones de estabilidad del macizo rocoso	53
2.3.3.1	Método empírico	53
2.3.4	Sistema de sostenimiento	55
2.3.4.1	Sostenimiento de apoyo activo	55
2.3.4.2	<i>Sostenimiento de apoyo pasivo</i>	61
2.3.5	Definiciones conceptuales	65
III	CAPÍTULO III	68
	MATERIALES Y METODOS	68
3.1	Método de la investigación	68
3.2	Tipo de investigación	68
3.3	Nivel de investigación	68
3.4	Enfoque de la investigación	68
3.5	Diseño de la investigación	68
3.6	Población y muestra	68
3.6.1	Población	68
3.6.2	Muestra	68
3.7	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	69
3.7.1	Técnicas	69
b)	Revisión documental y planos de mina	69

c) Ensayos de laboratorio (si están en tu alcance)	69
d) Modelación numérica	69
3.7.2 Instrumentos.....	69
b) Mapas y croquis geológicos/geomecánicos	69
c) Equipos de medición in situ	69
d) Software especializado.....	69
3.7.1 Técnicas de análisis y procesamiento de datos	70
3.8 Desarrollo de la investigación	70
3.8.1 Caracterización geomecánica	70
3.8.1.1 Mapeo Geomecánico	70
3.8.1.2 condiciones geomecánicas actuales	70
3.8.1.3 Identificación de parámetros geomecánicos a través de ensayos de laboratorio	74
3.8.2 determinación de clasificación geomecánica del macizo rocoso	75
3.8.2.1 determinación de RQD	75
3.8.2.2 Determinación del RMR Bieniawski de del macizo rocoso	76
3.8.2.3 Determinación de la clasificación de Q de Barton.....	78
3.8.3 Condición de altos esfuerzos in-situ e inducido	84
3.8.3.1 Determinación de esfuerzos verticales y horizontales mediante Diederichs (1999).	84
3.8.3.2 Determinación del esfuerzo vertical y horizontal por Hoek y Brown 1978	86
3.8.3.3 Determinación de esfuerzos verticales y horizontales por el método de Overcoring.....	86
3.8.3.4 Condición de esfuerzos alrededor de la excavación.....	88
3.8.4 Diseño de sostenimiento adecuadas en los resultados del análisis geomecánico y tensional.....	90
3.8.5 Evaluación de estabilidad.....	92
3.8.5.1 Determinación de la abertura máxima sin sostenimiento.....	92
3.8.5.2 Determinación del tiempo de autosoporte.....	93
3.8.5.3 Evaluación de estabilidad por cálculo empírico.....	94
3.8.5.4 Evaluación de estabilidad por cálculo analítico	94
3.8.5.5 Evaluación de estabilidad por modelamiento numérico.....	101

IV	CAPÍTULO IV	105
	RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	105
4.1	Caracterización geomecánica	105
4.1.1	Análisis estructural de discontinuidades	105
4.1.2	Resultados de los ensayos de laboratorio	105
4.1.3	Resultados del índice RQD	106
4.1.4	Resultados de la clasificación RMR (Bieniawski, 1989)	106
4.1.5	Resultados de la clasificación Q de Barton	106
4.1.6	Resultados de las propuestas de sostenimiento	107
4.2	Condición de altos esfuerzos in-situ e inducido	107
4.3	Discusión de resultados	110
	CONCLUSIONES	112
	RECOMENDACIONES	113
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
	ANEXOS	118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Plano geológico regional del yacimiento El Gigante	10
Figura 2	Vista Transversal del esquema de Corte y relleno Ascendente	18
Figura 3	Vista del Laboreo de Preparación y Desarrollo del C&R.....	18
Figura 4	Explotación Cíclica del método C&RA	20
Figura 5	Disposición del R.H.en Tajeos de C&RA	20
Figura 6	Vista Isométrico Preparación de Bloque	22
Figura 7	Vista Transversal del método Long Wall.....	22
Figura 8	Estructura del macizo rocoso con un enfoque en la escala	26
Figura 9	Relación entre espaciamiento de discontinuidad y RQD	29
Figura 10	Tiempo de auto sostenimiento de acuerdo con el RMR de (Bieniawski 1989)	35
Figura 11	Sostenimientos según índice Q de Barton (2000).....	38
Figura 12	Tabla GSI modificado.....	41
Figura 13	Variación del esfuerzo horizontal, con la profundidad.....	44
Figura 14	Determinación de K mediante el modelo de Sheorey	45
Figura 15	Esfuerzos inducidos en la roca que rodea un túnel horizontal	48
Figura 16	Distribución de esfuerzos y la medición de esfuerzos radiales	49
Figura 17	Constantes empíricas A y B para diferentes formas de excavación propuestas por Hoek (1968)	52
Figura 18	Curva de abertura de excavaciones	54
Figura 19	Perno o bulón de anclaje mecánico	56
Figura 20	Perno de varillaje cementado o con resina	57
Figura 21	Métodos de inyección de cables de anclaje (Hoek, Kaiser & Bawden, 1995).....	58
Figura 22	Principales configuraciones de cables de anclaje (Hoek, Kaiser & Bawden, 1995)	58
Figura 23	Perno Split-set	59
Figura 24	Perno Swellex	60
Figura 25	Perno Swellex	61
Figura 26	Tipos de malla.....	62
Figura 27	Cimbras rígidas.....	63
Figura 28	Cimbra deslizante	64
Figura 29	Cuadro de madera	65
Figura 30	Diagrama estereográfico de contornos de la estación N°1	71
Figura 31	Diagrama de rosetas de la estación N° 1.....	71
Figura 32	Diagrama estereográfico de contornos de la estación N°2	72
Figura 33	Diagrama rosetas de la estación N° 2.....	73

Figura 34 Diagrama estereográfico de contornos de la estación N°03	73
Figura 35 Diagrama de rosetas de la estación N°03	74
Figura 36 Categorías de sostenimiento en función del índice Q y la luz de excavación	80
Figura 37 Matriz de sostenimiento para labores permanentes según GSI modificado (MARSA, Versión 08)	82
Figura 38 Matriz de sostenimiento para labores de desarrollo y permanentes basada en RMR–GSI y evaluación geomecánica de campo	83
Figura 39 Análisis comparativo de las propuestas de sostenimiento (RMR, Q, GSI).....	84
Figura 40 Estimación de esfuerzos verticales mediante Diederichs	85
Figura 42 Campo de esfuerzos inducidos por la excavación mediante modelo numérico	89
Figura 43 Distribución de cartucho de cemento y resina para perno helicoidal de 5 pies	90
Figura 44 Detalle de instalación de perno, según la sección de labor y traslape de la malla..	91
Figura 45 Malla Electrosoldada de 2.40 m. de ancho.	91
Figura 46 Instalación de perno con malla para sección 2.40 m. x 2.70 m.....	92
Figura 47 Determinación del tiempo de autosoporte.....	93
Figura 48 curva de diseño de excavaciones o aberturas (apan).....	94
Figura 49 Análisis de cuñas sin sostenimiento de la estación 01.....	95
Figura 50 Análisis de cuñas con sostenimiento de la estación 01	96
Figura 51 Análisis de cuñas sin sostenimiento de la estación 02.....	97
Figura 52 Análisis de cuñas con sostenimiento de la estación 02	98
Figura 53 Análisis de cuñas sin sostenimiento de la estación 03.....	99
Figura 54 Análisis de cuñas con sostenimiento de la estación 03	100
Figura 55 Factor de seguridad de la excavación sin sostenimiento en la estación N° 01.....	101
Figura 56 Factor de seguridad de la excavación con sostenimiento en la estación N° 01	102
Figura 57 Factor de seguridad de la excavación sin sostenimiento en la estación N° 02.....	102
Figura 58 Factor de seguridad de la excavación con sostenimiento en la estación N° 02....	103
Figura 59 Factor de seguridad de la excavación sin sostenimiento en la estación N°03	103
Figura 60 Factor de seguridad de la excavación con sostenimiento en la estación N°03.....	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Operacionalización de variables.....	7
Tabla 2 Acceso a la U.M. San Andrés.....	9
Tabla 3 Inventario de reservas minerales.....	15
Tabla 4 Calidad del macizo rocoso según el índice RQD de Deere (1968).	28
Tabla 5 Parámetros de clasificación del sistema RMR 89	31
Tabla 6 Propuesta de sostenimiento de acuerdo con el Índice RMR.....	33
Tabla 7 Clasificación geomecánica Q de Barton.....	36
Tabla 8 calidad del macizo en función del rango del índice Q	36
Tabla 9 Valores de ESR según tipo de excavación, según Barton (2000).....	38
Tabla 10 Propuesta de sostenimiento de acuerdo a Q de Barton.....	39
Tabla 11 Correlacion entre el RMR - Q	42
Tabla 12 Diferentes métodos de estimación del coeficiente k, según la relación media de esfuerzos horizontales y verticales (σ_h / σ_v).....	46
Tabla 13 FS recomendado según el plazo estabilidad.....	55
Tabla 14 Resumen de discontinuidades del BP9110-S	71
Tabla 15 Resumen de parámetros geomecánicos de labores en estudio.....	75
Tabla 16 Resultado del índice de calidad de roca según el cálculo del RQD	76
Tabla 17 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso en las estaciones evaluadas.....	77
Tabla 18 Determinación del RMR y clasificación del macizo rocoso por estación.....	77
Tabla 19 Parámetros del sistema Q determinados en las estaciones evaluadas	78
Tabla 20 Resultado de Barton, Clase y Calidad del macizo rocoso.....	79
Tabla 21 Esfuerzos in situ en la Mina MARSÁ.....	87
Tabla 22 Valores para esfuerzo vertical y valores de K (mínimo) y K(máximo)	87
Tabla 23 Comparación de esfuerzos in situ determinados.....	88

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Plano geomecánico del Nivel 2220.....	118
Anexo 2: Plano geomecánico del BP 9110-S	119
Anexo 3: Descripción del Macizo Rocoso en la estación N°01.....	120
Anexo 4: Descripción del Macizo Rocoso en la estación N°02.....	121
Anexo 5: Descripción del Macizo Rocoso en la estación N°03.....	122
Anexo 6: Registro en cartilla geomecánica de RMR.....	123
Anexo 7: Matriz de consistencia	124
Anexo 8 Columna estratigráfica de MARSÁ	125

I CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad problemática

En la minería subterránea, la estabilidad de las labores permanentes depende en gran medida de las condiciones geomecánicas del macizo rocoso, las cuales determinan el comportamiento estructural frente a las excavaciones y los esfuerzos inducidos. Según Hoek y Brown (1980), la resistencia del macizo y su capacidad para mantenerse estable están controladas por la interacción entre la roca intacta, las discontinuidades y el estado de esfuerzos. Por ello, un conocimiento insuficiente de estas condiciones puede generar fallas locales, desprendimientos o deformaciones que comprometen la seguridad del personal, la infraestructura y la continuidad de la operación minera.

De acuerdo con Bieniawski (1989), la correcta evaluación geomecánica permite cuantificar la calidad del macizo rocoso y seleccionar las medidas de sostenimiento más adecuadas para cada tipo de terreno. Sin embargo, en muchos casos se aplican diseños empíricos sin un análisis integral de los parámetros geológicos, estructurales y mecánicos, lo cual limita la precisión del diagnóstico de estabilidad y la efectividad del sostenimiento implementado.

En la Unidad Minera San Andrés, la labor BP9110-S constituye una infraestructura subterránea de carácter permanente, esencial para el tránsito de equipos, ventilación y transporte de mineral. No obstante, durante su desarrollo y operación se han evidenciado zonas con fracturamientos, variaciones litológicas, presencia de humedad y concentraciones tensionales, que podrían comprometer su estabilidad a largo plazo.

La ausencia de una evaluación geomecánica integral, que combine los métodos empírico, analítico y numérico, limita la capacidad de determinar con precisión la calidad del macizo rocoso y los posibles mecanismos de falla. En consecuencia, las medidas de sostenimiento aplicadas podrían no corresponder plenamente a las condiciones reales del terreno, incrementando el riesgo de deformaciones progresivas o colapsos parciales.

Frente a ello, se plantea la necesidad de realizar una evaluación geomecánica detallada del macizo rocoso del BP9110-S, orientada a identificar sus características geológicas y estructurales, determinar su calidad mediante los sistemas de clasificación RMR, Q y GSI, y analizar el comportamiento tensional bajo las condiciones actuales de excavación. Los resultados permitirán garantizar la estabilidad del BP9110-S como labor

permanente, asegurando la seguridad estructural, eficiencia operativa y sostenibilidad de las actividades mineras en la Unidad Minera San Andrés.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

- ¿De qué manera la evaluación geomecánica integral del macizo rocoso en la labor BP9110-S, utilizando los métodos empíricos (RMR, Q y GSI), analíticos y numéricos, permite garantizar su estabilidad estructural como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés?

1.2.2 Problema específico

- ¿Cuáles son los parámetros geológicos, estructurales y geomecánicos que caracterizan el macizo rocoso de la labor BP9110-S y cómo se correlacionan los sistemas de clasificación empírica RMR, Q de Barton y el índice GSI para la evaluación del sostenimiento?
- ¿Cómo se distribuyen los esfuerzos in situ e inducidos en el macizo rocoso y qué influencia tienen sobre su estabilidad?
- ¿Qué medidas de sostenimiento o reforzamiento pueden proponerse en función de los resultados obtenidos, para garantizar la estabilidad estructural del macizo rocoso en la labor permanente BP9110-S?
- ¿Qué condiciones de estabilidad presenta la labor permanente BP9110-S según los resultados del análisis geomecánico, considerando el método empírico, ¿analítico con Unwedge y la modelación numérica con Phase2?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

- Evaluar geomecánicamente el macizo rocoso del BP9110-S para garantizar su estabilidad estructural como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés.

1.3.2 Objetivo específico

- Caracterizar el macizo rocoso mediante la determinación de sus parámetros geológicos, estructurales y geomecánicos, así como la correlación de los sistemas de clasificación empírica RMR (Rock Mass Rating), Q de Barton y el índice GSI (Geological Strength Index), con el fin

de establecer recomendaciones geomecánicas de sostenimiento a partir de cada uno de ellos.

- Analizar los esfuerzos in situ e inducidos en el macizo rocoso, con el fin de identificar zonas críticas y comprender su influencia sobre la estabilidad estructural de la labor.
- Proponer medidas de sostenimiento o reforzamiento basadas en los resultados del análisis geomecánico y tensional, orientadas a garantizar la seguridad y durabilidad de la labor permanente BP9110-S.
- Evaluar las condiciones de estabilidad de la labor permanente BP9110-S mediante los métodos empírico, analítico con Unwedge y la modelación numérica con Phase2, considerando las propiedades reales del macizo rocoso.

1.4 Justificación de la investigación

1.4.1 Justificación teórica

La presente investigación se fundamenta en la necesidad de profundizar en el conocimiento de la estabilidad de macizos rocosos y en el diseño de sostenimientos en contextos mineros subterráneos. La caracterización geomecánica y la clasificación de los macizos rocosos constituyen herramientas teóricas clave para comprender el comportamiento del terreno frente a excavaciones, permitiendo proyectar sistemas de sostenimiento que garanticen seguridad y eficiencia operativa.

Desde la perspectiva académica, esta investigación aplica y valida teorías geomecánicas existentes, como las relacionadas con la resistencia de la roca, la deformabilidad del macizo y la influencia de las discontinuidades, integradas en sistemas de clasificación geomecánica como RMR, Q y GSI. La aplicación de estas teorías representa un aporte al conocimiento, al adaptar conceptos generales de estabilidad y sostenimiento a un contexto particular, permitiendo evaluar su pertinencia y eficacia en condiciones reales de explotación.

Asimismo, la investigación contribuye al desarrollo de conceptos y metodologías en geomecánica aplicada, al determinar los parámetros geomecánicos específicos y proponer un diseño de sostenimiento optimizado. Esta justificación teórica sustenta la relevancia del estudio, ya que permite no solo aplicar y verificar teorías existentes, sino también generar conocimientos prácticos que pueden ser replicados en otras unidades

mineras con características similares, fortaleciendo el vínculo entre teoría y práctica en ingeniería geomecánica.

1.4.2 Justificación práctica

Esta investigación tiene como finalidad de dar solución a las condiciones de inestabilidad que generan interrupciones productivas y sobrecostos asociados a la rehabilitación de labores y reforzamientos adicionales.

La determinación de parámetros geomecánicos, la clasificación del macizo y la evaluación de la estabilidad permiten diseñar un sistema de sostenimiento adaptado a las condiciones particulares del yacimiento. Este diseño contribuirá a mitigar riesgos geotécnicos, optimizar recursos y garantizar un control más eficiente de la estabilidad de las excavaciones.

Asimismo, la propuesta adquiere relevancia práctica porque se encuentra en concordancia con el marco normativo vigente en el Perú, que obliga a las empresas mineras a garantizar que sus operaciones cumplan con estándares de sostenimiento adecuados. El Decreto Supremo N.º 024-2016-EM, Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería, establece que toda labor subterránea debe contar con sistemas de sostenimiento diseñados en función de las características geomecánicas del macizo rocoso, contribuyendo al cumplimiento de las disposiciones legales y a la sostenibilidad de la operación minera.

En síntesis, la investigación se justifica en términos prácticos porque responde a la necesidad de optimizar la estabilidad de las excavaciones, mejorar la eficiencia operativa y cumplir con la normativa minera vigente, generando beneficios a nivel empresarial, comunitario y sectorial.

1.4.3 Importancia de la investigación

La presente investigación es importante porque permite evaluar de manera integral la estabilidad del macizo rocoso de la labor permanente BP9110-S en la Unidad Minera San Andrés, mediante la aplicación combinada de métodos empíricos, analíticos y numéricos. La caracterización geomecánica y el análisis de los esfuerzos in situ e inducidos posibilitan identificar zonas críticas de inestabilidad y proponer un sistema de sostenimiento acorde a las condiciones reales del terreno.

Asimismo, el estudio contribuye a mejorar la seguridad del personal, optimizar el diseño del sostenimiento y reducir riesgos geotécnicos y costos operativos asociados a

fallas estructurales. Finalmente, la investigación se alinea con la normativa minera vigente y constituye un aporte técnico y académico aplicable a labores permanentes con características geomecánicas similares.

1.4.4 Alcances y limitaciones de la investigación

1.4.4.1 Alcances de la investigación

El alcance de la presente investigación se delimita específicamente en los siguientes aspectos, según el enfoque metodológico propuesto por Ruiz (2007):

- **Alcance Geográfico:**

El estudio se circunscribe exclusivamente a la labor permanente BP9110-S de la Unidad Minera San Andrés. Los resultados, análisis y conclusiones son aplicables únicamente a este sector, considerando sus condiciones geológicas, estructurales y geomecánicas particulares.

- **Alcance Técnico:**

La investigación se centra en la caracterización geomecánica del macizo rocoso, la aplicación de los sistemas de clasificación RMR, Q y GSI, el análisis de esfuerzos in situ e inducidos, así como el modelamiento numérico bidimensional de la estabilidad de la labor. Asimismo, se desarrolla una propuesta de sostenimiento acorde a las condiciones identificadas. Quedan fuera del alcance el diseño detallado de infraestructura auxiliar (ventilación, drenaje, servicios), los estudios ambientales, la evaluación económica detallada y los aspectos legales o administrativos.

- **Alcance Temporal:**

La información geológica, geomecánica y los datos operativos utilizados corresponden a un corte temporal específico, comprendido durante el periodo de recopilación de datos de la investigación. Por tanto, la validez de los resultados y conclusiones está condicionada a las características del macizo rocoso y a las condiciones operativas existentes durante dicho periodo.

1.4.4.2 Limitaciones de la investigación

La investigación se limita al análisis de una labor específica, por lo que los resultados no pueden generalizarse directamente a otras labores con diferentes condiciones geológicas o estructurales. El modelamiento numérico se realiza en dos dimensiones, lo cual no permite representar completamente el comportamiento tridimensional del macizo rocoso. Además, el estudio se basa en información secundaria y

campañas de levantamiento geomecánico puntuales, por lo que las variaciones espaciales del macizo rocoso pueden no estar completamente representadas.

1.5 Hipótesis de la investigación

1.5.1 Hipótesis general

- La evaluación geomecánica integral del macizo rocoso en la labor BP9110-S permitirá identificar las condiciones estructurales y tensionales que controlan su estabilidad y, en función de ello, proponer un sistema de sostenimiento que garantice su seguridad y durabilidad como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés

1.5.2 Hipótesis específicas

- La determinación de los parámetros geológicos, estructurales y geomecánicos del macizo rocoso, así como la correlación de los sistemas RMR, Q y GSI, permitirá establecer una clasificación confiable de la calidad del macizo en la labor BP9110-S.
- El análisis de los esfuerzos in situ e inducidos permite identificar las zonas de mayor concentración tensional y comprender su relación con los posibles mecanismos de inestabilidad.
- La implementación de medidas de sostenimiento o reforzamiento derivadas de la evaluación geomecánica contribuye significativamente a garantizar la estabilidad estructural y seguridad de la labor permanente BP9110-S.
- El análisis geomecánico mediante los métodos empírico, analítico (Unwedge) y numérico (Phase2) permite evaluar de manera precisa las condiciones de estabilidad del macizo rocoso en la labor permanente BP9110-S.

1.6 Identificación de variables

1.6.1 Variable independiente

Evaluación geomecánica del macizo rocoso

1.6.2 Variable dependiente

Estabilidad del BP9110-S como labor permanente

1.7 Operacionalización de variables

Tabla 1

Operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Medida / Escala
(VI)				- Litología.	Tipo litológico (cualitativa nominal fresco – ligeramente alterado – moderadamente alterado – muy alterado)
			Caracterización geológica	- Grado de alteración. condiciones de humedad. - Presencia de fallas. - Presencia de fallas.	Seco / húmedo / mojado / goteo presencia (sí-no)
				- Número de familias de discontinuidades - Orientación (rumbo y buzamiento). - Espaciamento.	Número entero Grados (°) Metros (m)
Evaluación geomecánica del macizo rocoso	Proceso sistemático de análisis de las condiciones geológicas, estructurales y mecánicas del macizo rocoso, orientado a determinar su calidad y comportamiento frente a excavaciones subterráneas (Hoek, 2000).	Se realiza mediante el levantamiento geomecánico de la labor BP9110-S, análisis de litología y discontinuidades, ensayos de laboratorio, aplicación de los sistemas RMR, Q y GSI, y evaluación de esfuerzos in situ e inducidos mediante modelamiento numérico bidimensional.	Caracterización estructural	- Persistencia.	Metros (m)
			Propiedades mecánicas del macizo	- Rugosidad. - Relleno - Resistencia a compresión uniaxial (UCS). - Cohesión (c). - Ángulo de fricción (ϕ). - Módulo de deformación (Em)	Escala JRC (0–20) Tipo de material y espesor (mm) MPa MPa Grados (°) GPa
			Clasificación geomecánica	- Índice RMR. - Índice Q. - Índice GSI.	Escala 0–100 Escala -1000–1000 Escala 0–100
			Estado tensional	- Magnitud y orientación de esfuerzos in situ. - Esfuerzos inducidos.	MPa MPa
(VD)				- Factor de seguridad.	Valor adimensional ($FS \geq 1.5$)
			Condición de estabilidad	- Modos de falla (cuñas, deslizamientos) - Deformaciones del contorno.	Tipo de falla (cuña, deslizamiento, volcamiento) Milímetros (mm)
Estabilidad del BP9110-S como labor permanente	Capacidad del macizo rocoso de mantener la integridad estructural de una excavación subterránea en el tiempo, sin presentar fallas o deformaciones excesivas (Bieniawski, 1989).	Se evalúa a través del análisis empírico, analítico (Unwedge) y numérico (Phase2), considerando la geometría de la labor, la calidad del macizo rocoso, la condición tensional y el sistema de sostenimiento propuesto.	Tiempo de autosoporte	- Tiempo estimado de estabilidad sin sostenimiento. - Luz máxima estable.	Horas / días / meses / años Metros (m)

Fuente: elaboración propia

II CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

2.1.1 Ubicación

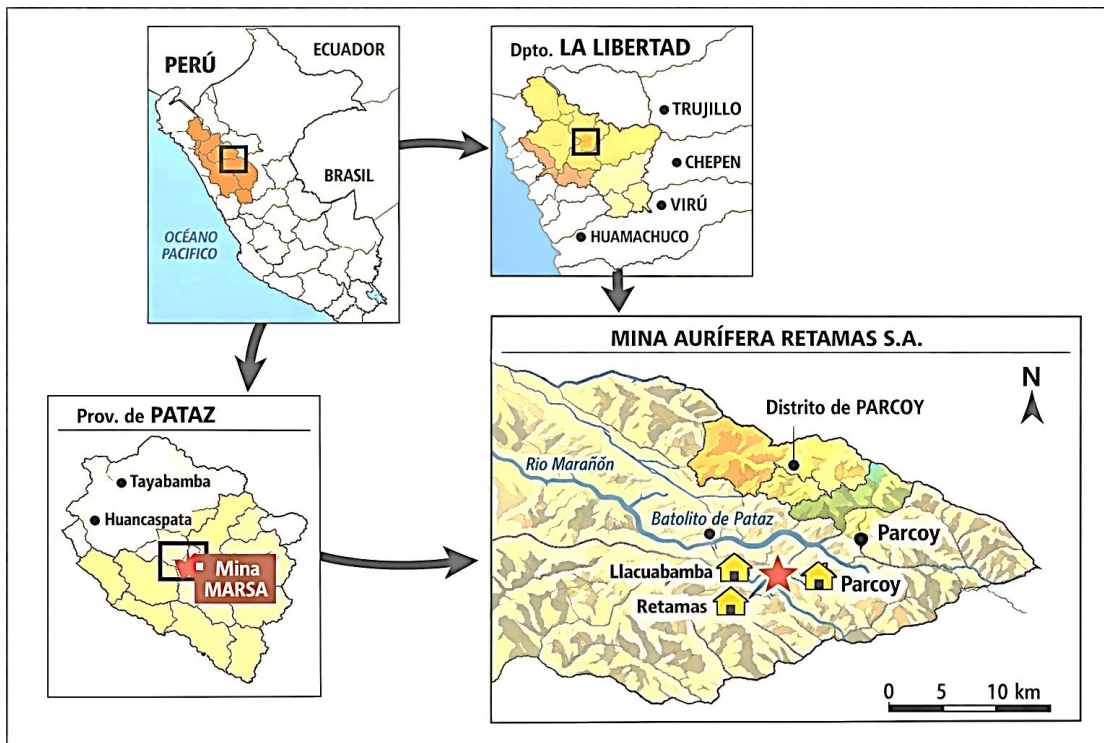
El yacimiento aurífero MARSA – Minera Aurífera Retamas S.A. se ubica en la franja aurífera del Batolito de Pataz, dentro de la cordillera nororiental del Perú. Políticamente pertenece al anexo de Llacubamba, distrito de Parcoy, provincia de Pataz, región La Libertad. Se encuentra a unos 180 km al este de la ciudad de Trujillo, a una altitud aproximada de 3900 m s. n. m.

Se encuentra enmarcada dentro de las siguientes coordenadas geográficas:

- 08° 03' 27" Latitud Sur
- 77° 26' 35" Longitud Oeste

Figura 1

Ubicación de la mina MARSA



Fuente: elaboración propia

2.1.2 Acceso

Partiendo de la capital como sigue:

Tabla 2

Acceso a la U.M. San Andrés

Tramo	Tipo de Vía	Distancia km	Tiempo (hr)
Lima - Trujillo	Asfaltado	558	9hr 4 min
Trujillo - Huamachuco	Asfaltado	183	4hr 19min
Huamachuco - Llacuabamba	carretara sin asfalto	187	7hr 54min
Total		928	21hr 17min

Fuente: elaboración propia

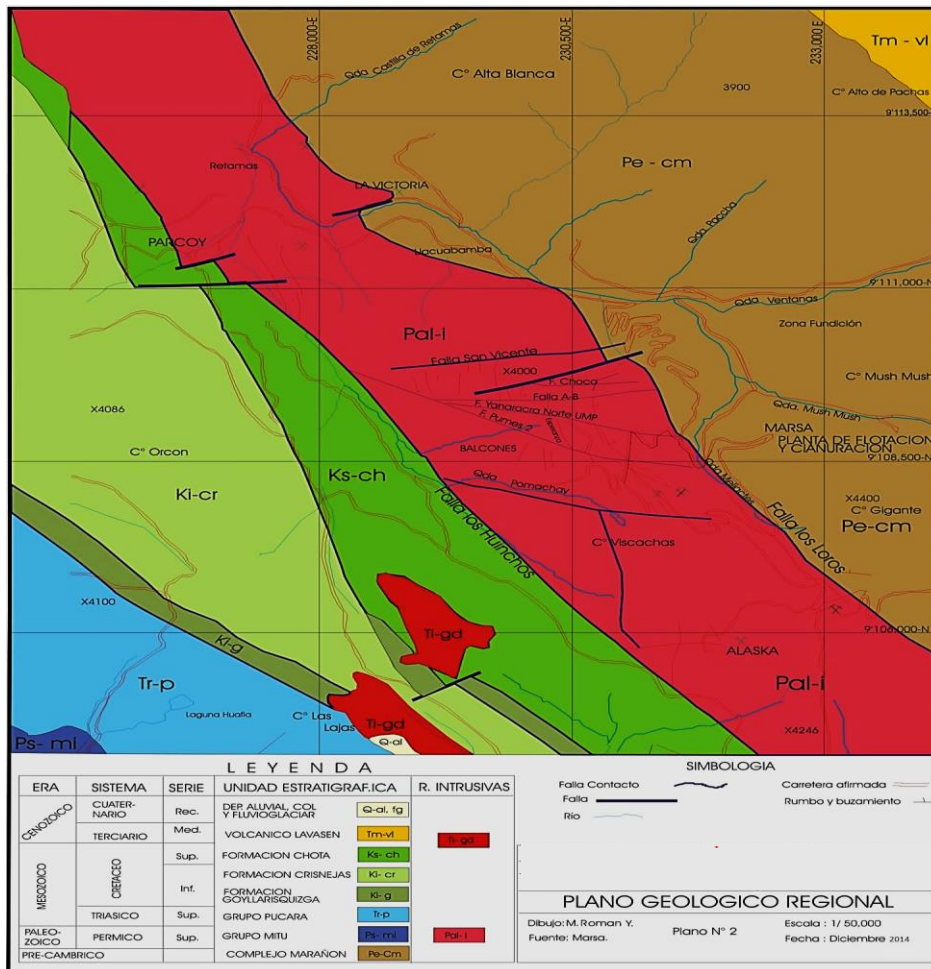
2.1.3 Geología

2.1.3.1 Geología regional

La geología regional está relacionada con la evolución estratigráfica y estructural de la Cordillera Oriental, la cual ha sido influenciada por los ciclos tectónicos Precámbrico, Hercínico y Andino. En esta región afloran rocas volcánicas, sedimentarias, plutónicas y metamórficas, siendo las unidades más antiguas las correspondientes al Complejo Marañón de edad Precámbrica a Paleozoica temprana, compuesto principalmente por pizarras oscuras, filitas grisáceas, esquistos cloritizados y metavolcánicos, los cuales presentan plegamientos, fallamientos y metamorfismo. Posteriormente, durante el Paleozoico y Triásico inferior, se desarrollaron unidades sedimentarias y volcano-sedimentarias como el Grupo Ambo y el Grupo Mitú, seguidas por depósitos carbonatados mesozoicos del Grupo Pucará y otras unidades como las formaciones Goyllarisquizga, Crisnejas y Chota. En este contexto destaca el Batolito de Pataz, de edad Carbonífera (≈ 329 Ma), con aproximadamente 160 km de longitud y un ancho entre 2.5 y 5 km, constituido por facies plutónicas de granito–granodiorita y tonalita–diorita, siendo la primera más favorable para el emplazamiento de vetas mineralizadas. Asimismo, se reconocen intrusiones subvolcánicas y volcanismo ácido asociados al ciclo andino, además de depósitos más recientes que completan la evolución geológica de la región.

Figura 2

Plano geológico regional del yacimiento El Gigante



Fuente: Departamento de geología de MARSÁ.

2.1.3.2 Geología local

La zona se encuentra mayormente cubierta por depósitos cuaternarios, lo que limita la exposición directa de las rocas y de las estructuras mineralizadas. Por debajo de esta cobertura superficial, aflora el Intrusivo de Patáz, un cuerpo de composición félsica a metafélsica que constituye la roca huésped donde se alojan las principales vetas auríferas del distrito. Hacia el noreste, en las inmediaciones del campamento San Andrés, afloran rocas metamórficas pertenecientes al Complejo Maraño, mientras que hacia el suroeste, en la zona de El Tambo, se observan unidades de areniscas, limolitas y niveles volcánicos conocidos como capas rojas, las cuales forman parte del Grupo Mitú.

Rocas intrusivas

Las rocas intrusivas del área corresponden al Intrusivo de Pataz, el cual presenta dos facies plutónicas principales: una compuesta por microdiorita–diorita y otra formada por granodiorita–granito.

La facie microdiorítica–diorítica constituye el hospedaje más favorable para la precipitación de soluciones mineralizantes, por lo que concentra la mayor cantidad de estructuras auríferas actualmente explotadas y en proceso de exploración. En cambio, la facie granodiorítica–granítica muestra un menor potencial para la formación de mineralización, predominando vetas delgadas, ramificadas y de continuidad limitada, generalmente de tipo *stockwork*.

El intrusivo se desarrolla como una franja elongada con orientación N 60° W, con un ancho aproximado de 2.5 km. Su límite noreste con el Complejo Marañón está definido por una zona de enclaves de espesor variable, compuesta por fragmentos alargados de filitas, pizarras, metavolcánicos y microdiorita. Por el lado suroeste, el intrusivo está controlado tectónicamente por la falla Huinchus, que actúa como su principal contacto estructural.

Rocas metamórficas

Las rocas metamórficas del área corresponden al Complejo Marañón, conformado principalmente por pizarras oscuras y filitas grisáceas, que se encuentran intercaladas con delgadas capas de esquistos cloritizados y metavolcánicos. Estas unidades afloran en la zona noreste del Batolito de Pataz, especialmente en las quebradas Ventanas, Mushmush, Molinetes, Los Loros y San Vicente. Las rocas del complejo muestran plegamientos, fallas y diversas perturbaciones causadas por sucesivos episodios de metamorfismo dinámico e ígneo. En este conjunto litológico se desarrollan también estructuras auríferas, algunas similares y otras diferentes a las que se alojan dentro del intrusivo. Al Complejo Marañón se le atribuye una edad precambriana.

Rocas sedimentarias

La zona está constituida por una secuencia sedimentaria del Paleozoico y Mesozoico, la cual aflora hacia el suroeste del Batolito de Pataz, extendiéndose desde Alaska en la parte sur hasta Cachica en el norte, sector que coincide con el área de interés. Esta secuencia incluye una unidad volcano–sedimentaria compuesta por areniscas, limolitas, microconglomerados a conglomerados, tobas riolíticas y brechas–aglomerados de composición riolítica a dacítica, correspondientes al Grupo Mitú

(Pérmico). Sobre estas unidades se encuentran calizas pertenecientes al Grupo Pucará (Triásico–Jurásico).

Depósitos cuaternarios.

Los depósitos cenozoicos, conformados por suelos residuales, coluviales, fluvio-glaciares y aluviales, cubren gran parte del área, presentando espesores que oscilan entre 1 y 50 metros. Estos materiales recubren el relieve, dando lugar a una topografía abrupta característica y asociada a vegetación típica de puna.

La mineralización del área corresponde a una asociación mesotermal, caracterizada por temperaturas de formación entre 250 y 350 °C. En este contexto se desarrolla un conjunto de vetas auríferas vinculadas a la intrusión calco-alcalina del Batolito de Pataz, la cual generó procesos de removilización y circulación de fluidos dentro de las rocas encajonantes.

Es importante mencionar que los yacimientos auríferos de Pataz se originaron principalmente por procesos hidrotermales postmagmáticos, es decir, después de que la etapa principal de cristalización del magma había concluido. Este tipo de depósitos, considerados magmátogenos, se forman en condiciones profundas de la corteza terrestre y están estrechamente asociados a los procesos geoquímicos generados por la intrusión ígnea.

El sistema hidrotermal que dio origen a la mineralización estuvo activo durante un tiempo prolongado y experimentó múltiples reactivaciones tectónicas, lo cual favoreció la formación repetida de venas de cuarzo y la precipitación de sulfuros metálicos, controlando así la distribución final del oro.

Plegamientos

Los plegamientos en la zona tienen una extensión regional y presentan ejes con orientación sureste a noroeste (SE–NW). Estos pliegues afectan tanto a las rocas sedimentarias como a las metamórficas. Su geometría sugiere que fueron generados por esfuerzos compresivos provenientes de una dirección noreste a suroeste (NE–SW).

Fracturamiento

La zona presenta un fuerte grado de fracturamiento originado por la actividad tectónica. Estas fracturas siguen un patrón estructural controlado por la dirección predominante de los esfuerzos geológicos. Como resultado, se reconocen sistemas de fracturas locales, que afectan de manera significativa la distribución y continuidad de las estructuras minerales.

Fallamiento

En la zona de estudio se identifican tres sistemas principales de fallas, cada uno controlado por eventos tectónicos distintos y que afectan directamente la geometría de las vetas, su continuidad y el comportamiento geomecánico del macizo rocoso.

a. Sistema de fallamiento NW–SE (longitudinal)

Descripción

- Orientación: NW–SE, paralela o subparalela al rumbo de las vetas principales.
- Tipo: postmineral, es decir, se formaron después de la mineralización.
- Movimiento:
 - Normal
 - Sinistral (movimiento lateral izquierdo)
 - Inverso, en algunos sectores
- Estos movimientos generan ensanchamientos, acuñaientos, desplazamientos y pérdidas de continuidad de las estructuras mineralizadas.

Importancia geológica

- Controlan directamente la forma y variación de espesor de las vetas auríferas.
- Generan zonas de apertura donde se alojó mineralización secundaria o enriquecimiento.
- Pueden crear diluciones o zonas de baja ley si la apertura permitió la entrada de material estéril.

b. Sistema de fallamiento NE–SW a NS (diagonal)

Descripción

- Orientación: desde NE–SW hasta N–S.
- Buzamiento: alto hacia el oeste.
- Característica: Aparecen agrupadas, formando sistemas de fallas gravitacionales.
- Tipo de desplazamiento: tanto normal como inverso, dependiendo de la reactivación tectónica.

Importancia geológica

- Afectan frecuentemente las vetas, generando:
 - Cortes transversales
 - Escalonamientos

- Fragmentaciones de la continuidad mineral
- Asociadas a etapas de relajación tectónica, provocando acomodamiento gravitacional del macizo.
- Determinan sectores donde se incrementa la inestabilidad del terreno, especialmente en desarrollos subterráneos.

c. Sistema de fallamiento E–W (transversal) — Fallas mayores

Descripción

- Orientación: Este–Oeste (E–W).
- Son las fallas principales de la zona.
- Ejemplos: Falla Uno, Falla E-1, Falla Pumas, entre otras.
- Desplazamientos significativos:
 - Vertical: ~100 m
 - Horizontal: ~250 m

Importancia geológica

- Son las estructuras más antiguas y de mayor energía en la región.
- Actúan como barreras estructurales que:
 - Dividen dominios geológicos
 - Controlan la posición de vetas secundarias
 - Pueden cortar completamente vetas importantes
- Generan **zonas de falla anchas** con:
 - Gouge
 - Brechas tectónicas
 - Metamorfismo dinámico
 - Todo esto reduce la calidad geomecánica del terreno.

2.1.3.3 Geología económica

Las vetas del yacimiento están formadas por cuarzo con oro asociado principalmente a piritita, además de arsenopiritita, galena y algo de esfalerita. Presentan potencias variables y muestran reactivaciones tectónicas con cajas frágiles y presencia de cuarzo lechoso. Su emplazamiento ocurrió en microdioritas y tonalitas, donde las soluciones del intrusivo de Pataz rellenaron fracturas preexistentes. Son vetas de tipo filón–cizalla, formadas en condiciones mesotermales–epitermales. El principal mineral de

mena es la pirita aurífera, y el de ganga es el cuarzo, con alteraciones hidrotermales como silicificación y sericitización alrededor de las zonas mineralizadas.

- Oro: aparece principalmente en forma libre dentro del cuarzo; rara vez asociado a pirita o arsenopirita.
- Electrum: muy poco frecuente; se observa microscópicamente asociado a pirita.
- Pirita: presente en varias generaciones; una primera generación con cristales cúbicos bien formados y otra pirita aurífera con cristales anhedrales a subhedrales menos fracturados.
- Galena: mineral común y regular en todas las vetas de la región.
- Esfalerita (marmatita): se presenta en pequeños cristales marrones que rellenan microfracturas de cuarzo y pirita, con ocasionales inclusiones de oro nativo.
- Calcopirita: uno de los sulfuros más frecuentes después de la pirita, presente en agregados de grano medio a grueso.
- Otros minerales: cuarzo, limonita, magnetita, pirolusita, calcita, entre otros.

Mineralogía

Mineralogía del yacimiento incluye los siguientes yacimientos

- Sulfuros: pirita, calcopirita, galena, esfalerita.
- Óxidos: cuarzo, limonita, magnetita.
- Sulfosales: arsenopirita.
- Carbonatos y filosilicatos: calcita, sericita.

Dentro de las vetas de cuarzo aurífero, la pirita es el sulfuro más abundante, seguida por la arsenopirita. La galena, típica de esta asociación, aparece principalmente en zonas de oxidación de los filones, donde forma agregados de grano fino o masas compactas. La esfalerita es menos frecuente y se presenta en la zona de sulfuros, acompañando a la galena y pirita. El oro y electrum se encuentran alojados en los bordes o dentro de las microfracturas de la pirita, lo que evidencia su estrecha relación con este sulfuro.

2.1.4 Reservas

En el proceso de cubicación de reservas se consideran diversos criterios técnicos para estimar el contenido del yacimiento, entre los cuales se incluyen la toma de muestras, la clasificación del mineral en diferentes categorías, la nomenclatura y delimitación de los bloques, así como el cálculo de áreas y volúmenes. Asimismo, se determina el peso específico del material para estimar el tonelaje de cada bloque y su ley

promedio, además de evaluar la dilución y definir el ancho de minado. Finalmente, se establecen el área minada, el volumen y tonelaje extraído, junto con la ley de minado, la cual se compara con la ley económica o de corte para determinar la viabilidad y rentabilidad de la explotación del mineral.

Tabla 3

Inventario de reservas minerales

SECCIÓN	TMS	POTENCIA (m)	(gr. Au/TM)
Gigante	24,254	1.05	10.61
Huacrachuco	34,221	0.96	17.32
Porv. Intermedio	15,569	1.07	15.32
Por. Medio	4,038	0.78	14.79
Nivel Cinco	17,812	0.94	14.87
Las Torres	28,041	0.69	11.98
La española	45,017	0.93	16.95
La Españolita	92,391	0.75	16.63
Cabana	81,969	0.74	19.29
Virtud	18,775	0.8	21.04
San Vicente Alto	12,237	1.12	16.14
San Vicente	45,402	0.87	15.91
Las Chilcas	187,35	0.84	21.49
Total	538,980	0.83	18.6

Fuente: Departamento de Geología de MARSA

2.1.5 Métodos de explotación

2.1.5.1 Corte y relleno ascendente

El método de explotación aplicado corresponde al sistema de corte y relleno ascendente convencional en vetas de carácter subhorizontal, con un buzamiento promedio cercano a 30°. Para las operaciones de perforación se emplean máquinas perforadoras Atlas Copco, mientras que para las labores de limpieza y carga se utilizan palas neumáticas Eimco 12B y 21B, especialmente en labores con secciones aproximadas de 2.10 m por 2.40 m (7' x 8'). La evacuación del mineral se efectúa mediante dos winches de arrastre instalados en serie, ubicados uno a continuación del otro cada 40 metros. Estos equipos son winches eléctricos de 15 hp, equipados con rastra de 32 pulgadas, brazo armado y cable de ½ pulgada, permitiendo trasladar el mineral en línea recta hasta la galería principal.

Condiciones del block a explotar:

La caja techo y el mineral presentan una competencia moderada cuando la valoración del RMR es mayor a 40. Asimismo, la potencia del yacimiento es superior a 40 cm y el buzamiento promedio alcanza aproximadamente los 30°.

Labores de desarrollo y preparación:

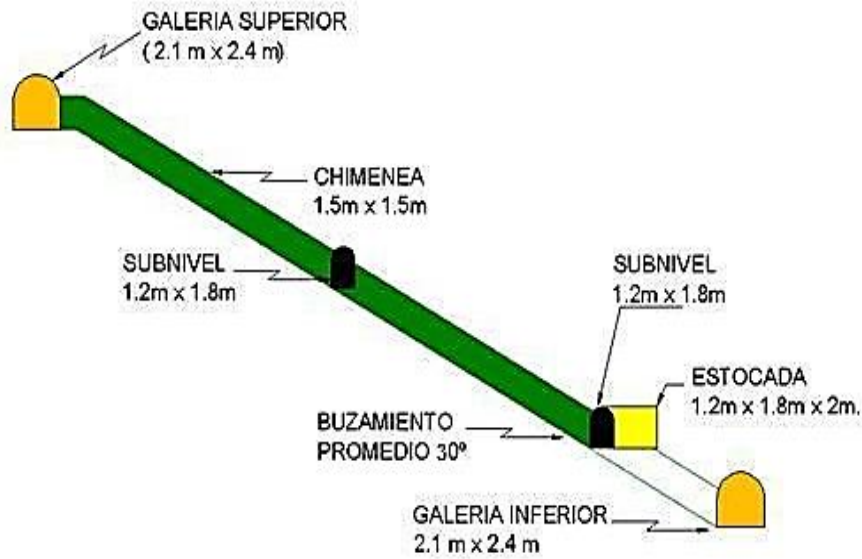
El desarrollo lineal comprende la ejecución de una galería de exploración o de desarrollo que sirve como acceso y vía para el transporte del mineral, con una sección aproximada de 2.1 m de ancho por 2.4 m de altura. Además, se construyen chimeneas de exploración o desarrollo cada 40 m, las cuales posteriormente funcionan como echaderos de mineral (buzón–camino), con dimensiones de 2.4 m de ancho por 1.8 m de altura y una longitud aproximada de 3 a 4 m. Luego continúa una sección de 1.5 m por 1.5 m.

En la chimenea se instala una parrilla de aproximadamente 1.2 m de largo por 1.2 m de ancho. Asimismo, en esta estructura se habilita una cámara para el winche con dimensiones de 1.2 m de ancho, 1.8 m de altura y 2 m de longitud, ubicada en la caja techo a la altura del subnivel base y orientada hacia las chimeneas. El subnivel base presenta una sección de 1.2 m de ancho por 1.8 m de altura, situado a una distancia de 5 m de la galería. De igual forma, se habilita un subnivel intermedio con dimensiones similares, ubicado aproximadamente a 20 m del subnivel base.

Finalmente, se desarrollan las cámaras o chimeneas de preparación a una distancia de 20 m de las chimeneas de desarrollo, siguiendo la dirección del buzamiento en sentido ascendente. Estas presentan una sección aproximada de 2.4 m de ancho por 1.5 m de altura como máximo (dependiendo de la potencia de la veta) y una longitud de 1.5 m.

Figura 3

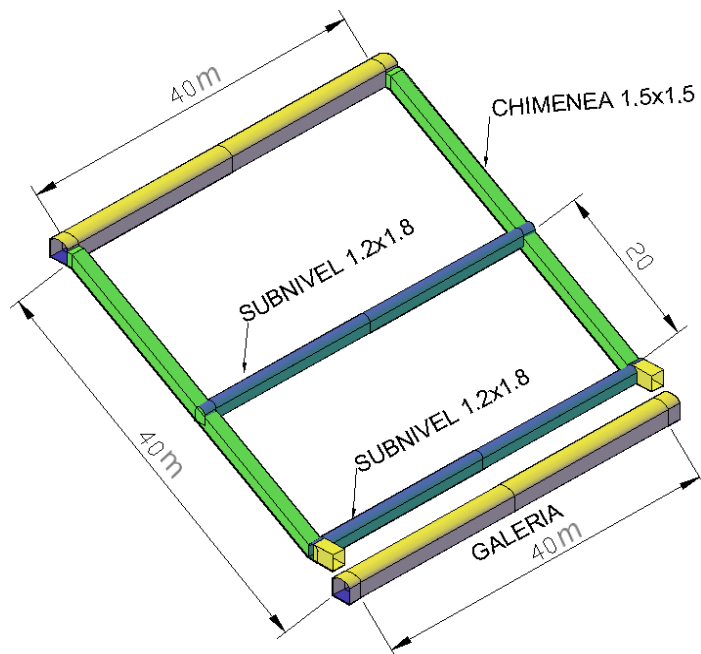
Vista Transversal del esquema de Corte y relleno Ascendente



Fuente: Departamento de Planeamiento

Figura 4

Vista del Laboreo de Preparación y Desarrollo del C&R



Fuente: Departamento de Planeamiento

Minado:

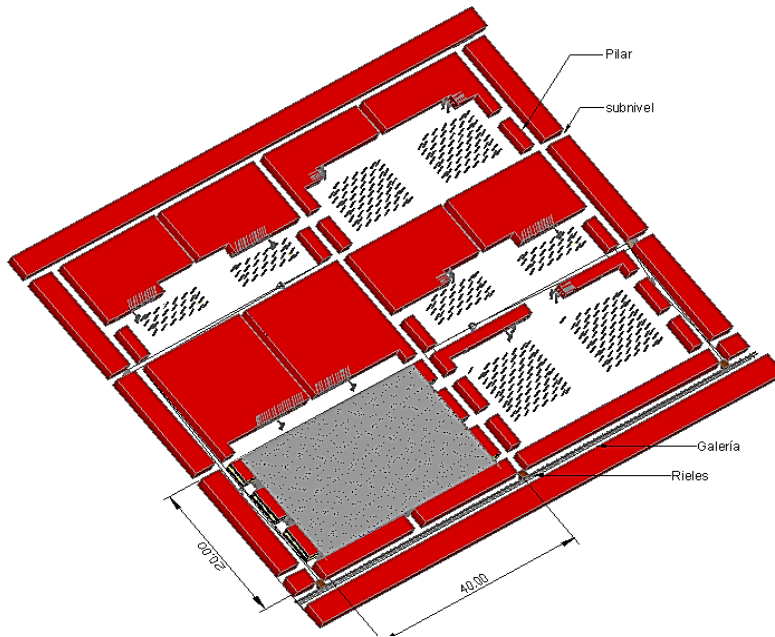
La explotación se desarrolla en forma ascendente siguiendo la dirección del buzamiento de la veta cuando se trata de vetas regulares, empleándose taladros con una longitud aproximada de 5 pies. En el caso de vetas muy irregulares o con geometría tipo rosario, el avance se realiza mediante el método de breasting siguiendo el rumbo de la veta, manteniendo igualmente una longitud de perforación de 5 pies. Las labores de limpieza se efectúan utilizando winches de 10 hp o 15 hp, equipados con rastras de 24" y 32". El sostenimiento se realiza mediante puntales de madera de 6', 8' y 10', complementados con sistemas tipo jackpot instalados con espaciamientos entre 1.2 y 1.5 m. Cuando el techo presenta un alto grado de fracturamiento, se instalan cuadros de madera que brindan soporte adicional y protección a la labor. Como parte del sostenimiento natural también se consideran pilares laterales, diseñados con dimensiones aproximadas de 3 x 4 m para pilares menores y 3 x 6 m para pilares mayores. Una vez finalizadas las labores de explotación, los espacios generados son rellenados con material RH.

Servicios generales y auxiliares:

Las válvulas principales para el suministro de agua y aire se ubican en el acceso de la galería principal que conduce al block. Asimismo, las tuberías destinadas a estos servicios se instalan en el lado opuesto de los cables eléctricos, con el objetivo de mantener una adecuada organización y condiciones seguras dentro de la labor subterránea.

Figura 5

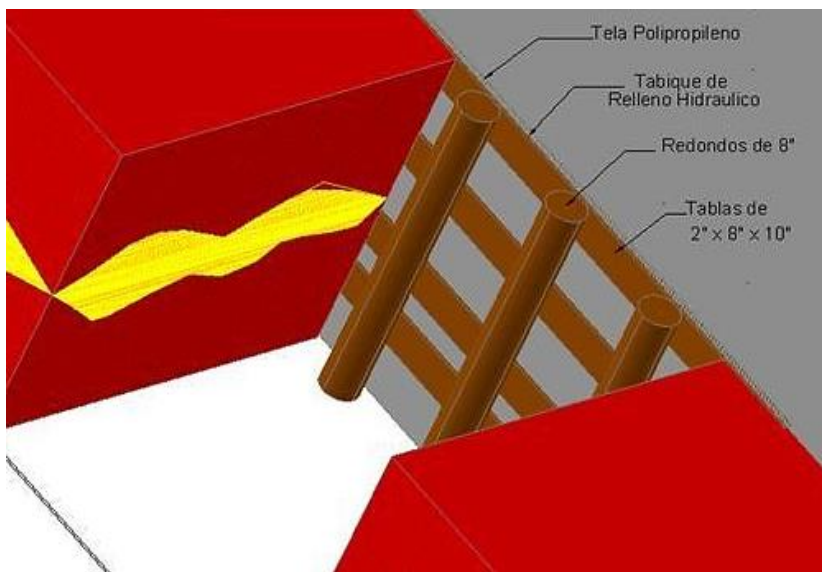
Explotación Cíclica del método C&RA



Fuente: Departamento de Planeamiento

Figura 6

Disposición del R.H.en Tajeos de C&RA



Fuente: Departamento de Planeamiento

El relleno empleado es relleno hidráulico (RH) compuesto por relave, con una densidad promedio de 1800 g/lt. Se transporta por tuberías de acero de 4" a través de una Raise Climber vertical de aproximadamente 150 m, con rompepresiones cada 50 m para controlar el flujo. En el nivel 3125 se conecta a una tubería HDPE de 4" y a un drenaflex de 3" para el drenaje. La relación de empuje es 1V/5H, permitiendo que el material avance hasta 500 m en horizontal por cada 100 m de descenso vertical.

La ventilación es natural: el aire ingresa por la rampa principal al nivel 3075, asciende por las chimeneas ventilando los tajos y continúa al nivel 3125 por la Raise Climber de servicios, integrándose al circuito Chilcas–San Vicente y saliendo a superficie mediante un extractor de 150 000 CFM.

2.1.5.2 Long Wall Mining

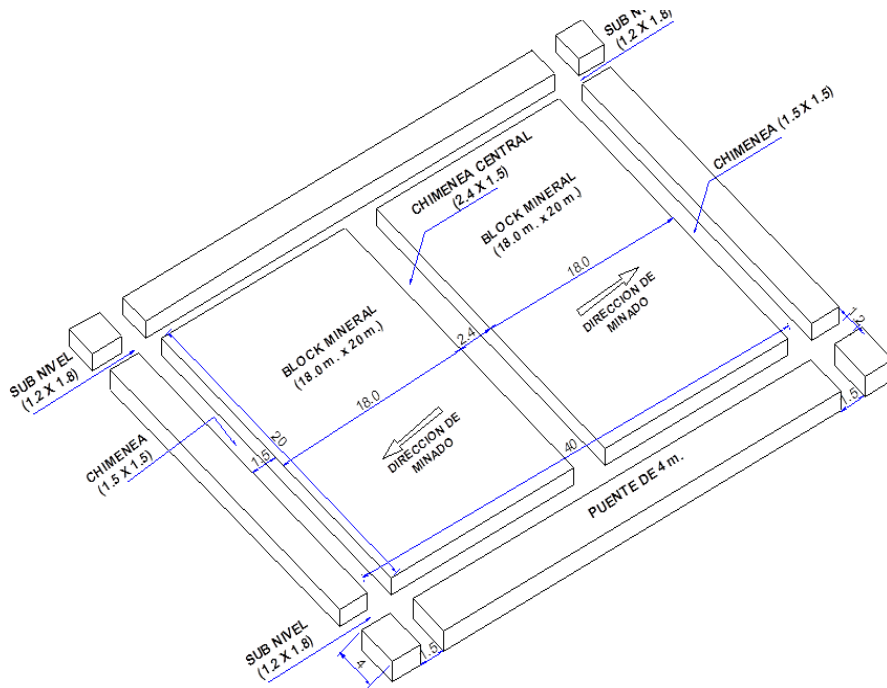
Con el propósito de asegurar el suministro de mineral hacia la planta concentradora, cuya capacidad de tratamiento es de 1 800 TM por día, la veta Valeria contribuye actualmente con aproximadamente el 30% de la producción total. No obstante, se proyecta que en un futuro cercano su participación supere el 60%, considerando que se trata de una zona que se encuentra en etapa inicial de explotación. Por esta razón, se plantea implementar el método de explotación Long Wall para optimizar la recuperación del mineral.

Preparación del block (40 m x 80 m): Para la preparación del panel se desarrollan dos galerías, una en el nivel inferior y otra en el nivel superior, con el objetivo de delimitar un frente de explotación de aproximadamente 80 m de longitud. Ambas labores se ejecutan con una sección de 2,10 m x 2,40 m y se desarrollan siguiendo la estructura mineralizada. Posteriormente, estas galerías cumplen funciones operativas: la galería inferior se destina al transporte del mineral, mientras que la galería superior se utiliza para el traslado de materiales; adicionalmente, ambas contribuyen al sistema de ventilación.

A continuación, se construyen chimeneas orientadas en la dirección del buzamiento de la veta y en sentido ascendente, con una sección de 1,50 m x 1,50 m. Estas incluyen una chimenea de desarrollo y otra de exploración, separadas entre sí por una distancia aproximada de 40 m. Posteriormente, se ejecuta una chimenea intermedia con dimensiones de 2,40 m x 1,50 m, cuya función es dividir el block en dos sectores y generar una cara libre. A partir de esta estructura se inicia la rotura del mineral siguiendo el rumbo de la veta, con descarga hacia el subnivel.

Figura 7

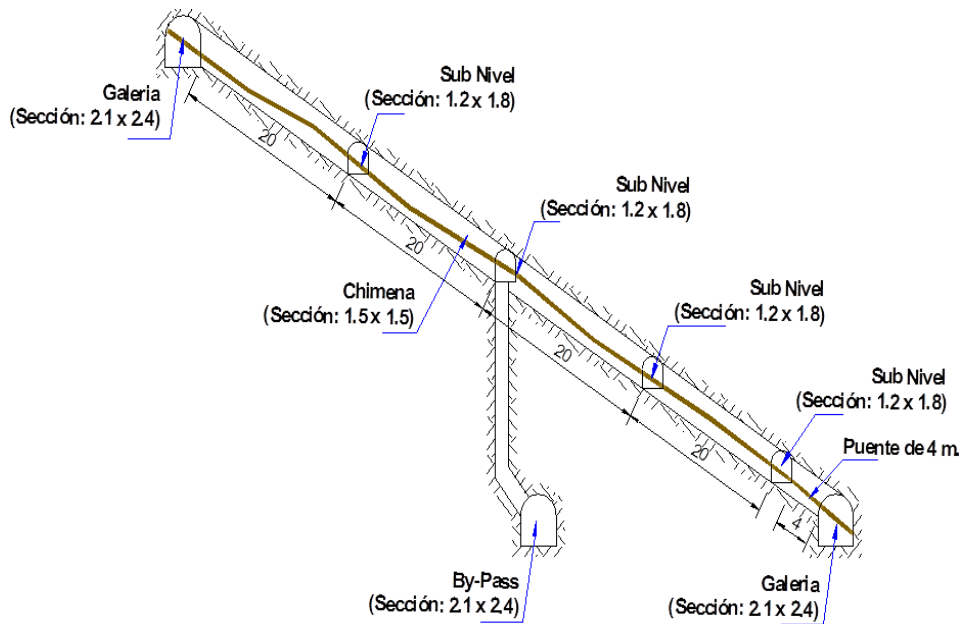
Vista Isométrico Preparación de Bloque



Fuente: Departamento de Planeamiento

Figura 8

Vista Transversal del método Long Wall



Fuente: Departamento de Planeamiento

Asimismo, se desarrollan cuatro subniveles con una sección de 1,20 m x 1,80 m. El primer subnivel base se construye sobre la galería inferior, dejando un puente de aproximadamente 4 m y una corrida de 20 m. Además, se ejecuta un By-Pass, que corresponde a una labor horizontal de sección 2,10 m x 2,40 m, desarrollada paralelamente a la veta. Esta labor posteriormente servirá como acceso al siguiente corredor de mineral, considerando que la galería inferior se perderá una vez que se recuperen los puentes durante la explotación.

Chimeneas de operación: Son labores que se desarrollan a partir del By-Pass y se conectan con el subnivel intermedio, con el objetivo de mejorar la eficiencia operativa durante la explotación de los bloques de mineral ubicados sobre este subnivel, facilitando tanto la ventilación como el acceso para las operaciones de minado.

Operación del block (40 m x 80 m): Desde el subnivel base se genera una cara libre tipo chimenea en dirección del buzamiento, con una sección aproximada de 2,4 m x 1,5 m, con la finalidad de dividir el block en dos partes. A partir de esta cara libre se inicia la rotura del mineral siguiendo la dirección del rumbo de la veta, con salida hacia el subnivel. El avance del minado se realiza en dirección del rumbo utilizando taladros con longitudes de 5' a 6'. La limpieza del mineral se efectúa mediante winches de 15 HP equipados con rastras de 36". El sostenimiento se realiza utilizando puntales de madera de 7" a 8" de diámetro, provistos de cabezales tipo Jack pot (platos pretensados), lo que permite darle mayor rapidez a las labores de minado. Estos puntales se instalan con un espaciamiento aproximado de 1,5 m x 1,5 m y se colocan alineados para facilitar la limpieza con el rastrillo. Cuando las condiciones del macizo rocoso lo requieren, se instalan Wood Crib (anillos de madera) para sostener la caja techo durante el proceso de explotación del block. En los casos en que la presión del techo supera la capacidad de soporte de los puntales, se procede a realizar el relleno correspondiente. Asimismo, se dejan pilares laterales de aproximadamente 3 m de ancho por 20 m de largo, dispuestos paralelamente a las chimeneas, con la finalidad de contribuir a la estabilidad del macizo. Una vez finalizada la explotación del block, se procede al relleno de los espacios vacíos generados.

2.2 Antecedentes de la investigación

2.2.1 Antecedentes internacionales

Guerrero(2024), en su tesis titulada *“Desarrollo de herramientas para el diseño de fortificación para minería subterránea de corte y relleno”*, tuvo como objetivo proponer un sistema optimizado de sostenimiento para minas con roca débil mediante la integración de métodos empíricos (Grimstad & Barton, Palmström, Ouchí) y modelamiento numérico en RS2D. El instrumento principal de recolección de datos fue el análisis de 99 casos reales de excavaciones subterráneas. Entre sus resultados, se comprobó que la incorporación de malla electrosoldada y shotcrete reforzado con fibras metálicas mejora significativamente la estabilidad de labores temporales y permanentes, reduciendo riesgos y costos asociados al sostenimiento.

Ismayilov (2025), en su tesis de maestría titulada *“Design and numerical modelling of ground support systems in underground mine Gilar using rock mechanics principles”*, se propuso diseñar sistemas de sostenimiento adecuados para una mina de oro subterránea en Gədəbəy, Azerbaiyán. Para ello, utilizó una clasificación empírica basada en el sistema Q, complementada con modelamiento numérico mediante el software RS2. A partir del análisis de los parámetros del macizo rocoso, concluyó que el espaciamiento recomendado por la tabla de soporte Q debía reducirse en un 20 % para mejorar la estabilidad, evidenciando la importancia de combinar criterios empíricos con simulaciones numéricas para lograr un diseño más confiable y efectivo.

Hadjigeorgiou (2010), en su tesis *“Development of a Ground Support Design Methodology for Underground Mines in Ontario”*, tuvo como objetivo desarrollar una metodología de diseño de sostenimiento para minas subterráneas bajo condiciones estáticas del macizo rocoso. Para ello, utilizó datos de campo de minas activas en Ontario, considerando la calidad del macizo rocoso, el método de explotación y las características geomecánicas del entorno. El instrumento de recolección de datos incluyó mediciones geomecánicas, análisis de excavaciones existentes y evaluación de los sistemas de sostenimiento empleados. Entre los resultados, se concluyó que la aplicación de esta metodología permite optimizar la selección y configuración de los sistemas de sostenimiento, mejorar la estabilidad de las excavaciones y reducir los riesgos asociados a la caída de rocas en minas subterráneas

2.2.2 Antecedentes nacionales

Mendoza (2022). En su tesis “Evaluación geomecánica del macizo rocoso en la construcción y sostenimiento de la chimenea-2226, por el método Raise Climber mina Lourdes en la U.E.A Parcoy” (Consortio Minero Horizonte S.A.) (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca). El estudio tuvo como objetivo evaluar el macizo rocoso para definir el sostenimiento de la chimenea CH-2226, aplicando mapeo geomecánico en cinco estaciones, clasificaciones RMR89 y GSI, y softwares especializados como DIPS v6.0, RocData v5.0 y Phase2 v8.0. Los resultados mostraron calidades de roca mala (IV-A) a muy mala (V), debido al fracturamiento y presencia de agua, concluyendo que el sostenimiento más adecuado consistía en pernos con resina, malla electrosoldada y shotcrete en las primeras estaciones, y cimbras metálicas galvanizadas con planchas acanaladas en las restantes, asegurando una vida útil operativa de aproximadamente 12 años.

Poma (2021). Evaluación geomecánica para el diseño de sostenimiento en la galería de la veta Rosario, nivel 440, U.E.A. Parcoy, Pataz–La Libertad (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Trujillo). El objetivo fue determinar la calidad del macizo rocoso y diseñar el sostenimiento adecuado en la galería de la veta Rosario, aplicando como instrumentos de recolección de datos el mapeo geomecánico, las clasificaciones RMR89 y Q de Barton, además del software Phase2 para simulación numérica. Los resultados indicaron que la roca presentaba una calidad entre regular y mala, con una resistencia moderada y elevada influencia de discontinuidades, por lo que se concluyó que el sostenimiento más eficiente debía combinar pernos Split Set de 1.80 m y shotcrete de 5 cm, asegurando la estabilidad de la galería y la continuidad de la operación.

Paredes (2020). Evaluación geomecánica para el diseño de sostenimiento en la galería 845 de la veta Angela, unidad minera Anama – Pataz, La Libertad (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Trujillo). El objetivo fue evaluar las condiciones del macizo rocoso para definir el sostenimiento más adecuado en la galería 845, utilizando como instrumentos el mapeo geomecánico, las clasificaciones RMR89 de Bieniawski y Q de Barton, complementadas con modelamiento numérico en Phase2. Los resultados mostraron que la calidad de la roca variaba de regular a mala, con presencia de discontinuidades y fracturamiento significativo; se concluyó que el sostenimiento idóneo

debía incluir pernos Split Set de 1.80 m y shotcrete de 5 cm, garantizando la estabilidad estructural de la galería y la continuidad de la operación minera.

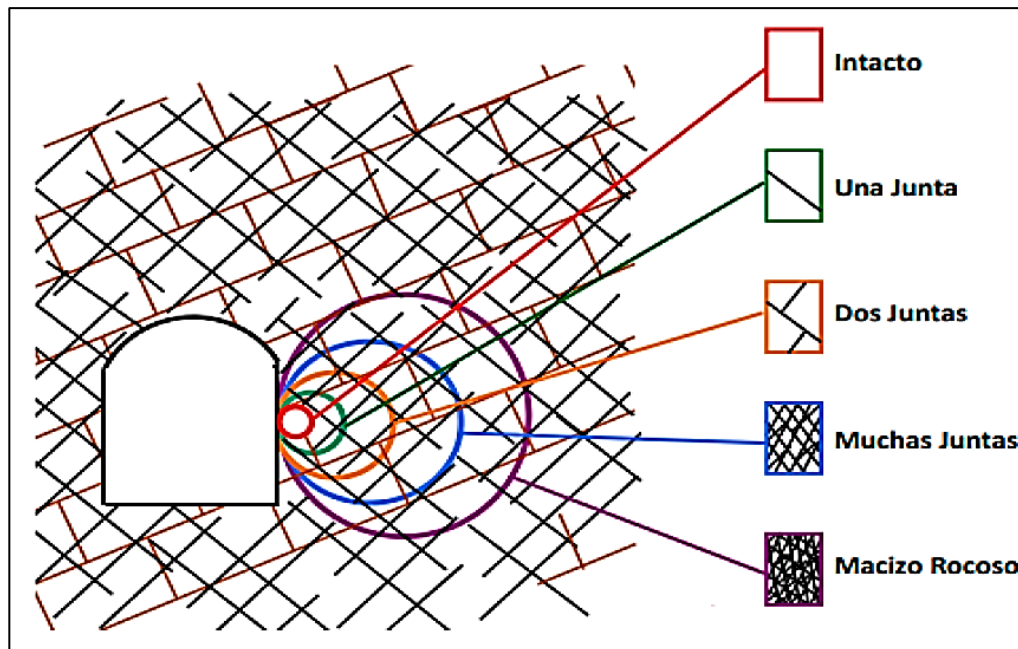
2.3 Bases teóricas

2.3.1 Caracterización geomecánica

Según (OSINERGMIN, 2017), en el desarrollo de proyectos mineros es fundamental conocer las características geomecánicas del macizo rocoso, tanto de la roca encajonante como de la zona mineralizada. Para la obtención de esta información se emplean diversas técnicas de recolección de datos. Debido a la complejidad que presenta el macizo rocoso, su adecuada descripción y caracterización requiere la aplicación de diferentes estudios dentro del campo de la mecánica de rocas. Entre las técnicas más utilizadas destaca el mapeo geomecánico en las áreas de interés, especialmente en afloramientos accesibles, lo que permite realizar evaluaciones y análisis del macizo rocoso. Para este propósito se elaboran formatos o fichas específicas destinadas a la recopilación sistemática de la información.

Figura 9

Estructura del macizo rocoso con un enfoque en la escala



Fuente: (OSINERGMIN, 2017)

2.3.1.1 Parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos representan las propiedades físicas y mecánicas de las rocas, así como su comportamiento frente a la acción de fuerzas y cargas externas. Estos parámetros constituyen la base del análisis en ingeniería geotécnica y minería, ya que permiten comprender, modelar y predecir la respuesta del macizo rocoso ante diferentes condiciones de esfuerzo.

Entre los parámetros geomecánicos más relevantes se destacan:

a) **Resistencia a la compresión uniaxial (UCS):** máxima tensión compresiva que una roca puede soportar antes de fracturarse.

b) **Módulo de Young (E):** cuantifica la rigidez del material y su capacidad para deformarse elásticamente bajo la aplicación de una carga.

c) **Coefficiente de Poisson (ν):** expresa la relación entre la deformación lateral y la deformación axial, siendo un indicador de la elasticidad del material rocoso.

d) **Ángulo de fricción interna (ϕ):** determina la resistencia al deslizamiento entre planos de discontinuidad o partículas dentro de la roca, siendo fundamental para el análisis de estabilidad de taludes y excavaciones subterráneas.

e) **Conductividad hidráulica (k):** mide la facilidad con que el agua puede fluir a través de los poros o fracturas del macizo rocoso.

f) **Porosidad (n):** representa el porcentaje de volumen vacío dentro de la roca, influyendo directamente en la capacidad de almacenamiento y transmisión de fluidos.

g) **Densidad de masa (ρ):** define la masa por unidad de volumen de la roca y condiciona la magnitud de las cargas que puede soportar el macizo.

h) **Deformación específica (ϵ):** describe la variación relativa de forma o tamaño que experimenta la roca bajo carga, pudiendo incluir componentes elásticas y plásticas.

i) **Resistencia al corte (τ):** expresa la capacidad del material para resistir esfuerzos cortantes antes de fallar.

j) **Módulo de corte o de rigidez (G o μ):** relaciona el esfuerzo cortante con la deformación angular, siendo determinante en el análisis de deformaciones inducidas por esfuerzos tangenciales.

La adecuada determinación y análisis de estos parámetros es esencial para la evaluación de la estabilidad de excavaciones subterráneas, el diseño de sostenimientos, y la planificación de proyectos mineros y civiles. Una comprensión precisa de las propiedades geomecánicas permite a ingenieros y geólogos adoptar decisiones técnicas

fundamentadas que garanticen la seguridad, estabilidad y eficiencia operativa de las obras ejecutadas en el subsuelo.

2.3.1.2 Clasificaciones geomecánicas

De acuerdo con González de Vallejo (2002), la clasificación de los macizos rocosos tiene como objetivo obtener parámetros geomecánicos que sirvan para el diseño de obras de ingeniería, especialmente en minería, a partir de observaciones y ensayos que permiten evaluar su comportamiento. Entre las clasificaciones más utilizadas destacan el sistema RMR de Bieniawski y el sistema Q de Barton, los cuales se aplican en la caracterización del macizo rocoso y en el diseño y sostenimiento de excavaciones subterráneas como túneles y chimeneas, facilitando así una adecuada selección del tipo de sostenimiento.

Índice De Calidad De Roca (RQD, 1964)

El RQD (Rock Quality Designation) es un índice que permite evaluar el grado de fracturamiento del macizo rocoso, clasificándolo en distintos niveles de calidad en función de la frecuencia lineal de las discontinuidades presentes. Este parámetro expresa la calidad del macizo mediante un porcentaje que va desde 100%, correspondiente a un macizo muy competente, hasta 0%, asociado a condiciones muy fracturadas o incluso comportamiento de suelo. La interpretación de los valores del RQD se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4

Calidad del macizo rocoso según el índice RQD de Deere (1968).

RQD (%)	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

Fuente: Gavilanes y Andrade (2004).

- Para muestreo lineal de discontinuidades

En el mapeo por la línea de detalle, se obtiene un espaciado promedio de las juntas que es el número de discontinuidades divididas por la longitud transversal. El espaciado promedio de las discontinuidades se ha correlacionado con el RQD. Cabe señalar que el RQD máximo corresponde a la relación propuesta por Priest y Hudson. El RQD se puede estimar a partir del espaciado promedio de las discontinuidades basado en la siguiente ecuación:

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1\lambda} \cdot (0.1\lambda + 1)$$

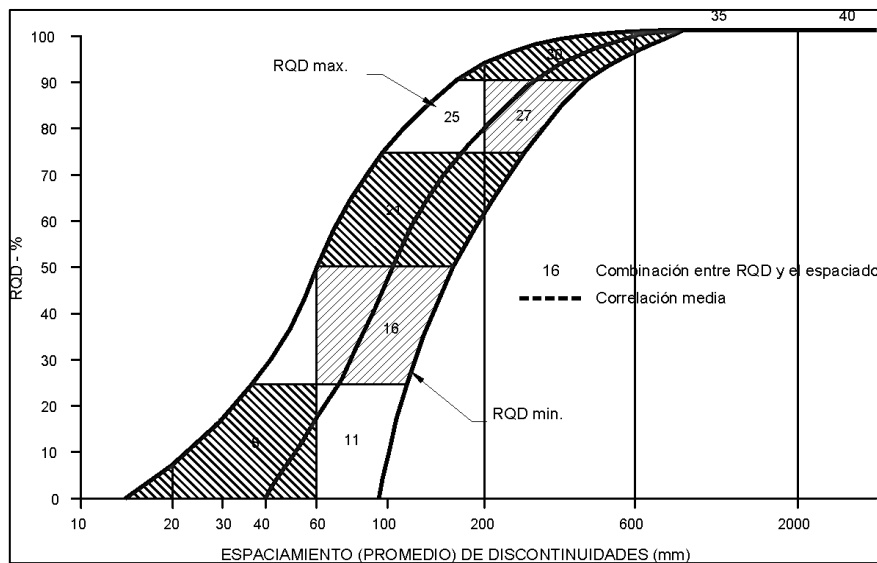
$$\lambda = \frac{\text{Número de discontinuidades}}{\text{longitud (m)}}$$

$$\lambda = \frac{1}{\text{Frecuencia de discontinuidades}}$$

El espaciado de las discontinuidades se relaciona con el RQD promedio utilizando el siguiente gráfico, lo más probable es que esto conduzca a estimaciones conservadoras. Por lo tanto, el uso de la ecuación es probablemente la mejor opción. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que esta relación también depende de la dirección del eje de medición. Para un espaciado de discontinuidades promedio, como se muestra en como hay una amplia gama de valores posibles para el RQD.

Figura 10

Relación entre espaciado de discontinuidad y RQD



Fuente: Bieniawski (1989)

- **Muestreo volumétrico**

Para el mapeo por celdas, a menudo, está disponible una imagen más tridimensional del espaciamiento de las discontinuidades. Se define a J_v como número de juntas presentes en un metro cúbico de roca:

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v$$

$$J_v < 4.5 \quad RQD = 100$$

Donde J_v está definido como cantidad de diaclasas por m^3 .

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski 1989)

El sistema RMR fue propuesto por el Profesor Bieniawski, para clasificar geomecánicamente los macizos rocosos y desde entonces, se ha convertido en un referente mundial. Bieniawski en 1973 propone por primera vez y actualiza en 1989 esta clasificación la cual en la actualidad se utiliza en muchas empresas mineras a nivel mundial. El sistema RMR define parámetros para devolver puntajes de 0 a 100 para determinada masa rocosa; cada puntaje posee asociados parámetros de diseño y puede ser usado como primera aproximación para estimar la fortificación. Los siguientes son los parámetros para la clasificación RMR:

1. Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
2. Grado de fracturación en términos del RQD.
3. Espaciado de las discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades, que incluye:
 - a. Longitud de las discontinuidades.
 - b. Abertura.
 - c. Rugosidad.
 - d. Relleno.
 - e. Alteración.
5. Condiciones hidrogeológicas.
6. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

De acuerdo a lo dicho por Vallejo (2004), para llevar a cabo la clasificación RMR el macizo en estudio es dividido en tramos en los cuales presenten características geológicas uniformes, según el trabajo de campo se lleva a cabo la toma de datos de los seis parámetros expuestos en la introducción los cuales al terminar con ello se tendrá un valor estimado del RMR del macizo en estudio.

Tabla 5

Parámetros de clasificación del sistema RMR 89

1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión Simple (Mpa)		
		compresión Simple	> 250 R6	250 - 100 R5	100 - 50 R4	50 - 25 R3	25 - 5 R2	5 - 1 R1	< 1 R0
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m.	0.6 - 2 m.	0.2 - 0.6 m.	0.06 - 0.2 m.	< 0.06 m.		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m.	1 - 3 m.	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m.		
		Puntuación	6	5	3	2	0		
		Abertura	Nada	< 0.1	0.1 - 1.0 mm.	1 - 5 mm.	> 5 mm.		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Ligeramente Rug.	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno o duro < 5 mm.	Relleno duro > 5 mm.	Relleno blando < 5 mm.	Relleno blando > 5 mm.		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Alterada	Ligeramente alterada	Moderadamente Alterada	Muy Alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 100 m de túnel	Nula	< 10 litros/min.	10 - 25 litros/min.	25 - 125 litros/min.	> 125 litros/min.		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente Húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Fuente: González de Vallejo (2004)

Tabla 5.1*Corrección por orientación de discontinuidades*

Dirección y buzamiento		Muy favorable	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentación	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

*Fuente: González de Vallejo (2004).***Tabla 5.2***Características geotécnicas del macizo rocoso.*

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m. de vano	6 meses con 8 m. de vano	1 semana con 5 m. de vano	10 horas con 2.5 de vano	30 minutos con 1 m. de vano
Cohesión	> 4Kp/cm ²	3-4Kp/cm ²	2-3Kp/cm ²	1-2Kp/cm ²	□ 1Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	□ 15°

*Fuente: González de Vallejo (2004).***Tabla 5.3***Orientación de las discontinuidades.*

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buz. 0° - 20° cualquier dirección
excavación con buz.		Excavación contra buz.				
Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorables	Media	Desfavorable

Fuente: González de Vallejo (2004).

Por último, el índice RMR se obtiene al realizar la suma de los seis parámetros. Dependiendo del estado de las características mencionadas anteriormente, por ende, una puntuación determinada y conseguirán unos valores, que se situarán entre 0 y 100 (Sánchez, 2003).

Tabla 5.4*Calidad del macizo rocoso con relación al Índice RMR89.*

Clases	Calidad	Valoración RMR89	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy buena	81 – 100	> 4 kg/ cm ²	> 45°
II	Buena	61 – 80	3 – 4 Kg/ cm ²	35° - 45°
III	Media	41 – 60	2 – 3 Kg/ cm ²	25° - 35°
IV	Mala	21 – 40	1 – 2 Kg/ cm ²	15° - 25°
V	Muy mala	<= 20	< 1 kg/ cm ²	< 15°

Fuente: González de Vallejo (2004).

- **Propuesta de sostenimiento de acuerdo con el Índice RMR**

EL índice RMR permite determinar los avances, longitud y separación de pernos de roca, uso y espesor de shotcrete así como la utilización de cerchas según el siguiente gráfico.

Tabla 6*Propuesta de sostenimiento de acuerdo con el Índice RMR*

Clase	RMR	Excavación (PASE)	Sostenimiento		
			Pernos de roca (20 mm de diámetro, completamente inyectados)	Hormigón Proyectado (Shotcrete convencional)	Cerchas metálicas
I Muy buena	100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Generalmente no se requiere ningún sostenimiento excepto pernos para refuerzo local		
II Buena	80-61	Sección completa. Avance de 1-15 m. Soporte completo a 20 m del frente	Pernos locales en el techo, 3[m] de largo y espaciado de 2,5 m con malla ocasional	50 mm en el techo donde fuera necesario.	No
III Media	60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 a 3 m. Completar sostenimiento a 10 m del frente.	Empernado sistemático de 4 m de largo, espaciados de 1,5 a 2 m en el techo y paredes con malla en el techo	50 - 100 mm en el techo y 30 mm en las paredes	No

IV Mala	40-21	Avance y destroza. Avances de 1.0 a 1.5 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Empernado sistemático de 4 a 5 m de largo, espaciados de 1 a 1,5 m en el techo y paredes con malla.	100 a 150 mm en el techo y 100 mm en las paredes	Marcos ligeros a medianos separados 1,5 m, donde sea requerido
V Muy mala	Ene-20	Pases múltiples. Pases múltiples. Avances de 0.5-1.5 m. Sostenimiento simultáneo con la excavación: hormigón proyectado tan pronto como sea posible después de la voladura	Empernado sistemático de 5 a 6 m de largo, espaciado 1 a 1,5 m en el techo y paredes con malla. Instalación de pernos en el piso o contra bóveda	150 - 200 mm en el techo, 150 mm en las paredes y 50 mm en el frente.	Marcos medianos a pesados, espaciados a 0.75m con encostillado de acero y marcahavañtes de ser necesario sea requerido

Fuente: modificado de Bieniawski, 1989

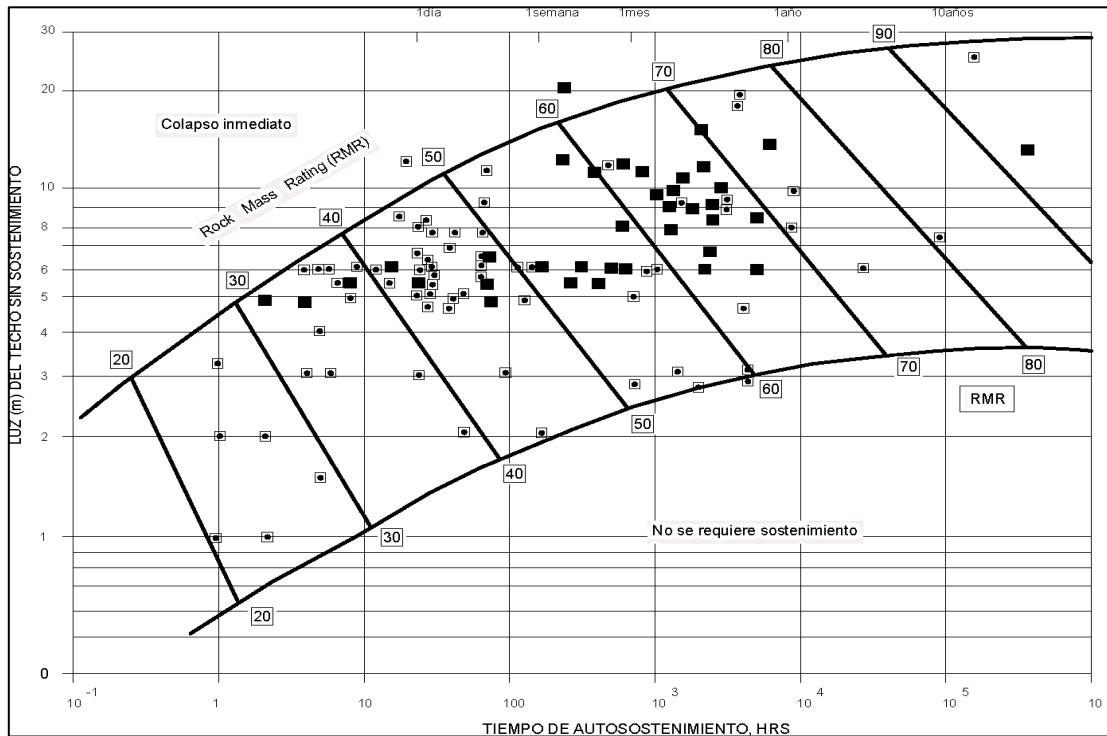
- **Tiempo de auto sostenimiento**

El tiempo de auto estabilidad se determina a partir de la conocida gráfica de RMR, la cual muestra la relación entre el tiempo de autonomía para una excavación no sostenida y el valor de RMR. Para su correcta aplicación, además de conocer las condiciones de soporte y estabilidad del sector también deben disponerse de experiencias en excavaciones similares. Por ello, la clasificación RMR encierra el parámetro fundamental para este procedimiento, ya que en ella se apoya el valor de referencia que relacionado mediante la fórmula empírica correspondiente permite estimar el tiempo de estabilidad sin soporte.

El sistema RMR propuesta por Bieniawski correlaciona la luz o ancho de la excavación (span) con el tiempo de auto sostenimiento (stand up time).

Figura 11

Tiempo de auto sostenimiento de acuerdo con el RMR de (Bieniawski 1989)



Fuente: OSINERGMIN, 2017

Si al ingresar a la gráfica (Span/ESR vs RMR) se obtiene un tiempo de autonomía de la excavación menor o igual a 20 horas, se deberá aplicar el artículo 213° del Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería, el cual establece el principio de labor avanzada, labor sostenida.

Clasificación geomecánica Q (Barton 2000)

El Sistema de Clasificación Q ó NGI (Norwegian Geotechnical Institute) fue desarrollado por (Barton, Lien, & Lunde, 1974), principalmente para diseño de túneles. Expresa la calidad de la Roca Q como función de 6 parámetros independientes:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

- RQD: Índice de calidad de la roca.
- Jn: Parámetro basado en el número de familias de discontinuidades.

- Jr: Parámetro basado en la rugosidad de las discontinuidades.
- Ja: Parámetro basado en la alteración de las discontinuidades.
- Jw: Parámetro basado en la presencia de agua.
- SRF: Factor de reducción de esfuerzos.

De acuerdo con los valores obtenidos para Q se clasifica el macizo rocoso según indica la tabla:

Tabla 7

Clasificación geomecánica Q de Barton

TIPO DE MACIZO ROCOSO	VALOR DE Q
Excepcionalmente malo.	10^{-3} a 10^{-2}
Extremadamente malo.	10^{-2} a 10^{-1}
Muy malo.	10^{-1} a 1
Malo.	1 a 4
Medio.	4 a 10
Bueno.	10 a 40
Muy buena.	40 a 100
Extremadamente bueno.	100 a 400
Excepcionalmente bueno	400 a 1000

Fuente: Laboratorio oficial J. M. Madariaga (2015)

El índice Q es una medida logarítmica que combina seis parámetros geomecánicos. Un valor de Q alto indica un macizo rocoso de buena calidad y estable, mientras que un valor de Q bajo indica un macizo de mala calidad e inestable.

La siguiente tabla clasifica la calidad del macizo en función del rango del índice Q:

Tabla 8

calidad del macizo en función del rango del índice Q

Rango de Q	Categoría	Denominación	Características Geotécnicas Clave
Q > 0.7	I	Mala/Muy mala	Roca ligeramente meteorizada o descompuesta. Resistencia en roca intacta moderada (50-100 MPa). Presencia de cizallas menores (espesor

			< 0.2). Discontinuidades planas y rugosas.
0.2<Q<=0.7	II	Muy mala	Roca moderadamente meteorizada o descompuesta. Resistencia intacta media (25 - 50 MPa). Fuerte fracturación. Discontinuidades planas y rugosas.
0.05<Q<=0.2	III	Muy mala/Extremadamente mala	Roca moderada a fuertemente meteorizada. Resistencia intacta débil (2 - 25 MPa). Incluye pequeñas zonas de roca altamente fracturada.
0.01<Q<=0.05	IV	Extremadamente mala	Roca fuertemente meteorizada o descompuesta, débil (resistencia 1 - 5 MPa). Comportamiento similar a un suelo. Ocurrencia de zonas de falla o roca arcillosa disgregable.
0<Q<0.01	V	Excepcionalmente Mala	Roca completamente descompuesta o meteorizada, con plena alteración. Este es el macizo de peor calidad, requiriendo el sostenimiento más pesado.

Fuente: Adaptado de Barton, Lien y Lunde (1974)

Esta tabla es esencial para que los ingenieros geotécnicos clasifiquen el macizo rocoso en campo y luego utilicen el rango de Q para ingresar a las tablas de soporte y determinar el diseño de sostenimiento primario (pernos, shotcrete, cimbras, etc.) para el túnel.

Relacionando el índice Q a la estabilidad y a los requerimientos de sostenimiento de excavaciones subterráneas, Barton et.al 1974, definió un parámetro adicional al que denominaron Dimension Equivalente (De) de la excavación.

Esta dimensión es obtenida dividiendo el ancho, diámetro o altura de la pared de la excavación por una cantidad llamada relación de sostenimiento de instalado para mantener la estabilidad de la excavación.

$$De = \frac{\text{Ancho, diametro o altura de excavacion}}{\text{relacion de sostenimiento ESR}}$$

El valor de ESR (Excavation Suport Ratio), está relacionado al uso que se le dará a la excavación y al grado de seguridad que esta demande del sistema de sostenimiento instalado para mantener la estabilidad de la excavación de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 9

Valores de ESR según tipo de excavación, según Barton (2000)

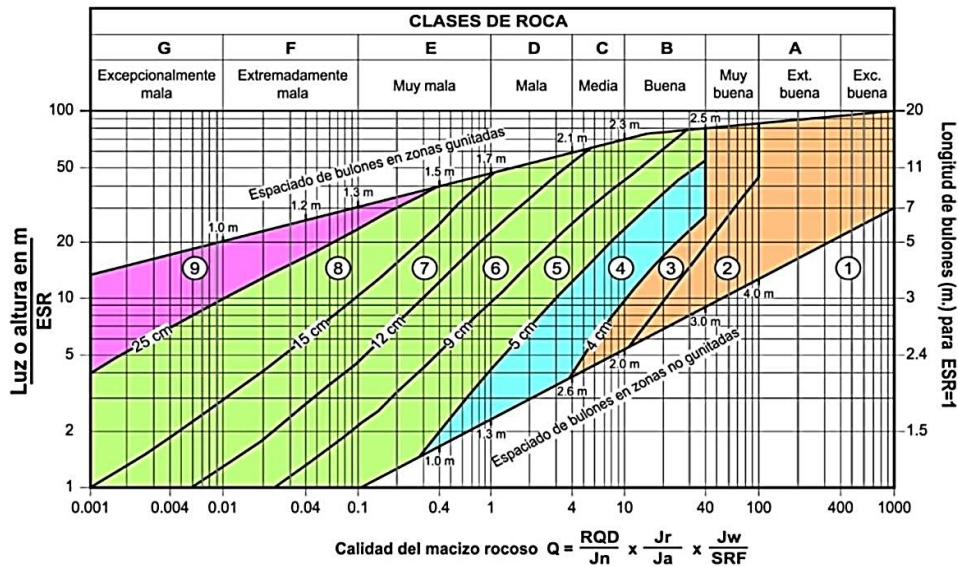
TIPO DE EXCAVACIÓN		ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	2-5
B	Galerías mineras permanente, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión) túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6-2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, 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 subterráneos para defensa civil, emboquilles, e intersecciones de túneles.	0,9-1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5-0,8

Fuente: laboratorio oficial J. M. Madariaga (2015)

La determinación de las medidas de sostenimiento recomendadas por Barton (2000), se determinan según indica la figura.

Figura 12

Sostenimientos según índice Q de Barton (2000)



CATEGORIAS DE SOSTENIMIENTO:

- | | |
|---|--|
| 1) Sin sostenimiento | 6) Bulonado y hormigón proyectado con fibras, 9-12 cm. |
| 2) Bulonado puntual | 7) Bulonado y hormigón proyectado con fibras, 12-15 cm. |
| 3) Bulonado sistemático | 8) Cerchas, bulonado y hormigón proyectado con fibras, >15 cm. |
| 4) Bulonado (y hormigón proyectado, 4-10 cm.) | 9) Hormigón encofrado |
| 5) Bulonado y hormigón proyectado con fibras, 5-9 cm. | |

Fuente: Laboratorio oficial J. M. Madariaga (2015)

Tabla 10*Propuesta de sostenimiento de acuerdo a Q de Barton*

Calidad de Roca	Valor de Q	Sostenimiento
I	$Q > 0.7$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m y shotcrete con fibra, 50 mm de espesor. Separación entre pernos 1.8 m. Separación entre anillos 1.8 m. 3 y 4 pernos alternados por anillo.
II	$0.2 < Q \leq 0.7$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m y shotcrete con fibra, 100 mm de espesor. Separación entre pernos 1.5 m. Separación entre anillos 1.5 m. 6 y 7 pernos alternados por anillo.
III	$0.05 < Q \leq 0.2$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m y shotcrete con fibra, 120 mm de espesor. Separación entre pernos 1.3 m. Separación entre anillos 1.3 m. 8 y 9 pernos alternados por anillo.
IV	$0.01 < Q \leq 0.05$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m. Shotcrete con fibra 150 mm de espesor. Separación entre pernos 1.0 m. Separación entre anillos 1.0 m. 10 y 11 pernos alternados por anillo. Cimbras metálicas de 30 Kg/m, separación entre cimbras 1.0 m.
V	$0 < Q < 0.01$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m. Shotcrete con fibra 200 mm de espesor. Separación entre pernos 1.0 m. Separación entre anillos 1.0 m. 10 y 11 pernos alternados por anillo. Cimbras metálicas de 30 kg/m, separación entre cimbras 0.5 a 0.75 m.

Fuente: Adaptado de Barton, Lien y Lunde (1974)**Índice de resistencia geológica GSI (Hoek y Marinos 2000)**

El Geological Strength Index (GSI), corresponde a un índice que caracteriza los macizos rocosos en base a su estructura geológica y a la condición de la superficie de las discontinuidades. Esta clasificación es un método de caracterización de macizos rocosos que se utiliza mucho en varias áreas de la ingeniería porque su aplicación y el proceso de clasificar son muy simples.

El Índice de Resistencia Geológica GSI tiene en cuenta dos factores: el estado superficial de la masa rocosa y el estado estructural de la misma. (SNMPE, 2004).

a) La estructura de la masa rocosa considera el grado de fracturamiento o la cantidad de fracturas (discontinuidades) por metro lineal, según esto, las cinco categorías consideradas se definen así:

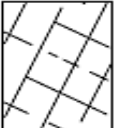
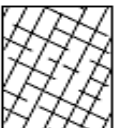
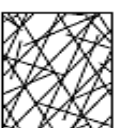


- Masiva o Levemente Fracturada (LF)
- Moderadamente Fracturada (F)
- Muy Fracturada (MF)
- Intensamente Fracturada (IF)
- Triturada o brechada (T)

b) La condición superficial de la masa rocosa involucra a la resistencia de la roca ntacta y a las propiedades de las discontinuidades: resistencia, apertura, rugosidad, relleno y la meteorización o alteración. Según esto, las cinco categorías consideradas se definen así:

- Masa rocosa Muy Buena (MB)
- Masa rocosa Buena (B)
- Masa rocosa Regular (R)
- Masa rocosa Mala (M)
- Masa rocosa Muy Mala (MM)

Figura 13

Tabla GSI modificado

<p>CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN GSI MODIFICADO</p> <p>Se basa en la cantidad de fracturas por metro lineal, medidas in situ con una wincha. La mala voladura afecta esta condición. La resistencia se determina golpeando o indentando la roca con una picota. Se toma en cuenta la rugosidad, alteración de paredes y relleno de las discontinuidades.</p>		<p>CONDICIONES SUPERFICIALES</p>				
<p>ESTRUCTURA</p>		<p>MUY BUENA (EXTREMADAMENTE RESISTENTE, FRESCA) SUPERFICIES DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RUGOSAS E INALTERADAS, CERRADAS. (Rc > 250 MPa). (SE ASTILLA CON GOLPES DE PICOTA).</p>	<p>BUENA (MUY RESISTENTE, LEVEMENTE ALTERADA) DISCONTINUIDADES RUGOSAS, LEVEM. ALTERADAS, MANCHAS DE OXIDACIÓN, LIGERAM. ABIERTAS. (Rc 100 a 250 MPa). (SE ROMPE CON VARIOS GOLPES DE PICOTA).</p>	<p>REGULAR (RESISTENTE Y LEVEMENTE ALTERADA) DISCONTINUIDADES LISAS, MODERADAMENTE ALTERADAS, LIGERAMENTE ABIERTAS. (Rc 50 a 100 MPa). (SE ROMPE CON UNO O DOS GOLPES DE PICOTA).</p>	<p>MALA (MODERADAMENTE RESIT. MODERADAM. ALTERADA) SUPERFICIES PULIDAS O CON ESTRACIONES, MUY ALTERADAS, RELLENO COMPACTO O CON FRAGMENTOS DE ROCA. (Rc 25 a 50 MPa) - (SE INDENTA SUPERFICIALMENTE).</p>	<p>MUY MALA (BLANDA, MUY ALTERADA) SUPERFICIES PULIDAS Y ESTRIBADAS, MUY ABIERTAS CON RELLENO DE ARCILLAS BLANDAS. (Rc < 25 MPa). (SE DISGREGA O INDENTA PROFUNDAMENTE).</p>
 <p>LEVEMENTE FRACTURADA. TRES A MENOS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADAS ENTRE SI. (RQD 75 - 90%) (2 A 6 FRACT. POR METRO)</p>	<p>LF/MB</p>	<p>LF/B</p>	<p>LF/R</p>	<p>LF/M</p>	<p>LF/MM</p>	
 <p>MODERADAMENTE FRACTURADA. MUY BIEN TRABADA, NO DISTURBADA, BLOQUES CÚBICOS FORMADOS POR TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES ORTOGONALES. (RQD 50 - 75%) (6 A 12 FRACT. POR METRO)</p>	<p>F/MB</p>	<p>F/B</p>	<p>F/R</p>	<p>F/M</p>	<p>F/MM</p>	
 <p>MUY FRACTURADA. MODERADAMENTE TRABADA, PARCIALMENTE DISTURBADA, BLOQUES ANGULOSOS FORMADOS POR CUATRO O MÁS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES. (RQD 25 - 50%) (12 A 20 FRACT. POR METRO)</p>	<p>MF/MB</p>	<p>MF/B</p>	<p>MF/R</p>	<p>MF/M</p>	<p>MF/MM</p>	
 <p>INTENSAMENTE FRACTURADA. PLEGAMIENTO Y FALLAMIENTO, CON MUCHAS DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS FORMANDO BLOQUES ANGULOSOS O IRREGULARES. (RQD 0 - 25%) (MÁS DE 20 FRACT. POR METRO)</p>	<p>IF/MB</p>	<p>IF/B</p>	<p>IF/R</p>	<p>IF/M</p>	<p>IF/MM</p>	
 <p>TRITURADA O BRECHADA. LIGERAMENTE TRABADA, MASA ROCOSA EXTREMADAMENTE ROTA CON UNA MEZCLA DE FRAGMENTOS FACILMENTE DISGREGABLES, ANGULOSOS Y REDONDEADOS. (SIN RQD)</p>	<p>T/MB</p>	<p>T/B</p>	<p>T/R</p>	<p>T/M</p>	<p>T/MM</p>	

Fuente: (SNMPE, 2004).

La valoración del GSI también puede determinarse por medio de los valores del RMR. Para $RMR_{89} > 23$, el índice de resistencia geológica es:

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

En el 2013 se realizó una modificación a la tabla original del GSI para que personas con escaso conocimiento geológico de las variables del macizo rocoso pudieran utilizarla con facilidad. Esta propuesta se fundamentó en las condiciones de las discontinuidades, el RQD. La escala horizontal de la figura muestra las condiciones de las discontinuidades, según lo establecido por Bieniawski (1989) en (1.5 JCond89). Por otro lado, la escala vertical se refiere al macizo rocoso en bloques (RQD), definido por Deere (1963). Por consiguiente, el valor del GSI se determina mediante la relación siguiente (Hoek et al. 2013).

$$GSI = 1.5 JCond_{89} + RQD/2$$

Correlación del índice RMR y Q

De acuerdo con Castro y Pérez (2013), se desarrollaron ecuaciones de correlación lineal entre los sistemas RMR y Q mediante la transformación logarítmica del parámetro Q, con el fin de compararlas con las propuestas existentes en la literatura (Tabla 15). Sin embargo, señalan que es posible obtener correlaciones más precisas empleando modelos distintos al lineal. Asimismo, las correlaciones obtenidas muestran una cercanía con las propuestas por Kaiser y Gale (1985) y Bieniawski (1989).

Tabla 11

Correlacion entre el RMR - Q

Autor	Correlación RMR - Q
Barton, 1995	$RMR=15 \log(Q)+50$
Bieniawski. 1976, 1989.	$RMR=9 \ln(Q)+44$
Rutledge y Preston. 1978	$RMR=13.5 \ln(Q)+43$
Moreno E. 1981.	$RMR=12.5 \ln(Q)+55.2$
Abad et al 1983.	$RMR=10.53 \ln(Q)+41.83$
Cameron Clark. Budavari 1981	$RMR=5 \log(Q)+60.8$

Fuente: (Castro & Pérez, 2013).

2.3.2 Esfuerzos in situ e inducido

Los esfuerzos in situ son los que se encuentran de manera natural dentro del macizo rocoso o el terreno, antes de cualquier trabajo de excavación, perforación o

ingeniería. Su origen está vinculado a factores geológicos de largo plazo, tales como la historia tectónica en el área (cizalla, compresión o extensión), la anisotropía del medio, el enfriamiento térmico, los procesos de consolidación sedimentaria y la carga litostática (el peso del material suprayacente).

Hoek & Brown (1997) afirman que el campo de esfuerzos in situ es la combinación de dos componentes: las tensiones horizontales asociadas con los procesos tectónicos y de confinamiento lateral (σ_H , σ_h), y la presión vertical producida por la sobrecarga geológica (σ_v). Este campo de tensiones es un estado natural de equilibrio del macizo, y su comprensión es fundamental para cualquier proyecto subterráneo porque establece las condiciones iniciales del sistema.

2.3.2.1 Determinación de esfuerzos in situ por carga litostática.

La evaluación del estado de esfuerzos en una excavación ha sido un tema que ha atraído la atención de numerosos investigadores, quienes publicaron sus trabajos desde la década de 1950 y principios de la década de 1960. El método litostático es el más simple y hace que los cálculos sean mucho más fáciles, ya que asume un medio elástico, homogéneo e isótropo. La formulación empleada y aprobada en la actualidad para calcular los esfuerzos in situ se basa en la carga sobreyacente de un punto específico del macizo rocoso. La ecuación correspondiente se define así:

$$\sigma_v = \gamma * z$$

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

$$\sigma_h = k * \gamma * z$$

Donde:

σ_v : Esfuerzo vertical in situ.

σ_h : Esfuerzo horizontal in situ.

k : Relación esfuerzo horizontal sobre el esfuerzo vertical.

γ : Densidad promedio de la roca.

z : Profundidad a la que quiere conocer los esfuerzos in situ.

Para determinar los esfuerzos, se asume el esfuerzo vertical en una dirección de 90° a 270° y el esfuerzo horizontal entre 0° y 180° en el plano cartesiano. Aunque la profundidad (z) puede conocerse, no es posible definir con precisión la influencia del esfuerzo horizontal, por lo que se emplea el coeficiente k . Este enfoque es relevante en programas como Phase2 8.0, donde, ante la falta de datos sobre la orientación real de los esfuerzos in situ, estos se consideran verticales y horizontales. Así, conociendo la

densidad, la profundidad y el coeficiente k, es posible estimar los esfuerzos, independientemente de la ubicación del análisis.

- Coeficiente k por Brady & Hoek.

En términos generales, los hallazgos de (Hoek & Brown, 1985, p. 115) para calcular el coeficiente k son muy usados y han sido corroborados con mediciones de esfuerzo hechas en Escandinavia, África del Sur, Australia, Estados Unidos, Canadá y otras zonas; donde el valor de k está dentro de los márgenes que se indican a continuación:

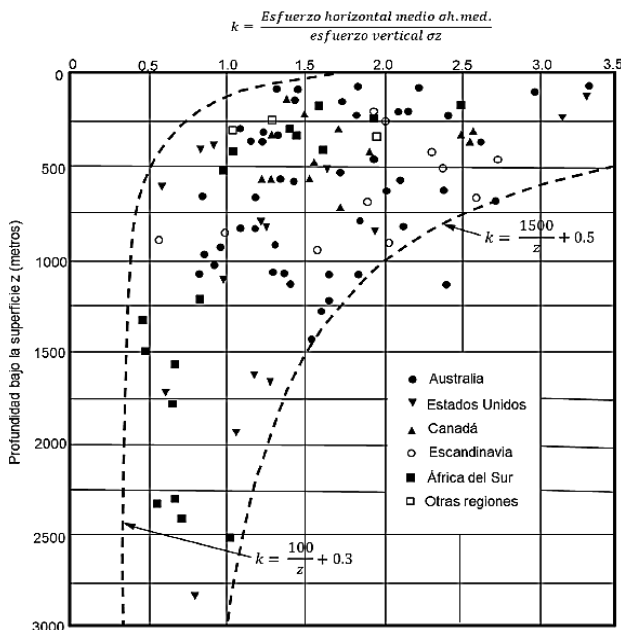
$$k = \frac{100}{z} + 0.3$$

$$k = \frac{1500}{z} + 0.5$$

Si se estudia esta ecuación, se puede observar que si a la expresión "z" le asignamos 100 metros, el coeficiente k tendrá un valor de 1.3; y si en la ecuación subsiguiente sustituimos "z" por 1,500 metros, el coeficiente k alcanzará un valor de 1.5; con esos valores, k oscilará entre un mínimo de 1.3 y un máximo de 1.5, respectivamente.

Figura 14

Variación del esfuerzo horizontal, con la profundidad.



Fuente: Datos obtenidos de Hoek & Brown, 1985, pág. 121.

Partiendo del gráfico anterior, concluimos que hay mucha incertidumbre para calcular el coeficiente k y σ_h a partir de σ_v . Además, para profundidades inferiores a 500 m, los esfuerzos horizontales son generalmente mucho más altos que los verticales (con rangos entre 0.5 y 3) en zonas profundas. El rango de valores de k también disminuye en profundidad, y se encuentra entre 0.5 y 1.

- Estimación del coeficiente k por Criterio de Sheorey (1994)

Sheorey (1994) presentó una fórmula para k , considerando un conjunto de módulos E y las tensiones que se obtienen. El modelo tiene como fundamento un modelo de tensión elastoestática terrestre y toma en cuenta la expansión térmica, la densidad y las constantes elásticas de la corteza. Se obtuvo, por lo tanto, una simple ecuación que permite estimar la relación de tensiones k . Según Hoek (2006), las curvas estimadas para k , propuestas por Sheorey (1994), son semejantes a las tensiones medidas y publicadas por otros autores, como Brown y Hoek (1978) o Herget (1988).

$$K = 0.25 + 7E_h(GPa) * (0.001 + \frac{1}{H(m)})$$

Donde:

K = Relación de tensiones

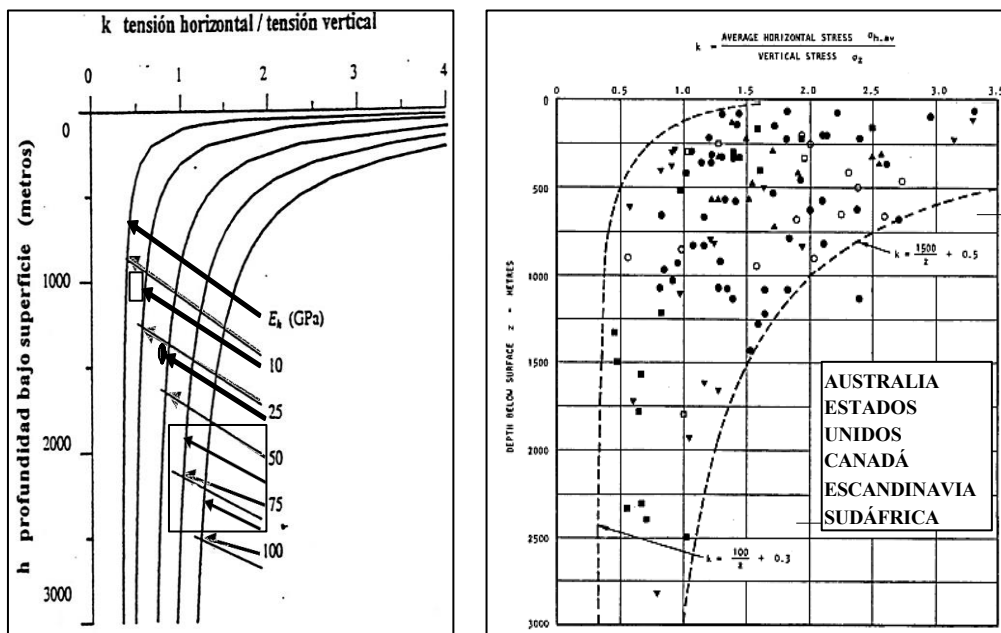
E_h = Módulo de Young de la masa rocosa suprayacente (GPa)

H = profundidad en metros

Una manera de ver gráficamente la ecuación de Sheorey (1994) para un rango de diferentes módulos de elasticidad se muestra en la siguiente figura:

Figura 15

Determinación de K mediante el modelo de Sheorey



Fuente: Sheorey (1994)

- **Estimación del coeficiente k por otros investigadores.**

En términos generales, estos resultados son consistentes con los datos reales. Por esta razón, algunos escritores han adoptado esta formulación como base para calcular el coeficiente k .

Dado que el valor del coeficiente k tiene una gran relevancia, numerosos estudiosos han intentado aproximarlos a su valor real. En la tabla siguiente presenta algunas sugerencias para calcular el coeficiente k , en relación a la tensión media de 2022.

Tabla 12

Diferentes métodos de estimación del coeficiente k , según la relación media de esfuerzos horizontales y verticales (σ_h / σ_v).

Autor	Parámetro de la ecuación	$k = \frac{\sigma_{hav}}{\sigma_v}$
Terzagui y Richard (1952)	n : ratio de Poisson	$k = \frac{\nu}{1 - \nu}$
Sheorey (1994)	Z : Profundidad m E_h : Modulo de elasticidad GPa	$k = 0.25 + 7E_h (0.001 + \frac{1}{Z})$
Brady y Hoek (1978)	Z : Profundidad	$0.3 + \frac{100}{Z} < k < 0.5 + \frac{1500}{Z}$
Arjang (1997)	Z : Profundidad	$k = 5.13Z^{-0.16}$

Fuente: Datos tomados de (Moomivand, Moosazadeh, & Gilani, 2022, pág. 99)

2.3.2.2 El método de Overcoring

El ensayo de Overcoring tiene como finalidad calcular la magnitud y la dirección de los esfuerzos en función de las variaciones del diámetro, a partir de la deformación de la pared circular en una perforación. Para ello, durante el ensayo se lleva a cabo una serie de mediciones diametrales con la celda USBM en cada perforación. Luego, se realiza un análisis mediante mínimos cuadrados con todas esas lecturas para determinar el elipsoide de esfuerzos, lo que permite establecer tanto el sentido como la magnitud de dichos esfuerzos. "El proceso consiste en hacer un sondeo de 135 mm de diámetro en el lugar

donde se va a determinar la tensión, seguido de perforar un sondeo coaxial con una longitud de 90 cm y un diámetro de 37 mm." (Ramirez, et al., 1984, p. 235).

2.3.2.3 Esfuerzo inducido

En la minería, tanto subterránea como a cielo abierto, el esfuerzo inducido corresponde a la modificación del campo tensional original del macizo rocoso como consecuencia directa de las excavaciones. Estas alteran el equilibrio del estado de esfuerzo *in situ* y generan deformaciones y daños estructurales en zonas próximas a piques, galerías y tajeos. Como se muestra en la figura correspondiente, existe una interacción espacial entre los esfuerzos *in situ* y los inducidos que controla el comportamiento mecánico del macizo rocoso (Zhu et al., 2021).

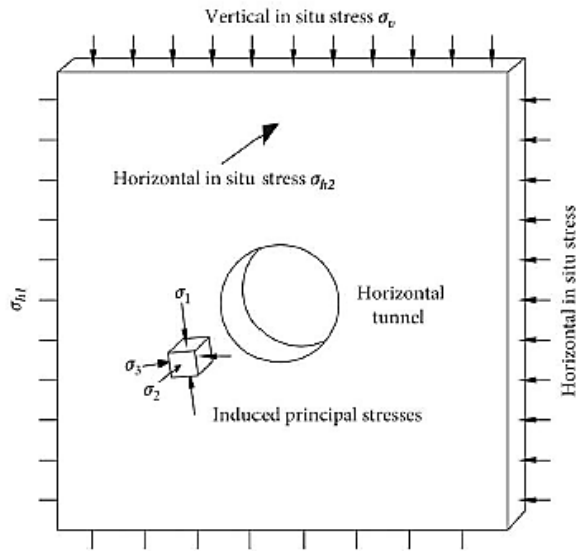
De manera más específica, los esfuerzos inducidos se originan por la redistribución de tensiones que ocurre cuando se rompe el equilibrio natural del macizo, especialmente cerca de las excavaciones. Además, conforme las labores avanzan en profundidad, los esfuerzos naturales aumentan debido al incremento de la carga litostática, es decir, del peso de las rocas suprayacentes.

Por su parte, al generarse un vacío subterráneo, las tensiones iniciales se reorganizan alrededor de la excavación. Aunque las nuevas tensiones principales conservan su carácter ortogonal, modifican su orientación respecto al estado original: una se dispone radialmente al eje del túnel y puede reducirse hasta anularse localmente, mientras que la tensión circunferencial se ajusta para restablecer el equilibrio.

Finalmente, el campo de esfuerzos inducidos es dinámico y espacialmente variable. Su magnitud y orientación evolucionan con el tiempo en función del método de sostenimiento, la geometría de las excavaciones, el estado de esfuerzos *in situ*, las propiedades del macizo rocoso, la secuencia de minado y las condiciones geológicas locales (Xie y Yang, 2010).

Figura 16

Esfuerzos inducidos en la roca que rodea un túnel



Fuente: (Zhu *et al.*, 2021)

La razón principal de la deformación y la inestabilidad en las minas subterráneas y a cielo abierto es el estrés producido por la minería. El macizo rocoso está en su estado de equilibrio inicial cuando no hay alteraciones de las excavaciones mineras. Las actividades mineras producen una modificación del estado de equilibrio original del macizo rocoso, lo cual provoca que el macizo rocoso se deforme y se desplace hacia la excavación. Esto conlleva a una nueva distribución de las tensiones en las cercanías de las bocas mineras (Wagner, 2019).

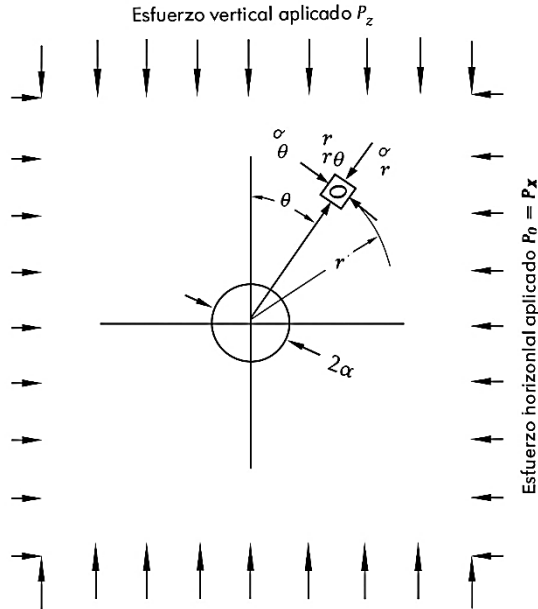
Método analítico para determinar esfuerzos inducidos

Jaeger y Cook (1976) realizaron un estudio exhaustivo basado en las ecuaciones desarrolladas originalmente por Kirsch (1898), quien, apoyándose en la teoría matemática de la elasticidad, formuló una de las primeras soluciones analíticas para estimar la distribución de esfuerzos en las proximidades de un orificio circular dentro de un medio elástico. A partir de este enfoque, derivaron cinco ecuaciones fundamentales que permiten calcular los esfuerzos inducidos en el material circundante a una cavidad circular de radio "a", sometida a un estado de compresión. Estas ecuaciones están formuladas en un sistema de coordenadas polares, con radio r y ángulo θ , y se presentan a

continuación, tomadas de la obra "Excavaciones subterráneas en roca" de Hoek y Brown (1980).

Figura 17

Distribución de esfuerzos y la medición de esfuerzos radiales



Fuente: (Zhu *et al.*, 2021)

Componentes de los esfuerzos en el punto (r, θ):

Radial:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}P_z[(1+k)(1 - \frac{a^2}{r^2}) + (1-k)(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4})\cos 2\theta]$$

Tangencial:

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}P_z[(1+k)(1 + \frac{a^2}{r^2}) - (1-k)(1 + \frac{3a^4}{r^4})\cos 2\theta]$$

Cortante:

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2}P_z[-(1-k)(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4})\sin 2\theta]$$

Esfuerzos principales en el plano de papel en el punto (r, θ):

Máximo:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) + \frac{1}{4}[(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{r\theta}^2]^{1/2}$$

Mínimo:

$$\sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) - \frac{1}{4}[(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{r\theta}^2]^{1/2}$$

Inclinaciones en un punto:

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{r\theta}}{(\sigma_\theta - \sigma_r)}$$

Donde:

- r = distancia radial desde el centro del orificio
- θ = ángulo en coordenadas polares
- a = radio del orificio circular
- P_z = esfuerzo vertical aplicado
- P_h = esfuerzo horizontal aplicado
- σ_r = esfuerzo radial
- σ_θ = esfuerzo tangencial
- $\tau_{r\theta}$ = esfuerzo cortante
- σ_1, σ_3 = esfuerzos principales (máximo y mínimo, respectivamente)

Condiciones en el borde del orificio:

Cuando el punto analizado se encuentra directamente sobre el contorno del orificio, es decir, cuando $r = a$, los esfuerzos radial σ_r y cortante $\tau_{r\theta}$ se anulan. En este caso, el esfuerzo tangencial se simplifica como:

$$\sigma_\theta = P_z[(1 + k) - 2(1 + k)\cos(2\theta)]$$

En regiones específicas del contorno, esta expresión se reduce a:

- **En el techo y el piso del túnel** ($\theta = 90^\circ$ y $\theta = 270^\circ$):

$$\sigma_\theta = P_z(3k - 1)$$

- En los hastiales o laterales ($\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$):

$$\sigma_\theta = P_z(3 - k)$$

Método de las constantes empíricas de Hoek (1968)

Hoek (1968) sugirió un método alternativo basado en constantes empíricas que posibilita ampliar este análisis a excavaciones con formas distintas de la circular, como las secciones cuadradas, elípticas o con techos planos, ya que las ecuaciones de Kirsch solamente son válidas para cavidades circulares bajo un estado biaxial de esfuerzos. Estas formas, que son frecuentes en excavaciones subterráneas, producen distribuciones de esfuerzo en el contorno de la abertura que difieren notablemente.

Según Hoek y Brown (1980), este método brinda resultados lo suficientemente exactos para investigaciones iniciales de diseño, en los que se asignan valores particulares a dos constantes A y B que dependen solo de la forma de la sección transversal de la excavación.

El método de Hoek, según Brady y Brown (2006), es una técnica veloz y efectiva para calcular la redistribución de tensiones en torno a túneles o galerías, especialmente cuando no se tienen modelos numéricos complejos disponibles. El uso de esta aplicación posibilita detectar áreas críticas donde se concentran esfuerzos, lo que simplifica la toma de decisiones sobre sostenimiento o refuerzo.

Relaciones empíricas deducidas del método de Hoek:

$$\rho_r = (A \cdot K - 1) \cdot \rho_z$$

$$\rho_s = (B - K) \cdot \rho_z$$

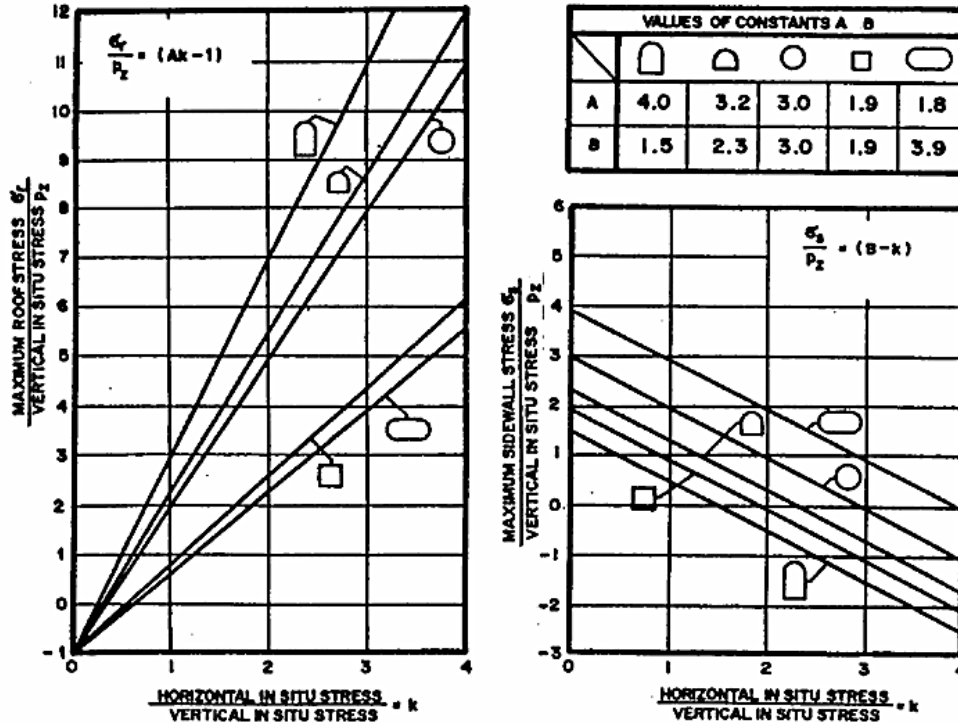
Donde:

- ρ_r = esfuerzo máximo en el techo de la excavación
- ρ_s = esfuerzo máximo en los hastiales (laterales)
- ρ_z = esfuerzo vertical aplicado
- A, B = constantes empíricas dependientes de la geometría
- K = relación de esfuerzos horizontales y verticales in situ

Por su sencillez y aplicabilidad, el método de las constantes empíricas de Hoek (1968) continúa siendo utilizado en la actualidad como referencia en el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas, especialmente en labores de exploración o desarrollo donde se requiere una evaluación rápida del campo de tensiones.

Figura 18

Constantes empíricas A y B para diferentes formas de excavación propuestas por Hoek (1968)



Fuente: Hoek (1968)

Esta tabla presenta los valores de las constantes A y B utilizadas en las ecuaciones empíricas propuestas por Hoek (1968) para estimar los esfuerzos máximos inducidos en el techo (ρ_r) y en los hastiales (ρ_s) de excavaciones subterráneas que dependen de la forma geométrica de la sección transversal.

Métodos numéricos para determinar esfuerzos inducidos

Durante más de tres décadas se han desarrollado los métodos numéricos, y debido a su idoneidad en el estudio y diseño de cuestiones geotécnicas y geomecánicas muy complejas, así como a sus rápidos avances en la tecnología informática, son ampliamente conocidos. Esto es lo que explica por qué se utilizan en la industria minera (Pande et al., 1990).

Los métodos numéricos son la mejor alternativa para solucionar los problemas de diseño en tales situaciones. Asimismo, los métodos numéricos se deben usar como una estrategia adicional en conjunto con las empíricas y analíticas.

Según Jing y Hudson (2002), los procedimientos numéricos para la mecánica de las rocas pueden dividirse en tres categorías: métodos discontinuos, continuos e híbridos.

El método de elementos finitos es un método numérico ampliamente reconocido que puede usarse para resolver problemas de diseño geomecánico y mecánico en roca. Es capaz de lidiar con anisotropía, no linealidad, heterogeneidad material y tensiones in situ, así como con condiciones de contorno complejas y la gravedad (Jing y Hudson, 2002).

2.3.3 Condiciones de estabilidad del macizo rocoso

2.3.3.1 Método empírico

Las técnicas de diseño empíricas son frecuentemente empleadas en la industria minera, ya que su aplicación es práctica para diseñar las estructuras mineras (Pakalnis, 2014). El diseño geomecánico puede beneficiarse de las técnicas empíricas como referencia, pero deben aplicarse como orientación y siempre en función de las condiciones locales de cada mina o excavación subterránea. No obstante, Pakalnis aconseja que los métodos analíticos y/o numéricos deben utilizarse como método de verificación para confirmar siempre los diseños finales.

La habilidad de predecir de los métodos empíricos ha llevado a que estos sean más aceptados en años recientes. Las técnicas tradicionales de evaluación enfrentan problemas para determinar la naturaleza fracturada de la roca como material, asignarle propiedades y definir parámetros iniciales para una futura evaluación numérica.

Método de diseño de abertura (span)

En la figura se muestra la curva de abertura crítica (Critical Span Curve, Lang, 1994) actualizada por Wang (2000) empleando valores de roca de baja calidad. El diámetro del círculo más grande que se puede trazar dentro de los límites de la excavación expuesta (o techo) se denomina abertura crítica (critical span). La calidad de la roca inmediata del techo se contrasta con esta abertura expuesta para determinar si está en condiciones estables.

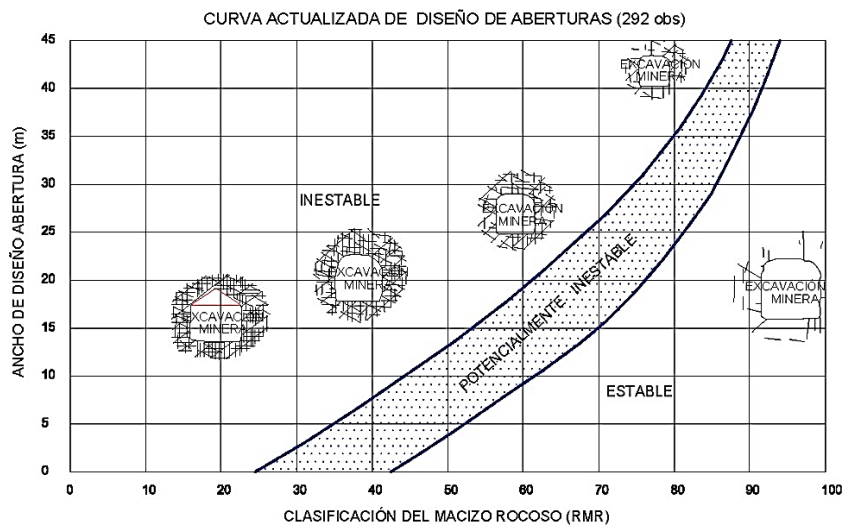
La abertura de diseño es la que no tiene soporte y/o la que cuenta con soporte local (es decir, pernos sistemáticos de 1.8m de longitud con una malla de 1.2m por 1.2m).

Si hay discontinuidades con buzamiento inferior a 30 grados, el valor del RMR es el propuesto por Bieniawski (1976), menos diez puntos. La condición de estabilidad se divide en las tres categorías siguientes:

- Excavaciones Estables
 - No se presentan caída de roca del techo.
 - No se observan deformaciones en el techo de la excavación.
 - No se han instalado cantidades importantes de sostenimiento.
- Excavaciones Potencialmente Inestables
 - Requieren de sostenimiento adicional para prevenir las fallas potenciales del macizo rocoso.
 - Deformaciones hacia el interior del techo.
 - Se requiere de trabajos de sostenimiento frecuentes
- Excavaciones Inestables
 - El área ha colapsado
 - La zona de falla por encima del techo de la excavación es aproximadamente 0.5 veces el ancho de la excavación.
 - El sostenimiento no fue efectivo para controlar la inestabilidad.

Figura 19

Curva de abertura de excavaciones



Fuente: Pakalnis, 2002

Factor de Seguridad

Según OSINERGMIN (2017), el factor de seguridad (FS) se define como la relación entre la capacidad de resistencia de un sistema y las cargas o sollicitaciones a las que está expuesto. En otras palabras, indica la relación entre las fuerzas que aseguran la estabilidad y las que funcionan como demanda geomecánica o estructural. Un valor de FS por encima de uno muestra un estado aceptable de estabilidad, mientras que valores cercanos o por debajo de la unidad indican una situación crítica de equilibrio.

$$FS = \frac{C}{D}$$

Donde:

C: Capacidad de resistencia del sistema.

D: Fuerza actuantes sobre el sistema.

La interpretación del FS se establece en tres condiciones principales:

- Si $C > D$, entonces $FS > 1$: el sistema se encuentra en estado estable.
- Si $C = D$, entonces $FS = 1$: el sistema está en equilibrio límite.
- Si $C < D$, entonces $FS < 1$: el sistema se considera inestable.

En el diseño estructural y geotécnico, la duración de estabilidad necesaria es lo que determina el FS mínimo aceptable. Los valores de referencia presentados en la tabla a continuación se fijan con base en las normas técnicas y la experiencia.

Tabla 13

FS recomendado según el plazo estabilidad

Plazo	Rango de FS
Estabilidad a largo plazo (LP)	> 1.5
Estabilidad a mediano plazo (MP)	1.3 – 1.5
Estabilidad a corto plazo (CP)	1.1 – 1.3

Nota: se considera: CP < 3 meses < MP < 1 año y LP > año

Fuente: (OSINERGMIN, 2017)

2.3.4 Sistema de sostenimiento

2.3.4.1 Sostenimiento de apoyo activo

El soporte de rocas es el término comúnmente utilizado para referirse a los procedimientos y materiales que se utilizan con el objetivo de conservar y mejorar la estabilidad y capacidad de resistencia ante las cargas que las rocas, ubicadas cerca del borde de una excavación subterránea, pueden generar. De acuerdo con Compumet

E.I.R.L. (2006), existen dos categorías de estos sistemas de soporte: aquellos que proporcionan apoyo activo y aquellos que proveen apoyo pasivo.

a. Sostenimiento con Pernos de anclaje

Los pernos proporcionan esfuerzos a la roca desde que se instalan, logrando así que sea partícipe del sostenimiento. (Osinergmin, 2017):

- Característica de anclaje: Pernos de expansión, de adherencia o de fricción.
- Capacidad de deformarse: Pernos rígidos o pernos dinámicos.

Los bulones, conocidos también como pernos, se insertan en un taladro hecho en la pared de la roca y quedan pegados a ella mediante una sustancia adherente o por un método mecánico (Geoconsult S.A., 1996).

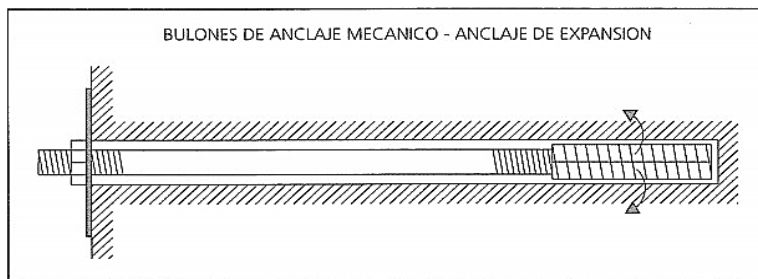
Los principales pernos utilizados en minería son los siguientes:

- Pernos de anclaje mecánico
- Pernos de varillaje cementado o con resina
- Split sets
- Swellex
- Pernos de cable
 - Pernos de anclaje mecánico

Consiste en una varilla de acero que usualmente tiene 16 mm de diámetro, su extremo está compuesto de un anclaje mecánico de expansión que está en el fondo del taladro, por otro lado, el otro extremo puede ser de cabeza forjada o con rosca, en donde se coloca una placa base (plana o cóncava) y una tuerca, con el objetivo de presionar la roca (Revista Seguridad Minera 2012).

Figura 20

Perno o bulón de anclaje mecánico



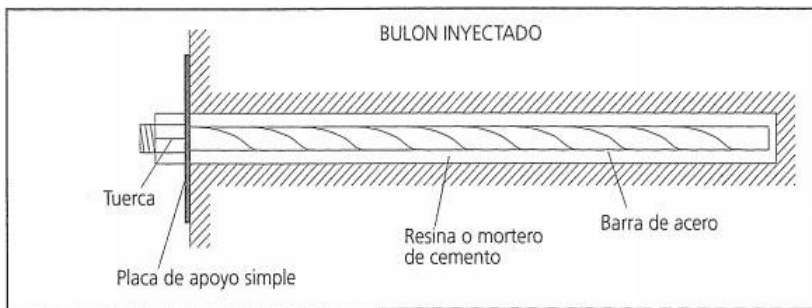
Fuente: Geoconsult S.A. 1995

- Pernos de varillaje cementado o con resina.

Consiste en una barra de acero con un extremo biselado, fijada dentro del taladro mediante cemento, resina o una combinación de ambos. El anclaje a la roca se logra a lo largo de toda su longitud principalmente por fricción y adherencia química, siendo estos mecanismos clave para su desempeño. El cemento no solo mejora la adherencia, sino que también protege la barra contra la corrosión, prolongando su vida útil. En el país, los pernos más utilizados son las barras helicoidales de 22 mm y las varillas corrugadas de 20 mm (Revista Seguridad Minera, 2012).

Figura 21

Perno de varillaje cementado o con resina



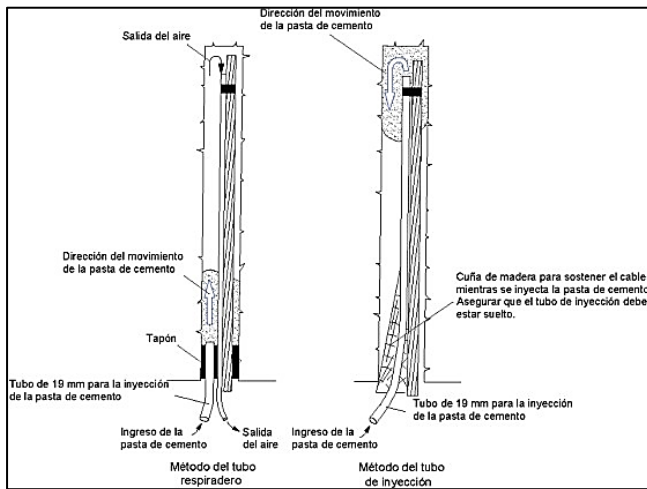
Fuente: Geoconsult S.A., 1995

- Pernos de cable

Los pernos de cable hacen uso del mismo principio de anclaje que los pernos cementados, pero en lugar de una varilla emplean un cable. En estos tipos de pernos, el cemento tiene que ser inyectado en vez de emplearse en cartuchos. Se emplean comúnmente cuando se necesitan fijar pernos largos, ya que su flexibilidad facilita la instalación.

Figura 22

Métodos de inyección de cables de anclaje (Hoek, Kaiser &



Fuente: Osinergmin 2017

Existen diversos tipos de configuración de los cables, los más importantes se muestran en la figura.

Figura 23

Principales configuraciones de cables de anclaje (Hoek, Kaiser & Bawden, 1995)

Alta capacidad al corte (Mathews et al, 1986)		
Trenzado tipo jaula (Hutchins et al, 1990)		 Antinodo Nodo
Trenzado embulbado (Garford, 1990)		 Antinodo Nodo
Trenzado tipo remalle (Windsor, 1986)		 Antinodo Nodo

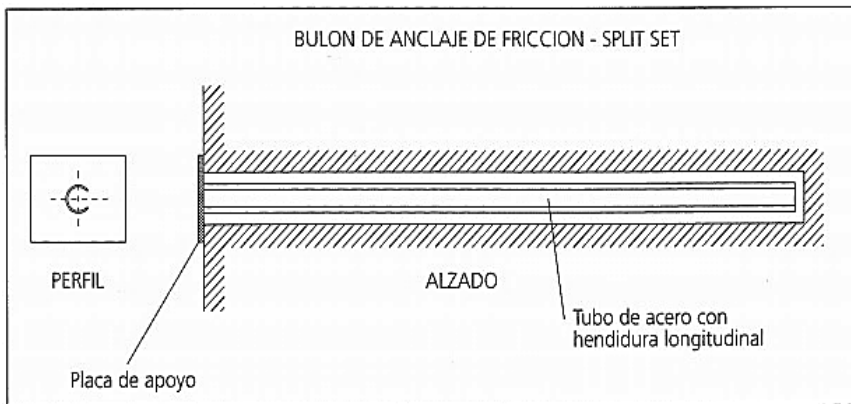
Fuente: Osinergmin 2017

- Pernos Split Set

Según la Revista Seguridad Minera (2012), el “Split-Set”, desarrollado por Ingersoll Rand, es un tubo ranurado longitudinalmente, con un extremo puntiagudo y otro con un anillo para fijar la platina. Al instalarse en un taladro de menor diámetro, genera presión radial que cierra la ranura. Su capacidad de anclaje se basa en la fricción con la roca, evitando desplazamientos y permitiendo la transferencia indirecta de carga.

Figura 24

Perno Split-set



Fuente: Geoconsult S.A. 1995

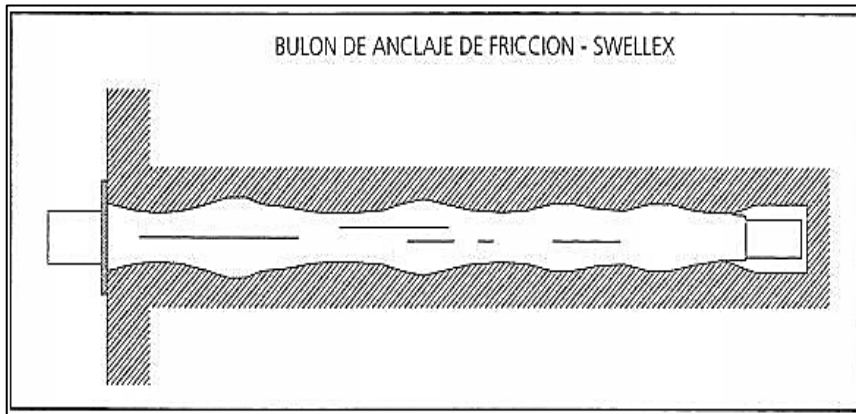
- Pernos Swellex

Según la Revista Seguridad Minera (2012), el perno Swellex, producido por Atlas Copco, es un sistema de anclaje que, similar al Split Set, se basa principalmente en la fricción; no obstante, incorpora adicionalmente un mecanismo de ajuste mecánico, lo que le permite funcionar como un anclaje de tipo distribuido. Este perno presenta un diámetro original de 41 mm, pero se suministra plegado de fábrica entre 25 y 28 mm, facilitando su colocación en taladros con diámetros comprendidos entre 32 y 39 mm. Una vez instalado, el perno se activa mediante la inyección de agua a alta presión (alrededor de 30 MPa) en su interior, lo que genera su expansión hasta lograr el contacto con las paredes del taladro y adaptarse a sus irregularidades. Como consecuencia de este proceso, se desarrollan dos tipos de fuerzas: una presión radial perpendicular al eje del perno y una

fuerza de fricción estática a lo largo de toda su longitud, cuya magnitud está condicionada por las características del macizo rocoso y las dimensiones del taladro.

Figura 25

Perno Swellex



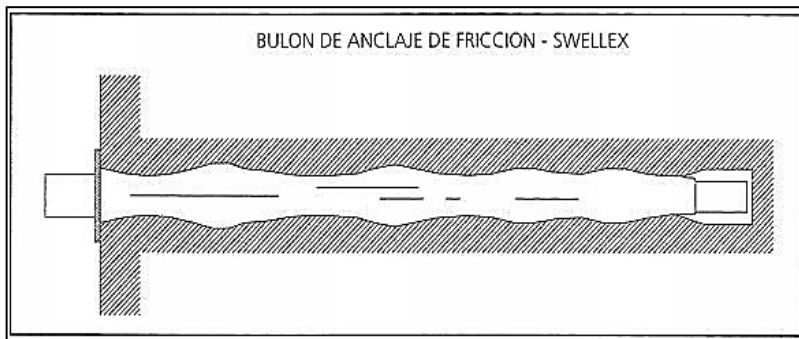
Fuente: Geoconsult S.A. 1995

- Pernos Swellex

De acuerdo con la Revista Seguridad Minera (2012), el perno Swellex, desarrollado por Atlas Copco (Geoconsult S. A., 1996), es un sistema de sostenimiento que, aunque comparte con el Split Set el principio de anclaje por fricción, incorpora además un mecanismo de ajuste mecánico, lo que le permite comportarse como un anclaje distribuido. Este elemento posee un diámetro original de 41 mm, pero se entrega plegado de fábrica entre 25 y 28 mm, lo que facilita su instalación en taladros con diámetros que oscilan entre 32 y 39 mm. La activación del perno se realiza mediante la inyección de agua a alta presión, cercana a 30 MPa, en el interior de la varilla, provocando su expansión hasta lograr un contacto directo con las paredes del taladro y adaptarse a sus irregularidades. Como resultado, el anclaje se produce por la combinación de fuerzas generadas: una presión radial perpendicular al eje del perno y una fuerza de fricción estática distribuida a lo largo de toda su longitud, cuya magnitud depende de las características estructurales del macizo rocoso y de las dimensiones del taladro.

Figura 26

Perno Swellex



Fuente: Geoconsult S.A., 1996

2.3.4.2 Sostenimiento de apoyo pasivo

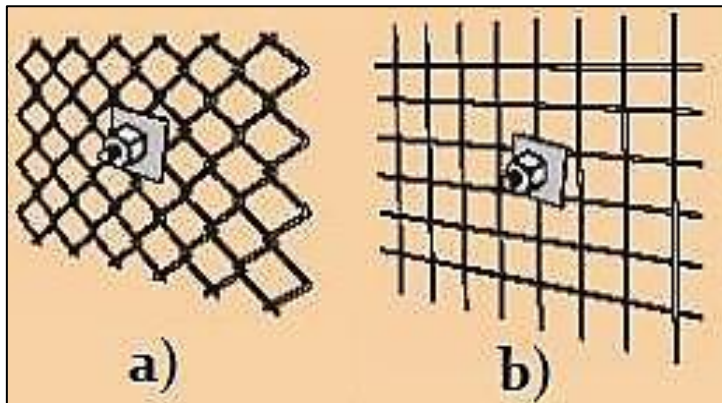
De acuerdo con Compumet E.I.R.L. (2006), el sostenimiento pasivo corresponde a sistemas instalados externamente al macizo rocoso, cuya efectividad depende de los desplazamientos que ocurren en la roca próxima al contorno de la excavación. En este contexto, la estabilidad se logra al oponerse a movimientos ya desarrollados, cumpliendo principalmente funciones de confinamiento y contención.

- Mallas

Según Osinergmin (2017), la malla es un sistema de sostenimiento pasivo cuya función principal es evitar la caída de fragmentos de roca entre los pernos, retener el material desprendido y complementar el refuerzo con shotcrete. Este elemento se instala conjuntamente con pernos de anclaje, utilizando la placa como medio de fijación al macizo rocoso. Se distinguen tres tipos principales: malla electrosoldada, malla de alambre trenzado y malla no metálica. La malla de alambre tejido destaca por su flexibilidad y se emplea para controlar desprendimientos en techos y hastiales; no obstante, no es recomendable en combinación con concreto lanzado, ya que dificulta su adecuada adherencia. En contraste, la malla electrosoldada, al ser más rígida, resulta más adecuada para su uso junto con shotcrete.

Figura 27

Tipos de malla



Fuente: Centro Geotécnico Internacional, 2018

- Concreto lanzado

Según Sika (2010), el hormigón proyectado o concreto lanzado es una mezcla de cemento que se aplica mecánicamente, siendo expulsada a alta velocidad sobre una superficie mediante una boquilla y una manguera. Existen dos métodos principales de aplicación. En la vía seca, los componentes se mezclan previamente sin agua, la cual se incorpora recién en la boquilla antes de la proyección; la mezcla es transportada neumáticamente a través de mangueras diseñadas para flujo diluido. En la vía húmeda, en cambio, todos los componentes, incluido el agua, se mezclan antes de ingresar a la manguera, desde donde son conducidos hasta la boquilla mediante flujo denso o diluido para su aplicación.

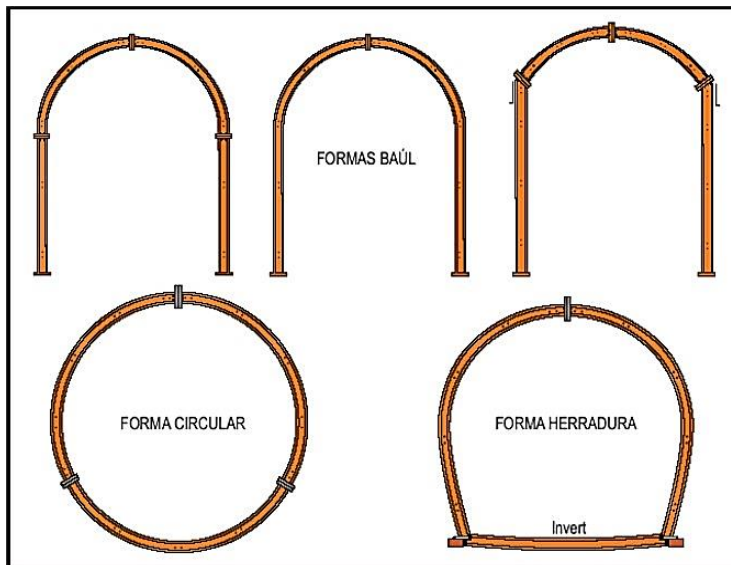
- Cimbras metálicas

Las cerchas o cimbras metálicas son estructuras de acero diseñadas para ajustarse a la sección típica de un túnel, cuya función principal es sostener bloques o fragmentos de roca suelta tanto en el techo como en los hastiales. Su uso se orienta generalmente a macizos rocosos muy fracturados o débiles, así como a zonas con presencia de estallidos de roca. No obstante, cuando la calidad del macizo es deficiente, es necesario complementar su instalación con técnicas adicionales de sostenimiento, como el prerenfuerzo, a fin de garantizar condiciones seguras antes de su colocación. Existen dos tipos de cimbras, siendo una de ellas las rígidas, las cuales emplean perfiles estructurales tipo W, H o I, incorporando platinas y pernos con tuerca para conformar una estructura resistente que cubre toda la sección de la excavación. Para su instalación, es indispensable acondicionar previamente el terreno, de modo que la base quede

correctamente apoyada, permitiendo luego el ensamblaje del resto de los elementos a lo largo del perímetro de la labor minera.

Figura 28

Cimbras rígidas

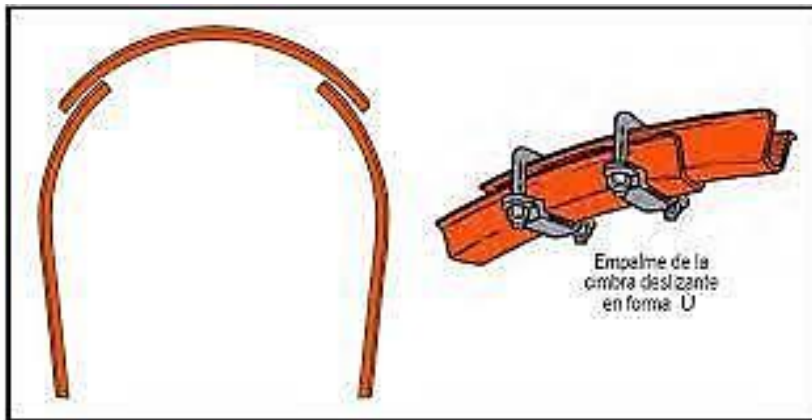


Fuente: Centro Geotécnico Internacional, 2018

Los deslizadores son un tipo de cimbra metálica conformada por perfiles de sección V y Ω , diseñados para proporcionar un sostenimiento flexible en excavaciones subterráneas. Generalmente, están constituidos por tres segmentos que se superponen y se deslizan entre sí, los cuales se encuentran unidos y asegurados mediante pernos y tornillos, permitiendo tanto su estabilidad inicial como ajustes durante su funcionamiento. A diferencia de las cimbras rígidas, estos sistemas se caracterizan por su capacidad de deformarse de manera controlada frente a incrementos de carga o ante fallas del macizo rocoso, lo que les permite absorber energía y adaptarse a las condiciones del terreno. Esta capacidad de deformación reduce el riesgo de colapso repentino y los hace especialmente adecuados para condiciones de alta presión o en macizos rocosos de baja calidad, donde es necesario permitir cierta convergencia sin comprometer la estabilidad de la excavación.

Figura 29

Cimbra deslizante



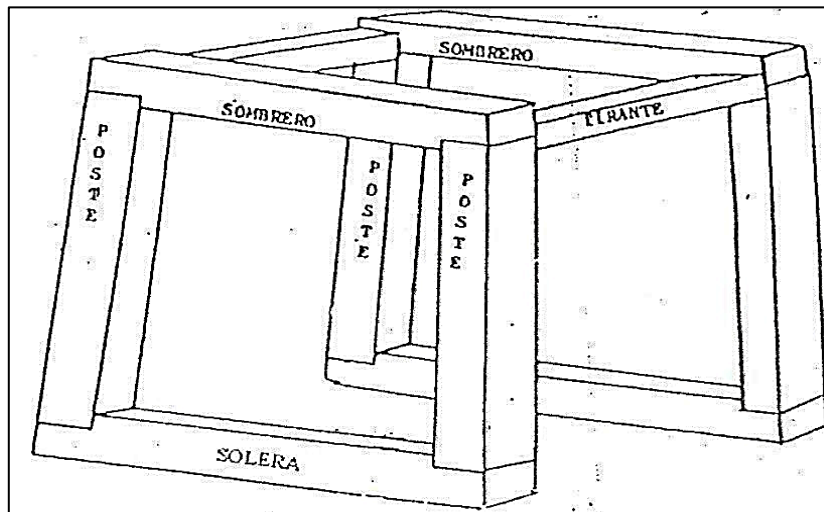
Fuente: Moncada, Moncada, & Said, 2013

- Cuadros de madera

Son estructuras de madera conformadas por elementos que se ensamblan entre sí mediante espigas (destajes) o mediante piezas externas de unión, como topes, formando un sistema estable y continuo con adecuada resistencia, especialmente frente a esfuerzos de compresión. Este tipo de sostenimiento se selecciona en función de las características geomecánicas del terreno, siendo común su aplicación en labores de desarrollo como cortadas y galerías, así como en tajos y niveles inferiores donde el macizo rocoso presenta condiciones de alta inestabilidad. Estas condiciones suelen estar asociadas a la presencia de fracturamientos, fallas y zonas alteradas, particularmente hacia la caja techo, lo que incrementa el riesgo de desprendimientos. En este contexto, los cuadros de madera cumplen un papel fundamental como sostenimiento inmediato, proporcionando soporte temporal y contribuyendo a mantener la estabilidad de la excavación mientras se implementan soluciones más permanentes.

Figura 30

Cuadro de madera



Fuente: Apuntes de sostenimiento - Manuel Figueroa

Elementos de un Cuadro:

Sombrero: Elemento de madera dispuesto en forma horizontal que cumple la función de viga, encargado de sostener el techo de la excavación.

Poste: Elemento vertical que actúa como columna, transmitiendo al piso las cargas provenientes del terreno o macizo rocoso.

Tirantes: Elementos colocados entre cuadros consecutivos que permiten su unión y estabilidad; generalmente tienen una sección igual o menor que los demás componentes del cuadro.

2.3.5 Definiciones conceptuales

Mecánica de rocas

Según el ITGME (1992), la Mecánica de Rocas es una disciplina perteneciente a la Geotecnia que abarca tanto estudios teóricos como aplicados orientados a analizar el comportamiento de las rocas frente a cambios en sus condiciones hidráulicas y en los estados de esfuerzo, considerando su respuesta desde un enfoque mecánico e hidromecánico.

Macizo rocoso

De acuerdo a Ramírez y otros (1991), la roca in situ o masiva se caracteriza por la presencia de diversas discontinuidades, como fracturas, litoclasas y planos de estratificación, las cuales suelen organizarse en familias de superficies casi planas que se intersectan entre sí, dando origen a bloques derivados del material original.

Roca intacta

En concordancia a SNMPE (2004), corresponde al bloque de roca comprendido entre las discontinuidades, el cual puede ser representado mediante una muestra de mano o un fragmento de testigo utilizado en ensayos de laboratorio.

Discontinuidad

Como menciona Gonzales de Vallejo y Ferrer (2007), una discontinuidad corresponde a cualquier plano de origen sedimentario o mecánico presente en un macizo rocoso, caracterizado generalmente por una resistencia a la tracción muy baja o nula. La presencia de estas superficies genera que el comportamiento del macizo rocoso deje de ser continuo.

Orientación

Tal como señala SNMPE (2004), la orientación de una discontinuidad hace referencia a su posición en el espacio, la cual se describe comúnmente mediante su rumbo y buzamiento. Cuando varias discontinuidades presentan direcciones similares o son casi paralelas entre sí, se agrupan como un sistema o familia de discontinuidades.

Espaciado

Según Ramírez y otros (1991), el tamaño de los bloques rocosos depende del espaciamiento entre discontinuidades contiguas. Cuando las familias de discontinuidades presentan una separación reducida, la cohesión del macizo disminuye; por el contrario, si estas se encuentran ampliamente separadas, se generan bloques de mayor tamaño que tienden a intertrabarse entre sí.

Persistencia

De acuerdo a SNMPE (2004), la persistencia corresponde a la extensión o tamaño superficial de una discontinuidad; a menor persistencia, mayor será la estabilidad del macizo rocoso, mientras que una mayor persistencia se asocia con condiciones de menor estabilidad.

Rugosidad

De lo expuesto por Ramírez y otros (1991), la rugosidad de una discontinuidad es un factor fundamental en la resistencia al corte; sin embargo, su influencia disminuye a medida que aumentan la apertura, el espesor del material de relleno o los desplazamientos previos presentes en la discontinuidad.

Apertura

A partir de lo señalado por SNMPE (2004), la apertura corresponde a la distancia entre las paredes de una discontinuidad o al grado en que esta se encuentra abierta; valores reducidos de apertura indican mejores condiciones del macizo rocoso, mientras que aperturas mayores se asocian con condiciones más desfavorables.

Relleno

Como menciona Ramírez et al. (1991), el material de relleno presente en las discontinuidades puede originarse a partir de procesos de meteorización, ya sea por descomposición o desintegración de la roca.

Alteración

Según la SNMPE (2004), la alteración hidrotermal corresponde a la modificación de la roca producida por la circulación de fluidos o gases magmáticos a altas temperaturas, los cuales ascienden a través de fracturas o zonas de falla. Estos fluidos interactúan con los rellenos y las cajas de las fallas, generando cambios en las condiciones del macizo rocoso, tales como procesos de reemplazo y relleno mineral.

Dominio estructural

Es la masa de roca delimitada por discontinuidades geológicas dentro de la cual la estructura es prácticamente homogénea.

Estructura del macizo rocoso

Se refiere al conjunto de pliegues, diaclasas, fallas y otros rasgos geológicos que caracterizan una zona específica, donde hay varios dominios estructurales que se distinguen claramente entre sí. (Ramírez y otros, 1991)

III CAPÍTULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1 Método de la investigación

3.2 Tipo de investigación

Bunge (2014) menciona que existen tipos de investigación: básica, aplicada, tecnológica y clínica. Esta investigación “Diseño de un sistema de sostenimiento para garantizar la estabilidad del macizo rocoso en la galería BP9110-S de la Unidad Minera San Andrés”, es de tipo aplicada. Ya que la investigación de tipo aplicada se centra en resolver problemas prácticos y específicos utilizando conocimientos teóricos preestablecidos y en este caso si se aplican teorías y métodos.

3.3 Nivel de investigación

La investigación es descriptivo y explicativo porque contaremos de indagaciones para después partir de ello y definir a estabilidad de la labor.

3.4 Enfoque de la investigación

El enfoque es principalmente cuantitativo. El análisis y la medición numérica son inherentes a la ingeniería de minas, por lo que los datos y resultados se fundamentan en ellos. Se utilizan herramientas estandarizadas para medir variables y validar las conclusiones a través de pruebas objetiva, (Hernández (2014).

3.5 Diseño de la investigación

Según a la clasificación presentado por Hernández y otros (2003), las investigaciones pueden ser experimentales y no experimentales. En ese contexto esta investigación es no experimental.

3.6 Población y muestra

3.6.1 Población

La población es el conjunto total de casos que va a ser estudiada y se pretende generalizar resultados porque concuerdan con una serie de especificaciones (Sampiere *et al.*, 2010). En ese sentido la población de esta investigación son todas las labores de la Unidad Minera San Andrés.

3.6.2 Muestra

La muestra es la esencia de la población básicamente puede ser un subconjunto de elementos que pertenecen a la población (Sampiere *et al.*, 2010). Para esta investigación la labor en estudio es el BP 9110 – S.

3.7 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.7.1 Técnicas

a) Observación directa y mapeo geomecánico

- Levantamiento de campo en la galería BP9110-S.
- Registro de parámetros geomecánicos (RQD, Jn, Jr, Ja, Jw, SRF, etc.).

b) Revisión documental y planos de mina

Informes técnicos previos, planos de labor, reportes de sostenimiento.

c) Ensayos de laboratorio (si están en tu alcance)

- Compresión simple (UCS).
- Ensayos triaxiales.
- Ensayo de abrasión o dureza.

d) Modelación numérica

- Simulación de esfuerzos y deformaciones con Phase2 para validar la estabilidad del macizo y la eficacia del sostenimiento.

3.7.2 Instrumentos

a) Fichas de registro geomecánico

- Para levantar datos de campo (RQD, espaciamiento de discontinuidades, condiciones de juntas, presencia de agua, orientación de estructuras).
- Basadas en métodos como Bieniawski (1989) y Barton (2002).

b) Mapas y croquis geológicos/geomecánicos

- Representan la disposición de estructuras, litologías y condiciones del macizo.

c) Equipos de medición in situ

- Brújula geológica (orientación de fracturas y buzamientos).
- Esclerómetro o martillo Schmidt (resistencia de la roca).
- Geófono o martillo de impacto (si consideras ensayos de ondas sísmicas).

d) Software especializado

- Phase2 (Rocscience): modelación numérica para validar el diseño.
- RocData (para propiedades de la roca si lo requieres).
- DIPS: análisis de orientaciones y estabilidad de taludes/galerías.

3.7.1 Técnicas de análisis y procesamiento de datos

Para la aplicación de un sostenimiento adecuado se determinará mediante métodos empíricos, analíticos y métodos numéricos para ello se realizará los siguientes procedimientos.

Se realizará ensayos de laboratorio, una caracterización geomecánica, clasificación geomecánica, procesamiento de datos con los softwares Dips para determinar la orientación de las discontinuidades, Undwedge para determinar el análisis de cuñas y finalmente Phase2 para determinar el factor de seguridad y así determinar el tipo de sostenimiento adecuado.

3.8 Desarrollo de la investigación

3.8.1 Caracterización geomecánica

En esta investigación, la caracterización se realizó mediante el mapeo geomecánico línea de detalle en labores subterráneas y el logueo geotécnico de testigos de perforación diamantina, de acuerdo con los lineamientos de la ISRM. Asimismo, se complementó con ensayos de laboratorio para determinar parámetros mecánicos fundamentales como la resistencia a la compresión uniaxial, el módulo de elasticidad y el índice *mi*.

La información obtenida fue procesada usando sistemas de clasificación geomecánica como el RMR de Bieniawski, el Q de Barton y el GSI, lo que permitió evaluar la calidad del macizo rocoso, identificar mecanismos potenciales de inestabilidad y sustentar técnicamente el diseño del sostenimiento.

3.8.1.1 Mapeo Geomecánico

Se realizaron los mapas de las actividades subterráneas utilizando el método de línea de detalle, empleando formatos estandarizados por la compañía y respetando las directrices de la ISRM. Con este método fue posible determinar las discontinuidades, las unidades litológicas y la calidad del macizo rocoso en los niveles de profundización. Se crearon planos geomecánicos zonificados con los datos recolectados, que indican la clase de roca, las estructuras más comunes y las condiciones de estabilidad en cada estrato.

3.8.1.2 condiciones geomecánicas actuales

Para evaluar las discontinuidades, es fundamental disponer de información estructural que se haya recopilado a partir de los datos de rumbo y buzamiento (orientación) de los diferentes planos en el macizo rocoso. Esto posibilita la definición y proyección del arreglo estructural del terreno.

Para este fin, se utilizó la información obtenida durante el mapeo geomecánico en campo, que abarcaba principalmente diaclasas, vetillas, planos de estratificación y

fallas detectadas en las tareas analizadas. Con el objetivo de determinar las familias de discontinuidades predominantes y su distribución en el espacio, se procesaron los datos usando métodos de proyección estereográfica.

Los resultados obtenidos se muestran en las siguientes figuras, que comprenden la distribución de discontinuidades según puntos de mapeo geomecánico y el estereograma compuesto general del área bajo estudio, donde pueden identificarse los planos medios primordiales junto con el correspondiente diagrama de contornos de densidad.

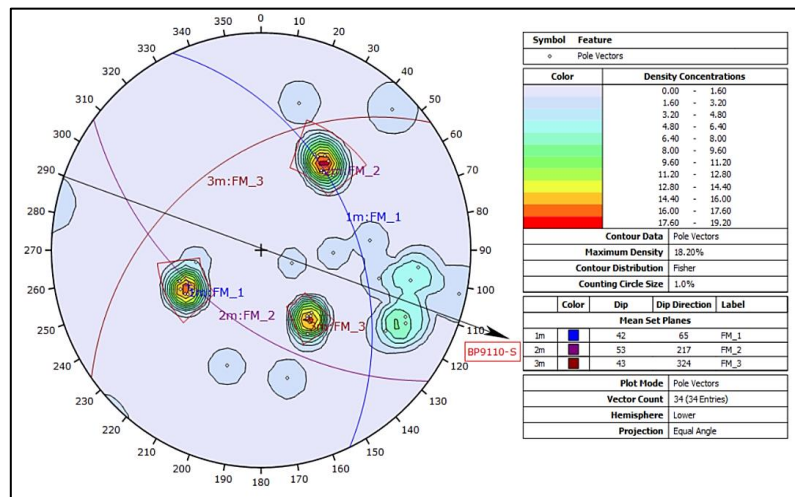
Tabla 14
Resumen de discontinuidades del BP9110-S

Zona	Estación 1		Estación 2		Estación 3	
Orientación	Dip	Dip Direction	Dip	Dip Direction	Dip	Dip Direction
Familia 1	42	65	50	221	53	211
Familia 2	53	217	42	67	72	289
Familia 3	43	324	73	299	46	328

Fuente: elaboración propia

Figura 31

Diagrama estereográfico de contornos de la estación N°1

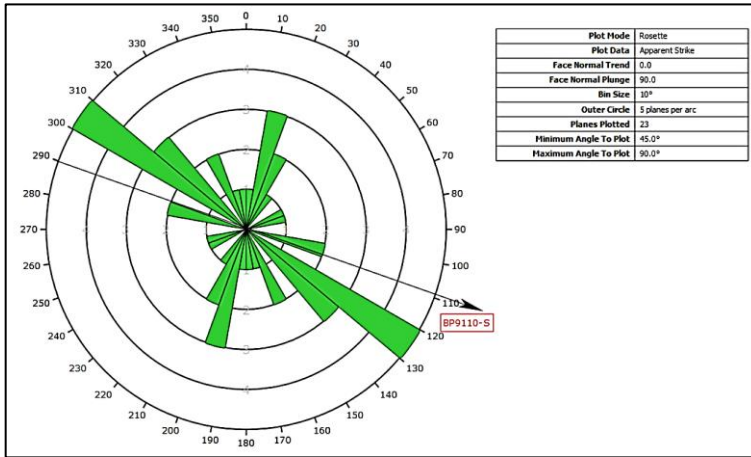


Fuente: elaboración propia

La proyección estereográfica evidencia un macizo con tres familias de discontinuidades bien definidas (SW, NE y SE), con una fracturación media a intensa y una estructura anisotrópica. Estas características implican que la estabilidad de la labor BP9110-S depende principalmente de la interacción de las familias FM_1 y FM_3

Figura 32

Diagrama de rosetas de la estación N° 1

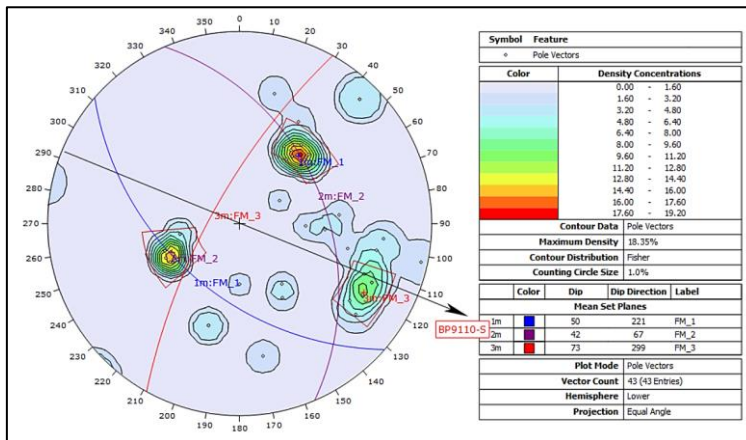


Fuente: elaboración propia

El diagrama de roseta confirma la existencia de tres direcciones principales de fracturamiento coincidentes con el análisis DIPS anterior, evidenciando un macizo anisotrópico y estructuralmente controlado, con potencial de inestabilidad en los hastiales de la labor BP9110-S.

Figura 33

Diagrama estereográfico de contornos de la estación N°2

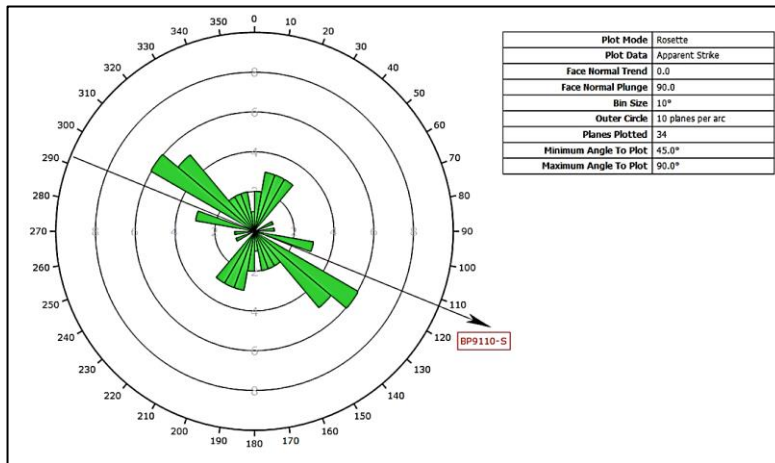


Fuente: elaboración propia

La proyección estereográfica confirma tres sistemas estructurales principales (NE, SW y SE), con intersección crítica respecto a la orientación de la labor, lo cual requiere control geomecánico específico para mantener la estabilidad del avance BP9110-S.

Figura 34

Diagrama rosetas de la estación N° 2

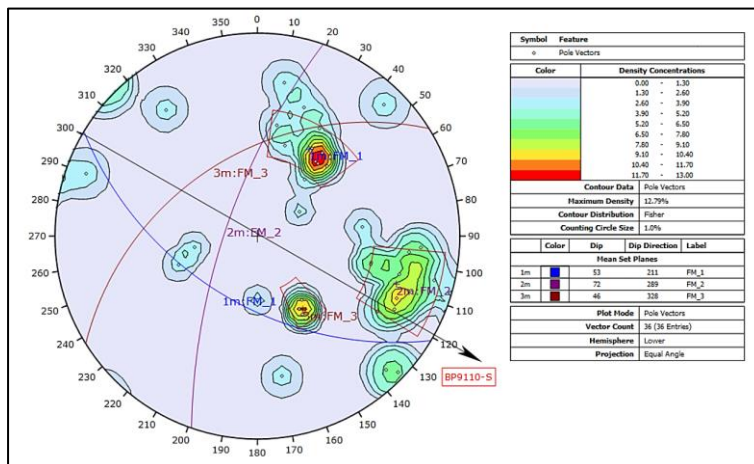


Fuente: elaboración propia

El diagrama de roseta muestra que el macizo rocoso en la labor BP9110-S presenta fracturas orientadas al NE, SE y SW, que intersectan la dirección de la labor, generando condiciones potenciales de falla por cuña o deslizamiento, lo cual requiere control y sostenimiento geomecánico adecuado.

Figura 35

Diagrama estereográfico de contornos de la estación N°03

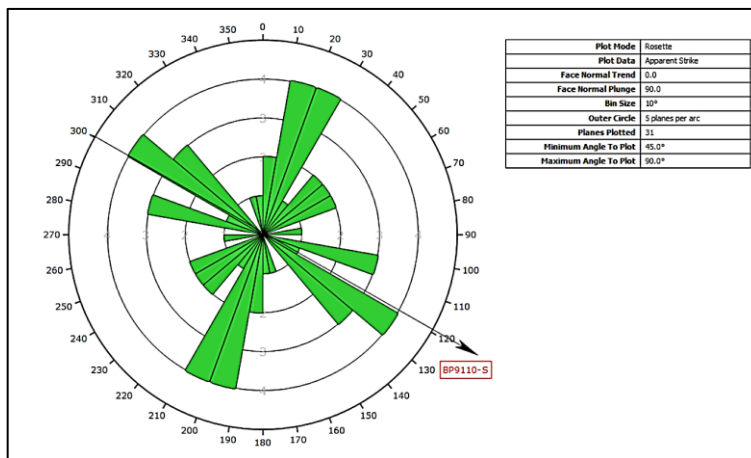


Fuente: elaboración propia

El análisis estereográfico del punto BP9110-S identifica tres familias principales de discontinuidades, con predominio de la FM₁, que definen un macizo rocoso anisotrópico y fracturado. La orientación conjunta de estas familias genera condiciones favorables para fallas por cuña o deslizamiento, por lo que su geometría debe ser considerada en el diseño del sostenimiento y la orientación de las labores para asegurar la estabilidad geomecánica.

Figura 36

Diagrama de rosetas de la estación N°03



Fuente: elaboración propia

El diagrama roseta indica que el macizo rocoso en la labor BP9110-S presenta sistemas de fracturas orientados principalmente hacia el NE, SE y SW, los cuales intersectan la dirección de avance de la labor. Esta disposición estructural genera condiciones potenciales de inestabilidad por falla en cuña o deslizamiento, por lo que se requiere implementar medidas de control y sostenimiento geomecánico adecuadas para garantizar la seguridad y estabilidad del macizo.

3.8.1.3 Identificación de parámetros geomecánicos a través de ensayos de laboratorio

La empresa Geomecánica Latina Perú S.A. ha llevado a cabo ensayos de laboratorio para la investigación, siguiendo las regulaciones de la ISRM (International Society for Rock Mechanics) y complementadas por el ASTM (American Society of Testing Materials): "Ensayo de resistencia al corte directo - CD / Ensayo de resistencia a la tracción indirecta - TI / Ensayo de resistencia a la compresión triaxial - TX / Ensayo de resistencia a la compresión uniaxial - UCS / Ensayo de constantes elásticas - CE". Con base en los estudios de laboratorio, que se llevaron a cabo bajo condiciones de ensayo servo-controladas, se identificaron las propiedades mecánicas de las rocas en tres labores subterráneas que estaban siendo estudiadas. En este procedimiento se establecieron parámetros fundamentales de la roca intacta, tales como el índice m_i , la resistencia a la compresión uniaxial de la roca encajonante y el módulo de Young que corresponde con la roca caja. Estos elementos son fundamentales para analizar y

monitorear las deformaciones en las aberturas subterráneas. A continuación, se ofrece un resumen de los parámetros geomecánicos que se han extraído de las siguientes tablas, las cuales provienen de pruebas realizadas en el laboratorio:

Tabla 15

Resumen de parámetros geomecánicos de labores en estudio

Parámetros geomecánicos										
Estación	Muestra	mi	UCS (MPa)	Ei (GPa)	GSI	Mb	s	a	v	Y (ton/m3)
Est. N° 01	M-1	18.38	96.6	18.32	38	8.8	0.8	0.502	0.23	2.72
Est. N° 02	M-2	17.4	94.2	18.24	37	10.2	1	0.502	0.25	2.71
Est. N° 03	M-3	18.76	97.7	19.56	37	8.9	0.9	0.502	0.24	2.77

Fuente: Departamento de Geomecánica de Marsa

3.8.2 determinación de clasificación geomecánica del macizo rocoso

3.8.2.1 determinación de RQD

Para ello se va a realizar con la siguiente fórmula lineal.

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1\lambda} \cdot (0.1\lambda + 1)$$

• RQD de la Estación N°01

Número de fracturas: 48

Longitud muestreada: 2m.

$$\lambda = \frac{38}{2} = 19$$

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1 \cdot (19)} \cdot (0.1 \cdot 19 + 1)$$

1)

$$RQD = 43.4\%$$

• RQD de la Estación N°03

Número de fracturas: 40

Longitud muestreada: 2m.

$$\lambda = \frac{34}{2} = 17$$

• RQD de la Estación N°02

Número de fracturas: 44

Longitud muestreada: 2m.

$$\lambda = \frac{36}{2} = 18$$

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1 \cdot (18)} \cdot (0.1 \cdot 18 + 1)$$

$$RQD = 46.3\%$$

$$RQD = 100 \cdot e^{-0.1 \cdot (17)} \cdot (0.1 \cdot 17 + 1)$$

$$RQD = 49.3\%$$

El RQD promedio o el índice de calidad de roca corresponde a una calidad de roca pobre que se da detalle en el siguiente cuadro:

Tabla 16

Resultado del índice de calidad de roca según el cálculo del RQD

Descripción del índice de calidad de roca	Valor del RQD
Muy pobre	0-25
Pobre	25-50
Regular	50-75
Buena	75-90
Excelente	90-100

Fuente: elaboración propia

El porcentaje de RQD está entre 25 y 50, por lo tanto, el macizo rocoso se clasifica como de calidad “pobre”. Esto significa que el material presenta alto grado de fracturamiento y baja continuidad estructural, con fragmentos de roca relativamente pequeños y numerosos planos de discontinuidad. En términos geomecánicos, indica que la roca tiene baja competencia y limitada capacidad de auto-sostenimiento, por lo que tiende a presentar caídas de bloques, desprendimientos o deformaciones si no se aplica un sostenimiento adecuado.

3.8.2.2 Determinación del RMR Bieniawski de del macizo rocoso

Con el fin de determinar la clasificación geomecánica del macizo rocoso mediante el sistema RMR (Rock Mass Rating), se evaluaron los principales parámetros geomecánicos a partir del mapeo geomecánico en las estaciones de estudio. Estos parámetros incluyen la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta, el RQD, el espaciamiento y la condición de las discontinuidades, así como la presencia de agua y la orientación de las juntas. La siguiente tabla presenta los valores obtenidos y el RMR resultante para cada estación, lo que permite definir la calidad del macizo rocoso y sustentar el diseño del sostenimiento.

Tabla 17*Parámetros geomecánicos del macizo rocoso en las estaciones evaluadas*

Parámetro	Est. 01	Est. 02	Est. 03
Resistencia a compresión (MPa)	96.6	94.2	97.7
RQD (%)	43.4	46.3	49.3
Espaciamiento entre grietas (mm)	75	82	78
Persistencia (m)	1–3	1–3	1–3
Abertura (mm)	0.1–1.0	0.1–1.0	0.1–1.0
Rugosidad	Lig. Rugosa	Lig. Rugosa	Lig. Rugosa
Relleno	Duro <5 mm	Duro >5 mm	Duro >5 mm
Alteración	Ligero	Ligero	Ligero
Presencia de agua	Húmedo	Húmedo	Húmedo
Orientación de las grietas	Desfavorable	Desfavorable	Desfavorable

Fuente: elaboración propia

Los parámetros geomecánicos indican una roca intacta resistente, pero con macizo fracturado y juntas de orientación desfavorable, lo que condiciona su comportamiento estructural.

Tabla 18*Determinación del RMR y clasificación del macizo rocoso por estación*

Estación	UCS	RQD	Espaciamiento	Condición Discontinuidades	Agua	Orientación	RMR	Clase	Calidad
Est. 01	7	8	8	19	10	-10	42	IIIB	Media
Est. 02	7	8	8	18	10	-10	41	IIIB	Media
Est. 03	7	8	10	16	10	-10	42	IIIB	Media

Fuente: elaboración propia

A partir de la valoración de los parámetros del sistema RMR, las estaciones 01, 02 y 03 alcanzan valores de RMR entre 41 y 42, clasificándose dentro de la Clase III B, correspondiente a un macizo rocoso de calidad media. Esta condición indica que, si bien la roca intacta es resistente, la fracturación y la orientación desfavorable de las discontinuidades reducen el comportamiento geomecánico global.

Propuesta de Sostenimiento según el análisis geomecánico RMR de Bieniawski 1989.

Con valores de RMR = 41, 42, el macizo rocoso se ubica exactamente en el límite superior de la Clase III (Media: 60–41) y apenas por encima del límite inferior de Clase IV (Mala: 40–21); por lo tanto, el sostenimiento adecuado corresponde al de Clase III, con criterio conservador hacia Clase IV si existen zonas localmente debilitadas, y consiste en: empernado sistemático de 4 m de longitud, con espaciamiento de 1.5 a 2 m en techo y paredes, malla metálica en el techo, y la aplicación de shotcrete de 50–100 mm en el techo y 30 mm en las paredes, completando todo el sostenimiento a no más de 10 m del frente.

3.8.2.3 Determinación de la clasificación de Q de Barton.

para ello se a obtenido los datos en las estaciones (Est.1, Est.2, Est.3) mediante los parámetros del Q de Barton.

Tabla 19

Parámetros del sistema Q determinados en las estaciones evaluadas

Parámetros	Símbolo	Estaciones	Descripción	Valoración
Índice de Calidad de Roca	RQD %	Est. 1		43.4
		Est. 2		46.3
		Est. 3		49.3
Índice de Discontinuidades	Jn	Est. 1	Tres familias de diaclasas	9
		Est. 2	Tres familias de diaclasas	9
		Est. 3	Tres familias de diaclasas	9
Índice de Rugosidad	Jr	Est. 1	Onduladas lisas	2
		Est. 2	Onduladas lisas	2
		Est. 3	Onduladas lisas	2
Índice de Alteración	Ja	Est. 1	Con detritos arenosos	4
		Est. 2	Alteraciones arcillosas	4
		Est. 3	Alteraciones arcillosas	4
Índice por Calidad de Agua	Jw	Est. 1	Afluencia media	0.66
		Est. 2	Afluencia media	0.66
		Est. 3	Afluencia media	0.66
Influencia del Estado Tensional	SRF	Est. 1	Multitud de zonas débiles	10
		Est. 2	Multitud de zonas débiles	10
		Est. 3	Multitud de zonas débiles	10

Fuente: elaboración propia

La tabla presenta los valores de los parámetros RQD, Jn, Jr, Ja, Jw y SRF obtenidos en las tres estaciones, los cuales reflejan un macizo rocoso altamente fracturado, con discontinuidades onduladas lisas, presencia de alteración y afluencia de agua media, además de una fuerte influencia del estado tensional.

Para poder determinar el valor de Q se realiza el cálculo respectivo para cada estación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

$$\text{Estación N° 1: } Q = \frac{52.5}{9} \times \frac{2}{4} \times \frac{0.66}{10} = 0.16$$

$$\text{Estación N° 2: } Q = \frac{55.8}{9} \times \frac{2}{4} \times \frac{0.66}{10} = 0.21$$

$$\text{Estación N° 2: } Q = \frac{59.18}{9} \times \frac{2}{4} \times \frac{0.66}{10} = 0.22$$

Tabla 20

Resultado de Barton, Clase y Calidad del macizo rocoso.

Estación	Índice Q	Calidad de Roca	Tipo de Roca
Est. N°1	0.16	Muy malo / Extremadamente malo	Tipo III
Est. N°2	0.21	Muy malo	Tipo II
Est. N°3	0.22	Muy malo	Tipo II

Fuente: elaboración propia

De acuerdo a Lien y Lunde (1974), los valores del índice Q indican que el macizo rocoso presenta una calidad muy mala a extremadamente mala, con predominio de roca Tipo II y III, lo que refleja un alto grado de fracturamiento y baja capacidad autoportante.

Sostenimiento según el análisis geomecánico de Q de Barton

El análisis de la calidad del macizo rocoso mediante el índice Q de Barton clasifica como de calidad de roca muy malo, lo que refleja un comportamiento estructural variable dentro del entorno de excavación. Para determinar el tipo de sostenimiento más adecuado según este sistema, es indispensable disponer de parámetros geométricos fundamentales, como el ancho, el diámetro y la altura del túnel, ya que estos influyen directamente en la estabilidad del sostenimiento proyectado. En este caso, el túnel evaluado presenta un ancho promedio de 2.40 m y una altura promedio de 2.70 m, valor que, de acuerdo con la metodología propuesta por Barton (1974), se emplea para definir la dimensión equivalente (De) de la excavación, un parámetro adicional esencial para el

diseño geomecánico. Asimismo, la selección del coeficiente ESR (Excavation Support Ratio) se basa en el tipo de excavación y las condiciones operativas; según la clasificación del apartado A, correspondiente a labores subterráneas con fines mineros y condiciones de seguridad moderadas, se adopta un valor promedio de $ESR = 1.6$, que será utilizado en el cálculo final del sistema Q para establecer las recomendaciones de sostenimiento más apropiadas para el túnel.

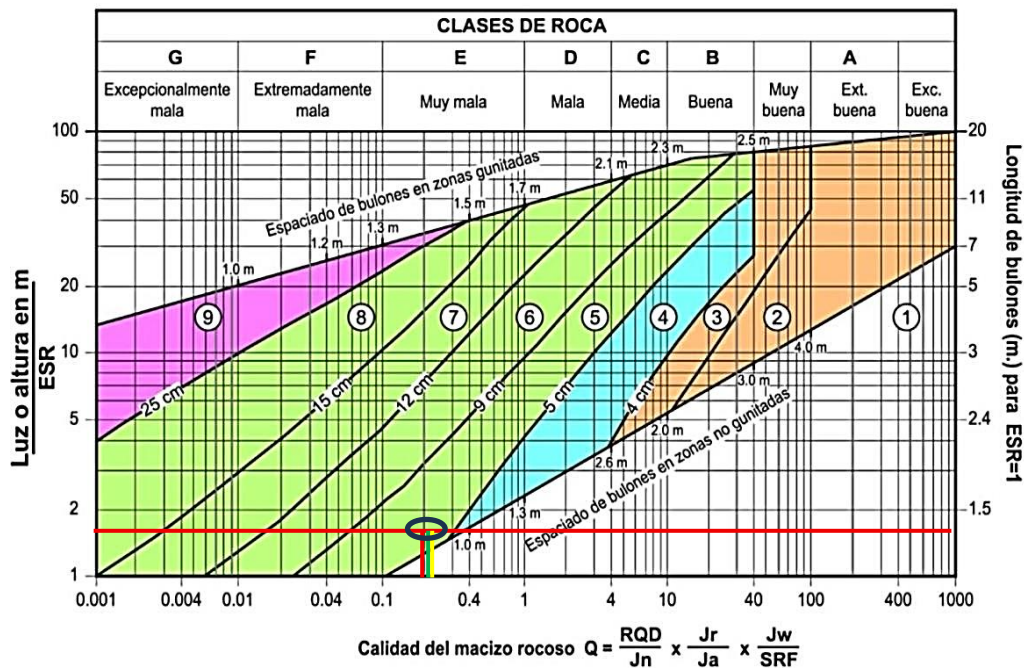
Se calcula el Diámetro equivalente con la siguiente fórmula:

$$De = \frac{2.70 (m)}{1.6} = 1.7 m.$$

A partir de la siguiente figura se determina de manera empírica el sostenimiento que propone Barton.

Figura 37

Categorías de sostenimiento en función del índice Q y la luz de excavación



CATEGORIAS DE SOSTENIMIENTO:

- | | |
|---|--|
| 1) Sin sostenimiento | 6) Bulonado y hormigón proyectado con fibras, 9-12 cm. |
| 2) Bulonado puntual | 7) Bulonado y hormigón proyectado con fibras, 12-15 cm. |
| 3) Bulonado sistemático | 8) Cerchas, bulonado y hormigón proyectado con fibras, >15 cm. |
| 4) Bulonado (y hormigón proyectado, 4-10 cm.) | 9) Hormigón encofrado |
| 5) Bulonado y hormigón proyectado con fibras, 5-9 cm. | |

Fuente: Laboratorio oficial J. M. Madariaga (20159)

La longitud de perno a utilizar se calcula de acuerdo con la formula siguiente:

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

B= Ancho de la sección

ESR= 1.6

Reemplazando en la formula tenemos que:

$$Longitud\ de\ pernos = \frac{2 + (0.15 * 2.7)}{1.6}$$

Longitud de pernos = 1.5 metros

Para los valores obtenidos de calidad del macizo rocoso Q = 0.16, 0.21, 0.22 y considerando una luz equivalente De = 1.7 m, la ubicación de los puntos en la carta de clasificación Q de Barton se encuentra dentro de la Categoría 5 de sostenimiento. Esta categoría recomienda la aplicación de Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m y shotcrete con fibra, 100 mm de espesor. Separación entre pernos 1.5 m. Separación entre anillos 1.5 m. 6 y 7 pernos alternados por anillo.



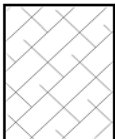
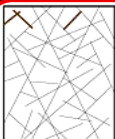


Sostenimiento según GSI modificado

De acuerdo a la descripción de campo primeramente se identifica en la tabla GSI de descripción cualitativa que se a modificado de acuerdo con las condiciones reales de las labores de la CIA Minera MARSÁ.

En este caso tenemos tres puntos de mapeos geomecánicos con similares propiedades.

Figura 38

Matriz de sostenimiento para labores permanentes según GSI modificado (MARSA, Versión 08)

SOSTENIMIENTO SEGUN GSI (MODIFICADO) - VERSION 08 Registro: E-MIN 33				TABLA 2				
 MINERA AURIFERA RETAMAS S.A.		<h2 style="text-align: center;">LABORES PERMANENTES</h2>						
LONG. DE PERNO HEL.POR SECCION				CONDICION SUPERFICIAL				
LABOR	ANCHO	ALTO	LONG. PERNO					
- CRUCERO	2.1 m.	2.4 m.	5 PIES					
- CRUCERO	2.4 m.	2.4 m.	5 PIES					
- CRUCERO	2.4 m.	2.7 m.	5 PIES					
- BYPASS	2.1 m.	2.4 m.	5 PIES					
- BYPASS	2.4 m.	2.4 m.	5 PIES					
- BYPASS	2.4 m.	2.7 m.	5 PIES					
- BYPASS	3.0 m.	3.0 m.	6 PIES					
- RAMPA	3.0 m.	3.0 m.	6 PIES					
- RAMPA	4.0 m.	4.0 m.	8 y 10 PIES					
CONDICION ESTRUCTURAL								
	LEVEMENTE FRACTURADA (LF) (1 - 5 FRACTURAS POR METRO) TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADOS ENTRE SI. (RQD 75 - 100%)			(A)	(A)	(B)		
				LF/B	LF/R	LF/P		
					(B)	(C)		
	FRACTURADA (F) (6 - 10 FRACTURAS POR METRO) TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MODERADAMENTE ESPACIADOS ENTRE SI. (RQD 50 - 75%)			(A)	(B)	(C)		
				F/B	F/R	F/P		
				(B)	(C)	(D)		
	MUY FRACTURADA (MF) (11 - 20 FRACTURAS POR METRO) CUATRO A MAS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES. (RQD 25 - 50%)			(B)	(C)	(D)	(E)	
				MF/B	MF/R	MF/P	MF/MP	
				(C)	(D)	(E)	(E)	
	INTENSAMENTE FRACTURADA (IF) (MAS DE 20 FRACTURAS / METRO) PLEG. Y FALLAMIENTO CON DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS, FORMANDO BLOQUES ANGULOSOS E IRREGULARES. (RQD 0 - 25%)			(C)	(D)	(E)	(F)	
				IF/B	IF/R	IF/P	IF/MP	
				(D)	(E)	(F)	(G)	
	TRITURADA Y BRECHADA (T) MASA ROCOSA EXT. ROTA CON UNA MEZCLA DE FRAGMENTOS FACILMENTE DISGREGABLES ANGULOSOS Y EN MATRIZ DE ARCILLA. (Sin RQD)				(E)	(F)	(G)	
					T/R	T/P	T/MP	
					(F)	(G)		
FACTORES INFLUYENTES EN MINERA AURIFERA RETAMAS								
1. PRESENCIA DE AGUA - DEBILITA LA ROCA, LAVA LOS FINOS ENTRE LAS FRACTURAS Y REDUCE LA RESISTENCIA DE LA ROCA POR LA HUMEDAD								
2. PRESIONES INDUCIDAS - OCURRE POR LA EXCAVACION EN ZONAS CON ALTO INDICE DE ESFUERZOS Y FALLAS (Ejem. Chilcas, Loros, NW, Patrick).								
3. TIEMPO DE AUTOSOPORTE - DE NO COLOCARSE EL SOPORTE ADECUADO EN EL TIEMPO CORRECTO, LA ZONA SE INESTABILIZARA Y EMPOBRECERA								

Fuente: área de geomecánica de Marsa

Según la tabla geomecánica MARSА versión 08 teniendo la información histórica del avance de las condiciones estructurales y superficiales, nos brinda un resultado MF/P (muy fracturado – Regular). Con estas consideraciones y por encontrarse esta labor en una zona con esfuerzos elevados como factor principal influyente, de acuerdo con la cartilla geomecánica ingresa a una etapa de reforzamiento con malla de alta electrosoldada y pernos de 5 pies de longitud en forma sistemática espaciados de 1.20 a 1.50 m. Además, reforzado con shotcrete de 1.5” a 2” de espesor (según evaluación geomecánica).

Figura 39

Matriz de sostenimiento para labores de desarrollo y permanentes basada en RMR–GSI y evaluación geomecánica de campo

LABORES DE DESARROLLO / PERMANENTE - MINERA AURIFERA RETAMAS							MARSА
TIPO DE ROCA	RMR (89) Seco	G.S.I.	T.A.S con Factores Influyentes	Frecuencia de Desatado		TIPO DE SOSTENIMIENTO A APLICAR SEGUN EVALUACION DE CAMPO	
				Perforación Sostenimiento	Limpieza Cargulo		
II BUENA A	71- 80	LF/B, LF/R, F/B	1 AÑO	CADA 10 TALA-DROS	CADA 02 HORAS	(A) - SOSTENIMIENTO OCASIONAL CON PERNOS DE 5, 6 Y 7 PIES DE LONGITUD DE ACUERDO A LA SECCION	
II BUENA B	61- 70	LF/R, F/B, MF/B, F/R, LF/P	1 AÑO			(B) - SOSTENIMIENTO CON PERNOS DE 5,6 Y 8 PIES DE LONGITUD EN FORMA SISTEMATICA EN ZONAS CON LITOLOGIA DIVERSA Y EN FORMA PUNTUAL EN ZONAS CON COMPORTAMIENTO DE BLOCKS. LA DIRECCION A COLOCAR DEBE DE ESTAR EN FORMA PERPENDICULAR A LOS BLOCKS O ESTRATOS A SUJETAR.	
III REGULAR A	51- 60	MF/B,F/R, LF/P, IF/B, MF/R, F/P	1 AÑO	CADA 04	CADA 30	(C) - SOSTENIMIENTO CON MALLA ELECTROSOLDADA Y PERNOS DE 5,6 Y 8 PIES DE LONGITUD EN FORMA SISTEMATICA ESPACIADOS DE 1.20 A 1.50 MTS. (Según Evaluación Geomecánica). LA APLICACION DEL EMPERNADO ES PERPENDICULAR A LOS ESTRATOS.	
III REGULAR B	41- 50	IF/B,IF/R, MF/R,MF/P, F/P	1 MES	TALA-DROS	MINUTOS	(D) - SOSTENIMIENTO CON MALLA ELECTROSOLDADA Y PERNOS DE 5,7,8 PIES DE LONGITUD EN FORMA SISTEMATICA ESPACIADOS DE 1.20 A 1.50 MTS. REFORZAR CON SHOTCRETE DE 1.5" A 2" DE ESPESOR (Según Evaluación Geomecánica).	
IV MALA A	31- 40	IF/R, MF/P, T/R, IF/P, MF/MP	6 - 10 HORAS	CADA 01 TALA-DRO	CADA 10 MINUTOS	(E) - SOSTENER CON SHOTCRETE C/F DE 1.5" A 2" + MALLA Y PERNO SEGUN SECCION EN COCADA DE 1.20 A 1.00 MTS + SEGUNDA CAPA DE SHOTCRETE S/F DE 1.5" A 2" DE ESPESOR. CIMBRAS METALICAS ESPACIADAS DE 1.3 m A 1.5 m CON PLANCHAS ACANALADAS, CON BOLSAS DE DETRITUS O ENCRIBADO, ENREJAR CON PLANCHAS MET. ó TABLAS DE 2" EN LOS HASTIALES.	
IV MALA B	21- 30	T/R, IF/P, MF/MP, T/P, IF/MP	4 - 6 HORAS			(F) - SOSTENER CON SHOTCRETE PREVENTIVO C/F DE 2" + MALLA Y PERNO SEGUN SECCION EN COCADA DE 1.20 A 1.00 MTS + SEGUNDA CAPA DE SHOTCRETE S/F DE 2" DE ESPESOR. CIMBRAS METALICAS ESPACIADAS DE 1.1 A 1.5 m CON PLANCHAS ACANALADAS CON BOLSAS DE DETRITUS O ENCRIBADO, ENREJAR CON PLANCHAS MET. ó TABLAS DE 2" EN LOS HASTIALES.	
V MUY MALA	< 20	T/P, IF/MP, T/MP	2 - 4 HORAS	CONSTANTE, ANTES, DURANTE Y DESPUES		(G) - INSTALAR PRESOSTENIMIENTO (Spilling Bar) EN LA CORONA CON PERNOS DE 8" ESPACIADOS A 0.30m + SHOTCRETE C/F 2" DE ESPESOR. Y/O MARCHAVANTES CIMBRAS METALICAS ESPACIADAS DE 0.80 A 1.0m CON PLANCHAS ACANALADAS CON BOLSAS DE DETRITUS O ENCRIBADO, ENREJAR CON PLANCHAS MET. ó TABLAS DE 2" EN LOS HASTIALES.	

<p>PROCESO DE MAPEO GEOMECANICO GSI</p> <ol style="list-style-type: none"> Elegir la TABLA 1 ó 2 de acuerdo al tipo de labor : Labor PERMANENTE ó Labor TEMPORAL Elegir la zona mas representativa en la labor, pintar 01 metro cuadrado, contar el numero de fracturas, golpear la roca con picota o barretilla pequeña para hallar la resistencia de la roca por rotura al aplicar los golpes. Verificar descripción, dureza, relleno, alteración de la roca, etc). Determinar el GSI y los factores Influyentes, aplicar y determinar el Sostenimiento segun las tablas. 	<p>SOSTENIMIENTO CON FACTORES INFLUYENTES</p> <ul style="list-style-type: none"> Elegir el Cuadrante Superior si NO TIENE factores influyentes, como agua, falla, cajas falsas, discontinuidades desfavorables Elegir el Cuadrante Inferior si la labor TIENE : 1 ó mas factores influyentes de la lista mencionada.
---	---

Fuente: área de geomecánica de Marsа

Análisis comparativo de las propuestas de sostenimiento (RMR, Q, GSI)

Para este análisis las consideraciones que se tomaron en cuenta son: el RMR de Bieniawski fue de la versión de 1989 y la tabla GSI modificado fue adaptado a las condiciones reales de las labores de la CIA Minera MARSА.

Figura 40

Análisis comparativo de las propuestas de sostenimiento (RMR, Q, GSI)

Sistema de clasificación	propuesta de sostenimiento
RMR 89	Empernado sistemático de 4 m de longitud, con espaciamiento de 1.5 a 2 m en techo y paredes, malla metálica en el techo, y la aplicación de shotcrete de 50–100 mm en el techo y 30 mm en las paredes, completando todo el sostenimiento a no más de 10 m del frente.
Q de Barton	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2.5 m y shotcrete con fibra, 100 mm de espesor. Separación entre pernos 1.5 m. Separación entre anillos 1.5 m. 6 y 7 pernos alternados por anillo.
GSI modificado (MARS)	Sostenimiento con malla electrosoldada y pernos de 5,7,8 pies de longitud en forma sistemática espaciados de 1.20 a 1.50 m. Reforzar con shotcrete de 1.5" a 2" de espesor (según evaluación geomecánica)

Fuente: elaboración propia

3.8.3 Condición de altos esfuerzos in-situ e inducido

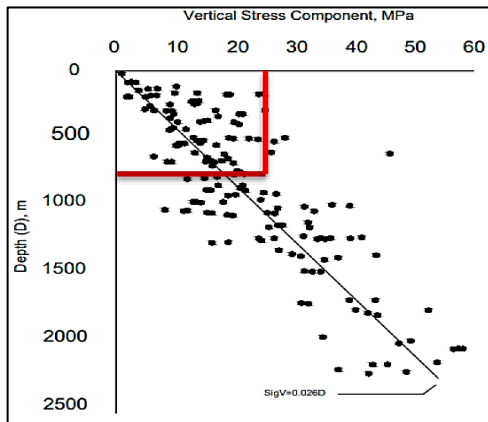
Para especificar las condiciones de altos esfuerzos in situ, se pueden emplear diferentes métodos. Sin embargo, en nuestro caso de estudio, vamos a calcular los altos esfuerzos in situ mediante la combinación del modelo de tensión con mejor estimación. Para ello, calcularemos el tensor de esfuerzos y señalaremos que los esfuerzos primordiales son el esfuerzo vertical (σ_V), el máximo esfuerzo horizontal (σ_H) y el mínimo esfuerzo horizontal (σ_h).

3.8.3.1 Determinación de esfuerzos verticales y horizontales mediante Diederichs (1999).

Para determinar el esfuerzo **vertical** se aplicó la fórmula propuesta por Diederichs en 1999 a través del siguiente gráfico.

Figura 41

Estimación de esfuerzos verticales mediante Diederichs



Fuente: modificado de Diederichs (1999)

$$\sigma_v = 0.026 * H$$

$$\sigma_v = 0.026 * 850$$

$$\sigma_v = \mathbf{22.1 MPa}$$

Para la determinación de esfuerzos horizontales mayor y menor por Diederichs de 1999 se han desarrollado de acuerdo a los criterios de escudo canadiense que involucran aspectos importantes.

$$K_{max} = \left(1 + \frac{25}{\sqrt{z}}\right) = \left(1 + \frac{25}{\sqrt{850}}\right)$$

$$K_{max} = 1.85$$

$$K_{min} = \left(1 + \frac{8}{\sqrt{z}}\right) = \left(1 + \frac{8}{\sqrt{850}}\right)$$

$$K_{min} = 1.27$$

Por lo tanto para determinar el esfuerzo horizontal se aplica la siguiente relación.

$$K = \frac{\sigma_H}{\sigma_V}$$

$$\sigma_H = 22.1 MPa * 1.85$$

$$\sigma_H = \mathbf{40.89 MPa}$$

$$\sigma_h = 22.1 MPa * 1.27$$

$$\sigma_h = 28.07 \text{ MPa}$$

3.8.3.2 Determinación del esfuerzo vertical y horizontal por Hoek y Brown 1978

Para determinar el esfuerzo vertical se aplicó la siguiente fórmula esto de acuerdo con las primeras consideraciones de Hoek y Brown en 1978.

$$\sigma_v = 0.027 * Z$$

$$\sigma_v = 0.027 * 850$$

$$\sigma_v = 22.95 \text{ MPa}$$

$$K_{max} = \left(\frac{1500}{Z} + 0.5\right) = \left(\frac{1500}{850} + 0.5\right)$$

$$K_{max} = 2.26$$

$$K_{min} = \left(\frac{100}{Z} + 0.3\right) = \left(\frac{100}{850} + 0.3\right)$$

$$K_{min} = 0.42$$

$$\sigma_H = 22.95 \text{ MPa} * 2.26$$

$$\sigma_H = 51.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = 9.64 \text{ MPa}$$

3.8.3.3 Determinación de esfuerzos verticales y horizontales por el método de Overcoring

Para calcular una compresión minuciosa de la tensión en la mina MARSA, se ha puesto en marcha un plan detallado que emplea la técnica de Hollow Inclusion, desarrollada por el CSICRO, para medir los esfuerzos in situ. La empresa intenta tomar decisiones basadas en la seguridad y las operaciones mediante el uso de esta técnica avanzada. Obtener información exacta y fiable respecto de los esfuerzos actuales permitirá una gestión más eficaz de los riesgos y la optimización de las prácticas mineras.

El esfuerzo principal Mayor σ_1 es subhorizontal, lo que se observa también en Chile y en otros continentes donde se han hecho estas mediciones.

Contrario a lo que sucede en el territorio chileno, donde los esfuerzos mayores son notoriamente E-O y coinciden con la dirección del empuje de la placa oceánica sobre la cordillera de los Andes, en el Batolito de Patag, los esfuerzos más altos son claramente NE-SW y, por lo tanto, corresponden a una tectónica distinta.

Se dispone de los resultados de ensayos en los que se determinó la condición de esfuerzos in situ, realizados por INGEROC mediante la técnica de Overcoring.

Tabla 21

Esfuerzos in situ en la Mina MARSA

Esfuerzos Principales										
Sitio	Ensayo	σ_1 (MPa)	Azimut σ_1	Inclin σ_1	σ_2 (MPa)	Azimut σ_2	Inclin σ_2	σ_3 (MPa)	Azimut σ_3	Inclin σ_3
1	1	32.98	197.7	22	42.58	329.2	48.6	33.14	98.7	21.2
	2	28.76	184.7	27.6	38.52	296.8	35.7	30.89	66.9	41.8
	R	30.36	193.2	26.5	40.21	297.8	26.8	32.34	65.8	50.6

Fuente: Departamento de geomecánica de la CIA. Minera MARSA.

Para poder corroborar estos resultados. Según lo reportado por Fierro (2024), los valores de esfuerzos principales presentados en la tabla corresponden a los esfuerzos característicos del macizo rocoso obtenidos de estudios previos en la Unidad Minera San Andrés. Estos resultados se integran en la presente investigación como referencia del estado tensional regional.

Tabla 22

Valores para esfuerzo vertical y valores de K (mínimo) y K(máximo)

Z (m)	K	γ (kN/m ³)	Sv (MPa)	Sh (MPa)
50	0.5	9.8	1.3	0.65
100	0.5	9.8	2.6	1.3
200	0.5	9.8	5.2	2.6
300	1	9.8	7.8	7.8
400	1	9.8	10.4	10.4
550	1	9.8	14.3	14.3
600	1.24	9.8	15.6	19.34
650	1.24	9.8	16.9	20.96
700	1.24	9.8	18.2	22.57
750	1.24	9.8	19.5	24.18
800	1.77	9.8	20.8	36.82
1080	1.77	9.8	28.08	49.7
1180	1.77	9.8	30.68	54.3

Fuente: Fierro (2024)

Tabla 23*Comparación de esfuerzos in situ determinados*

MÉTODO	DESCRIPCIÓN	<i>k</i>	$\sigma_{Vertical}$	σ_H	σ_h
MÉTODO EMPÍRICO	Diederichs (1999).	$K_{max} = 1.85$ $K_{min} = 1.27$	22.1 Mpa	40.89Mpa	28.07 Mpa
	Hoek y Brown 1978	$K_{max} = 2.26$ $K_{min} = 0.42$	22.95 Mpa	51.64Mpa	9.64 Mpa
MÉTODO DIRECTO	Overcoring	$K_{max} = 1.38$ $K_{min} = 0.88$	28.36 MPa	39.21MPa	25 MPa

Fuente: elaboración propia

Los resultados obtenidos mediante los distintos métodos de estimación de esfuerzos presentan variaciones esperables, atribuibles a las diferencias metodológicas y a los supuestos considerados en cada procedimiento. Sin embargo, la comparación general evidencia que los esfuerzos determinados mediante el método directo de Overcoring se encuentran dentro del rango estimado por los métodos empíricos de Diederichs (1999) y Hoek & Brown (1978). Esto confirma la consistencia y validez de las mediciones in situ, las cuales reflejan de manera más precisa el estado tensional real del macizo rocoso. En consecuencia, los resultados del Overcoring constituyen una base confiable para los análisis geomecánicos posteriores, permitiendo una interpretación más exacta de las condiciones locales del terreno.

3.8.3.4 Condición de esfuerzos alrededor de la excavación.

- Análisis de esfuerzos inducidos mediante método analítico.

Para el análisis de esfuerzos inducidos en el contorno de la excavación (σ_θ en techo y hastiales), se recomienda trabajar con el valor K_{max} , ya que representa el estado más desfavorable y conservador del macizo rocoso.

En este estudio, se adopta $K = 1.38$ (Overcoring, valor máximo) como parámetro principal, $\sigma_{Vertical} = 28.36MPa$, $\sigma_H = 39.21$, $A = 3.2$, $B = 2.3$ y encampane máximo de 850m, al provenir de mediciones directas in situ que reflejan las condiciones reales de esfuerzo.

De acuerdo con las fórmulas propuestas por Hoek y Brown en (1980) para el análisis a excavaciones con geometrías no circulares se prosigue a calcular los esfuerzos máximos en el techo y los hastiales de la excavación:

$$\rho_r = (A \cdot K - 1) \cdot \rho_z$$

$$\rho_s = (B - K) \cdot \rho_z$$

Donde $\rho_z = \sigma_V = 28.36 MPa$.

$$\rho_r = (3.2 \times 1.38 - 1) \times 28.36 = 3.096 \times 33.36 = \mathbf{96.88 \text{ MPa}}$$

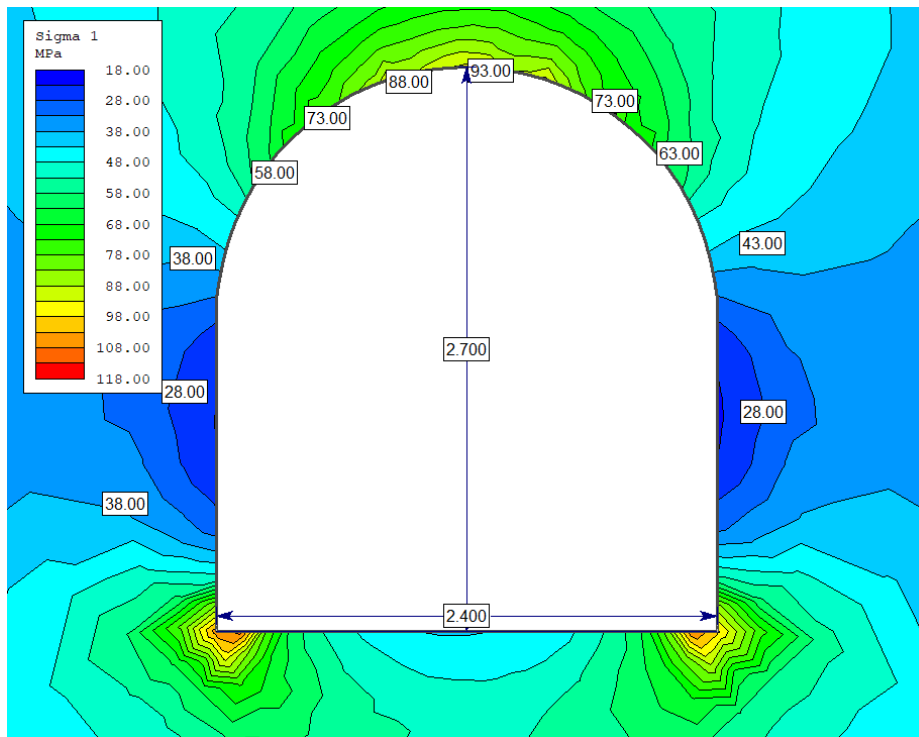
$$\rho_s = (2.3 - 1.38) \times 28.36 = 1.02 \times 33.36 = \mathbf{26.09 \text{ MPa}}$$

El esfuerzo máximo en el techo de la excavación, cercano a la UCS de la roca, indica un estado límite crítico con alta probabilidad de fracturamiento localizado. No obstante, un estallido de roca no ocurre automáticamente, ya que depende también de la redistribución de esfuerzos, el confinamiento y la liberación súbita de energía, lo que resalta la necesidad de análisis y medidas de control.

- Análisis de esfuerzos inducidos mediante método de modelamiento numérico

Figura 42

Campo de esfuerzos inducidos por la excavación mediante modelo numérico



Fuente: elaboración propia

La modelación numérica muestra una marcada concentración del esfuerzo inducido en la corona del túnel, donde se alcanzan valores del orden de **90–93 MPa**, mientras que en los hastiales estos disminuyen a rangos aproximados de **28 MPa**.

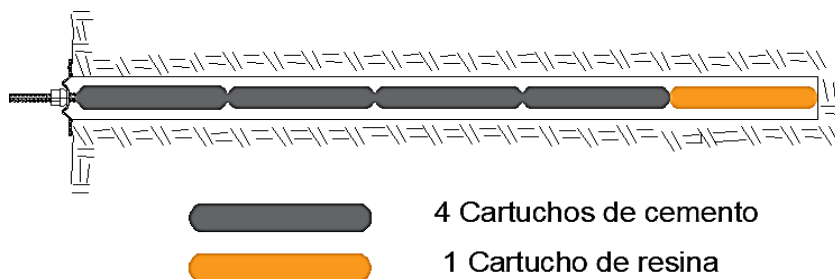
3.8.4 Diseño de sostenimiento adecuadas basadas en los resultados del análisis geomecánico y tensional

Con base en dichos resultados, se adoptó un sistema de sostenimiento compuesto por pernos de anclaje de 22 mm de diámetro y 5 pies de longitud, instalados de manera sistemática, en combinación con malla electrosoldada, complementada con una capa de shotcrete de 50 mm de espesor. Este conjunto de elementos actúa de forma integrada para controlar la deformación del macizo rocoso, contener bloques potencialmente inestables y redistribuir los esfuerzos alrededor de la excavación.

Asimismo, para asegurar un adecuado desempeño del sistema, se realizó el diseño detallado de los elementos de sostenimiento que se utilizarán en la labor. En particular, se definió la configuración del perno helicoidal con cartuchos de cemento y resina, cuya distribución se muestra en la Figura 43, donde se observa el uso combinado de cartuchos de cemento y un cartucho de resina en el extremo del perno, con el fin de garantizar una adecuada adherencia inicial y una resistencia final óptima.

Figura 43

Distribución de cartucho de cemento y resina para perno helicoidal de 5 pies

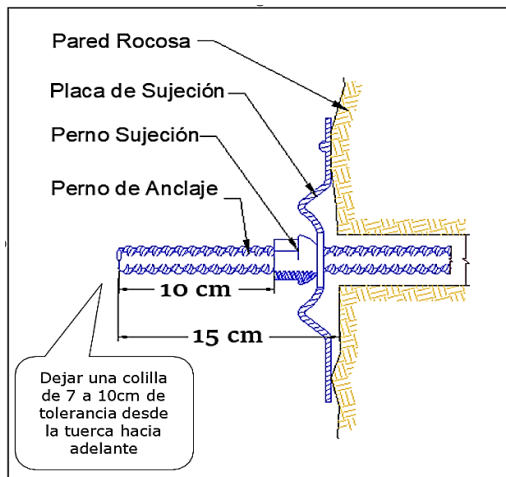


Fuente: Departamento de geomecánica de la CIA. Minera MARSA.

De igual manera, el procedimiento de instalación del perno y el traslape de la malla electrosoldada se presentan, donde se detallan la posición del perno de anclaje, la placa de sujeción, el contacto con la pared rocosa y las tolerancias de instalación. Este esquema asegura una correcta transferencia de carga entre el macizo rocoso y el sistema de sostenimiento.

Figura 44

Detalle de instalación de perno, según la sección de labor y traslape de la malla

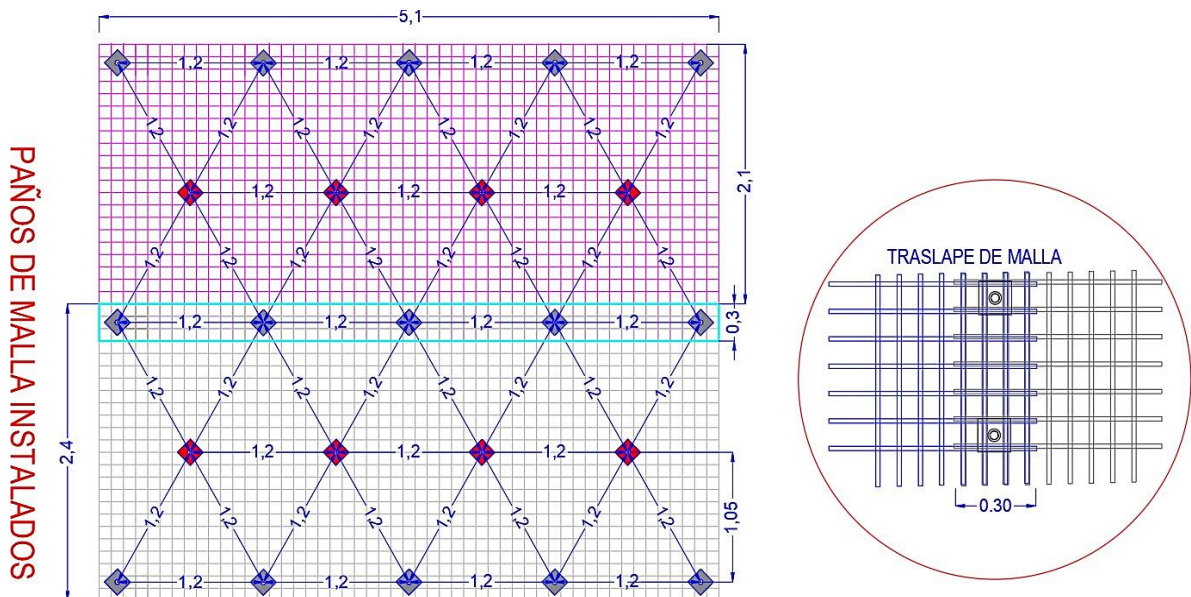


Fuente: Departamento de geomecánica de la CIA. Minera MARSA.

En cuanto al sostenimiento superficial, se emplea malla electrosoldada de 2.40 m de ancho, cuya disposición y patrón de instalación se muestran en la Figura 45. En dicha figura se observa el esquema de paños de malla instalados, así como el traslape mínimo de 0.30 m, el cual garantiza la continuidad del sistema de contención y evita la apertura de juntas entre paños adyacentes.

Figura 45

Malla Electrosoldada de 2.40 m. de ancho.

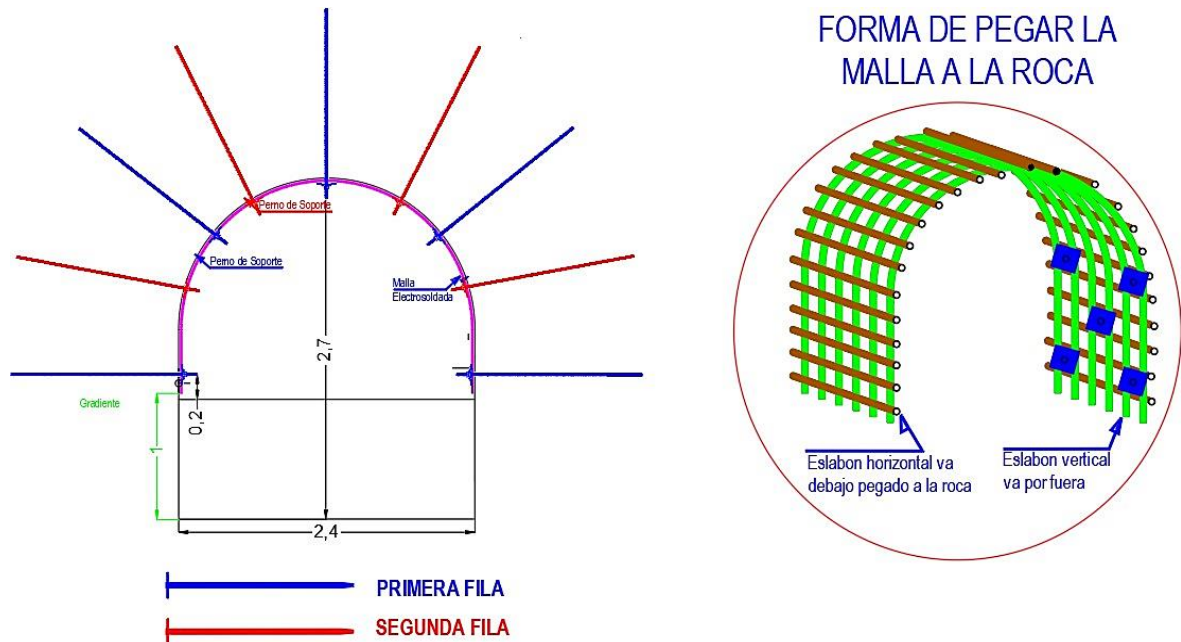


Fuente: Departamento de geomecánica de la CIA. Minera MARSA.

Asimismo, la Figura 46 presenta el detalle de la instalación conjunta de pernos y malla para una sección tipo de 2.40 m x 2.70 m, donde se aprecia la disposición de las filas de pernos, diferenciando una primera y una segunda fila. Este arreglo permite una adecuada sujeción de la malla electrosoldada al macizo rocoso, asegurando su contacto efectivo con la superficie excavada y una correcta transferencia de cargas.

Figura 46

Instalación de perno con malla para sección 2.40 m. x 2.70 m.



Fuente: Departamento de geomecánica de la CIA. Minera MARSA.

De esta manera, tanto el patrón de malla como la configuración de pernos contribuyen de forma complementaria al desempeño del sistema de sostenimiento, reforzando la corona y los hastiales y garantizando la estabilidad de la excavación.

3.8.5 Evaluación de estabilidad

3.8.5.1 Determinación de la abertura máxima sin sostenimiento.

Para determinar el tiempo de autosostenimiento se calcula previamente el SPAM (máxima abertura sin sostenimiento) tomando en cuenta los $Q = 0.16$, $Q = 0.21$, $Q = 0.22$ considerando con la siguiente ecuación:

$$SPAM = 2 \times ESR \times Q^{0.4}$$

$$SPAM = 2 \times 1.6 \times 0.16^{0.4} = 1.54 \text{ m}$$

$$SPAM = 2 \times 1.6 \times 0.21^{0.4} = 1.7 \text{ m}$$

$$SPAM = 2 \times 1.6 \times 0.22^{0.4} = 1.75 \text{ m}$$

Por lo tanto, la sección máxima que de abertura que sin sostenimiento es 1.54m a 1.75m para el tipo de roca analizado.

3.8.5.2 Determinación del tiempo de autoaporte.

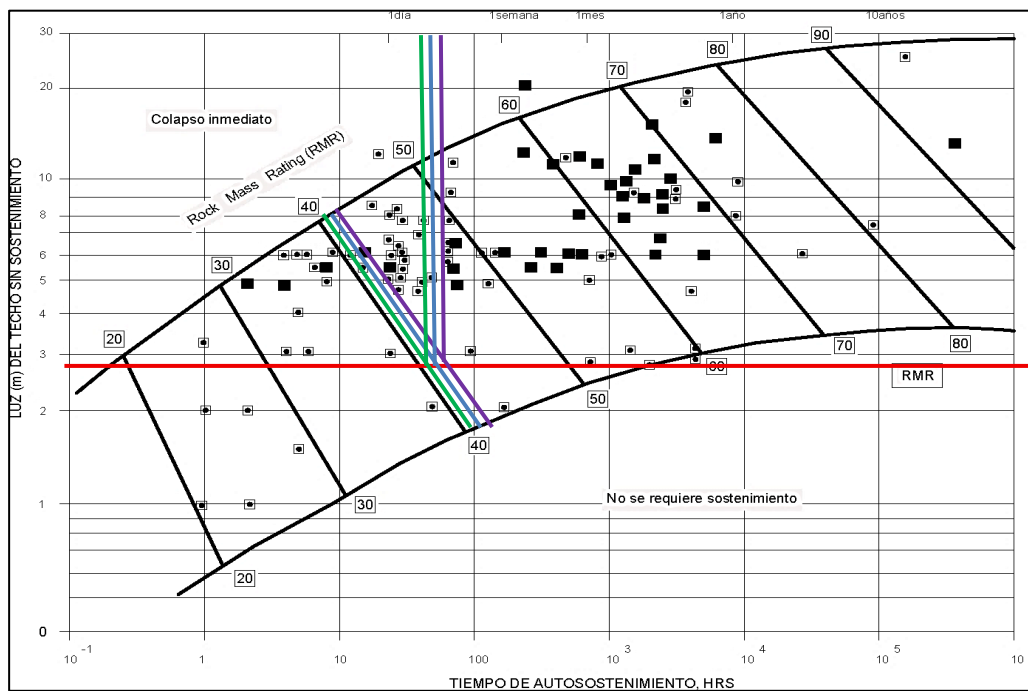
Para realizar un sostenimiento ideal en una labor subterránea se debe realizar dentro del tiempo de autoaporte, lo recomendable es no llegar al límite mismo de este tiempo. Vencido el mismo, el requerimiento de sostenimiento pudiera ser mayor a lo recomendado inicialmente.

Para ello utilizaremos las siguientes consideraciones:

La labor BP9110-S tiene una sección de 2.40m x 2.70m dado una Luz = 2.70m. también consideramos los casos de calidad de roca con RMR que van de 41 a 43.

Figura 47

Determinación del tiempo de autoaporte.



Fuente: modificado de OSINERGMIN, 2017

Para una luz de 2.70 m y RMR entre 41 y 43, el gráfico de Bieniawski indica que el macizo rocoso puede autosostenerse solo por un periodo corto, aproximadamente entre 12 y 96 horas (de medio día hasta 4 días), ubicándose en una zona de estabilidad limitada donde el techo mantiene integridad inicial pero empieza a degradarse rápidamente; por

ello, aunque la luz es reducida y el comportamiento mejora ligeramente con cada punto de RMR, se requiere instalar sostenimiento temprano, idealmente dentro del primer día de excavación, para evitar desprendimientos progresivos y asegurar estabilidad operativa.

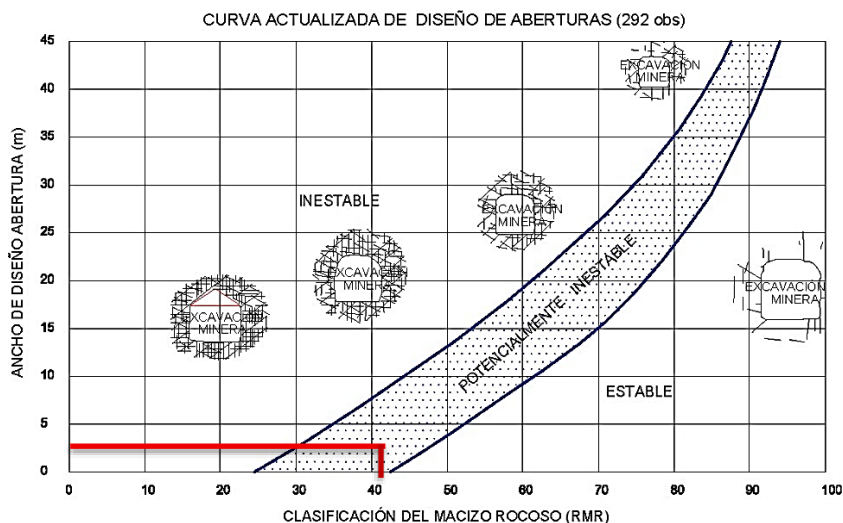
3.8.5.3 Evaluación de estabilidad por cálculo empírico

a. curva de diseño de excavaciones o aberturas (span)

La gráfica presentada permite visualizar la relación entre el ancho de diseño de la excavación y la clasificación del macizo rocoso (RMR), delimitando tres zonas de comportamiento geomecánico:

Figura 48

curva de diseño de excavaciones o aberturas (span)



De acuerdo con la curva de abertura crítica de diseño de excavaciones, el macizo rocoso evaluado se clasifica dentro de una zona potencialmente inestable, considerando su valor de RMR y la dimensión de la galería. Este resultado sugiere que la estabilidad del terreno podría verse comprometida si no se implementan medidas de refuerzo adecuadas. Por lo tanto, se recomienda la instalación de un sistema de sostenimiento adicional, orientado a controlar deformaciones, evitar desprendimientos y garantizar la seguridad estructural del macizo rocoso durante la operación minera.

3.8.5.4 Evaluación de estabilidad por cálculo analítico

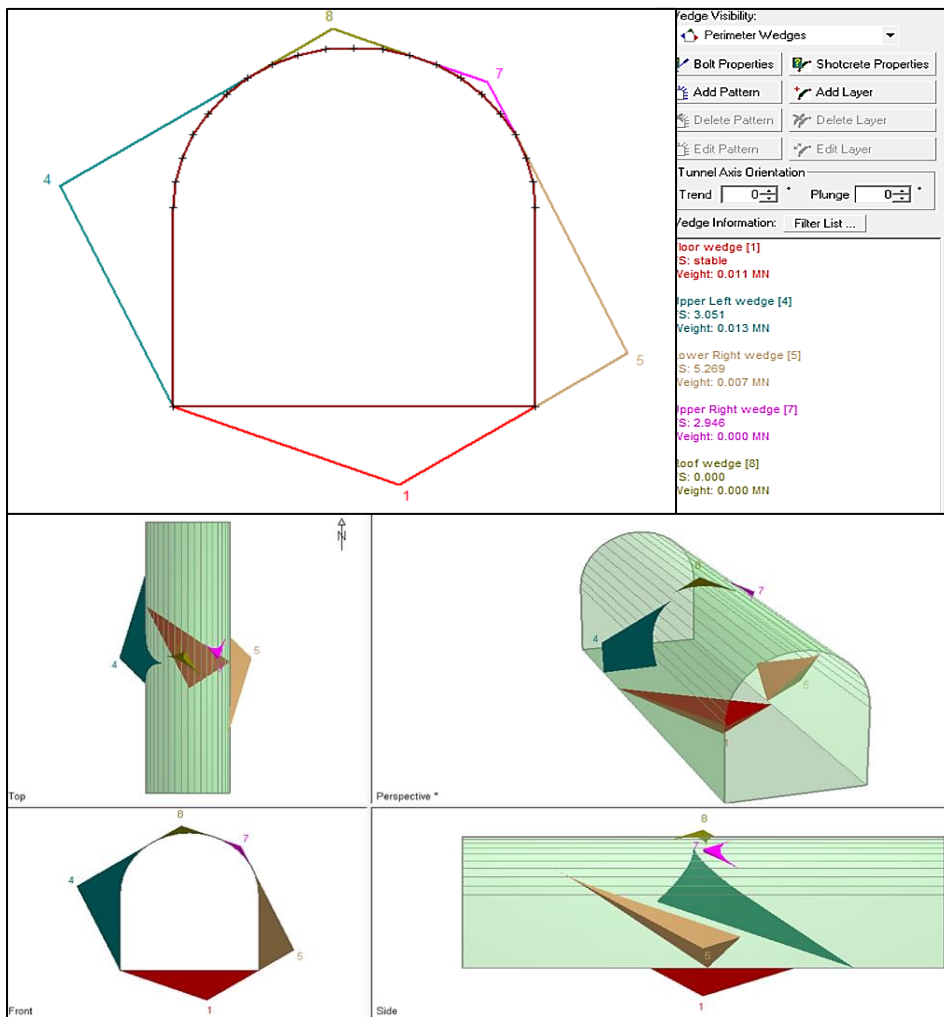
Análisis cinemático de cuñas

Una vez identificada la presencia de cuñas potencialmente inestables mediante el análisis estereográfico realizado en Dips v.8 para BP9110-S, resulta esencial profundizar en la evaluación de sus características y del comportamiento estructural del macizo

rocoso; por ello, se utiliza el software Unwedge v.3, el cual aplica un método analítico de estabilidad que permite determinar la geometría tridimensional de las cuñas clave, su peso, volumen, dirección de movimiento probable y, sobre todo, su Factor de Seguridad en cada estación geomecánica. Esta información cuantitativa y detallada posibilita identificar los mecanismos de falla dominantes y el nivel de amenaza que representan para las excavaciones.

Figura 49

Análisis de cuñas sin sostenimiento de la estación 01



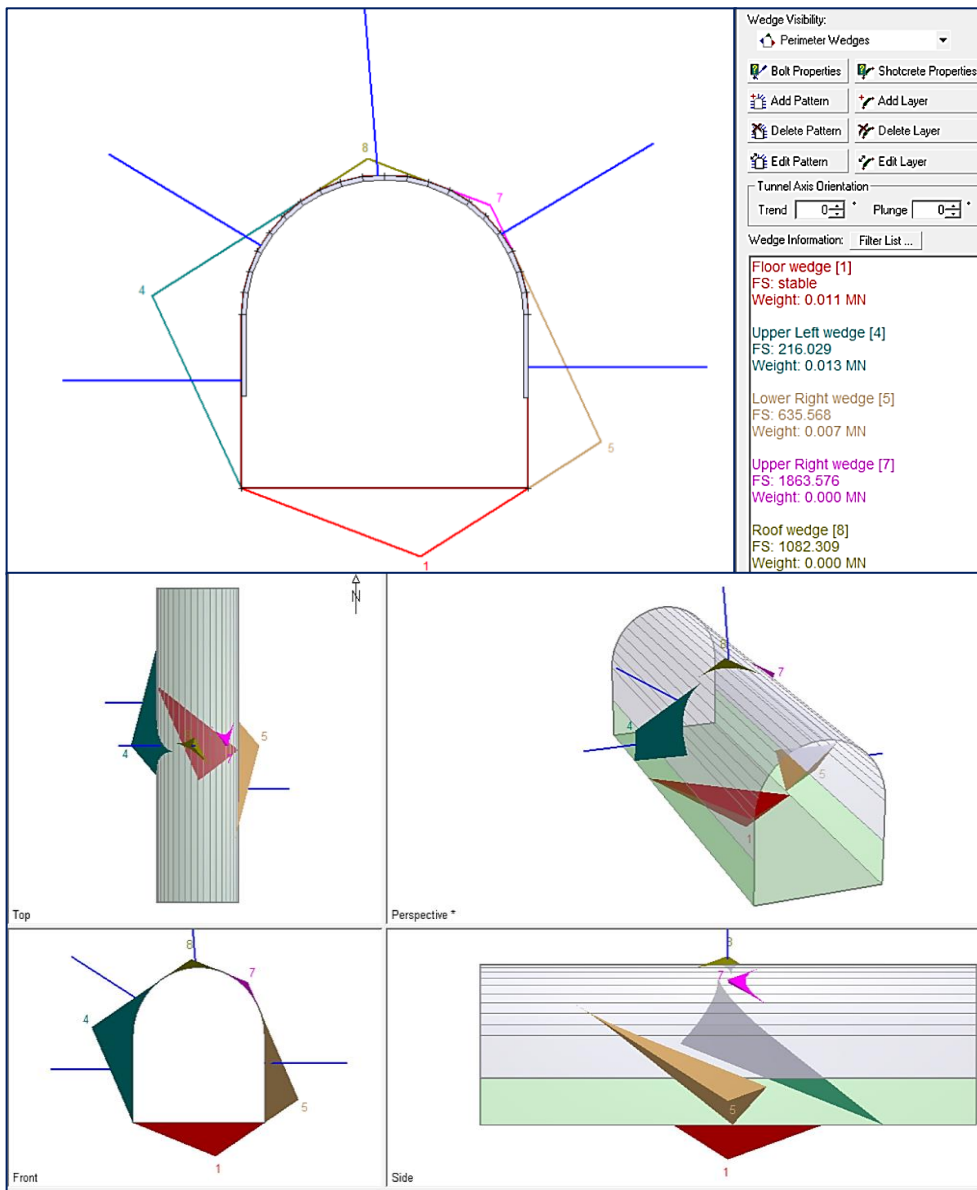
Fuente: Elaboración propia

Del análisis de estabilidad de cuñas realizado mediante el software Unwedge, se identificó la presencia de cuñas potencialmente inestables expuestas en el hastial izquierdo, hastial derecho y en la zona de la corona, lo que evidencia condiciones de

discontinuidades críticas que podrían comprometer la seguridad de la excavación si no se implementan medidas de sostenimiento adecuadas.

Figura 50

Análisis de cuñas con sostenimiento de la estación 01



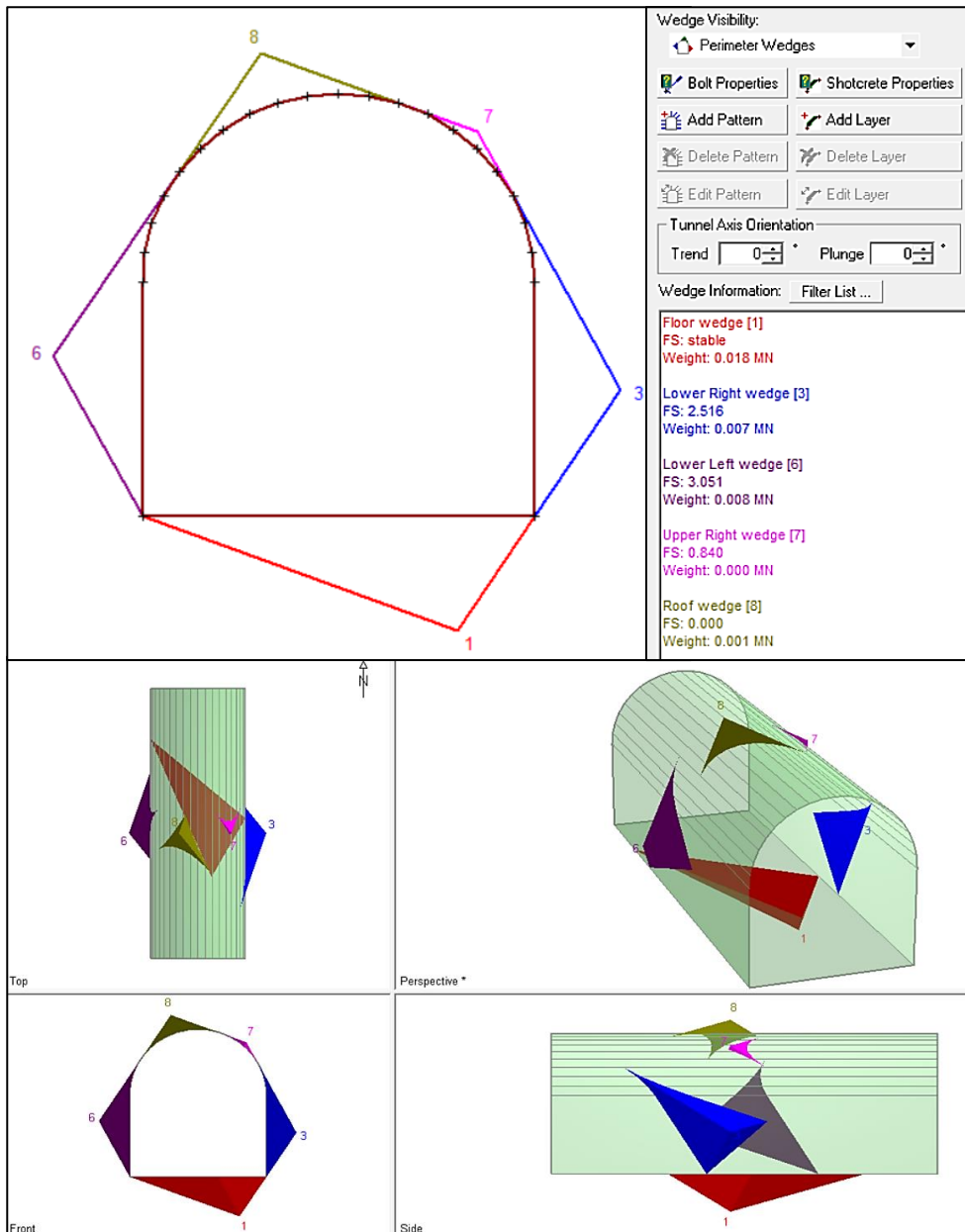
Fuente: Elaboración propia

Luego de implementar el refuerzo con malla electrosoldada en combinación con pernos helicoidales de 5 pies de longitud, dispuestos en un espaciamiento de 1.20×1.20 m a sección completa y reforzado con shotcrete de 50mm de espesor, el análisis arrojó un

incremento del factor de seguridad a valores superiores a 1.5 garantizando así condiciones estables para la excavación de la labor.

Figura 51

Análisis de cuñas sin sostenimiento de la estación 02



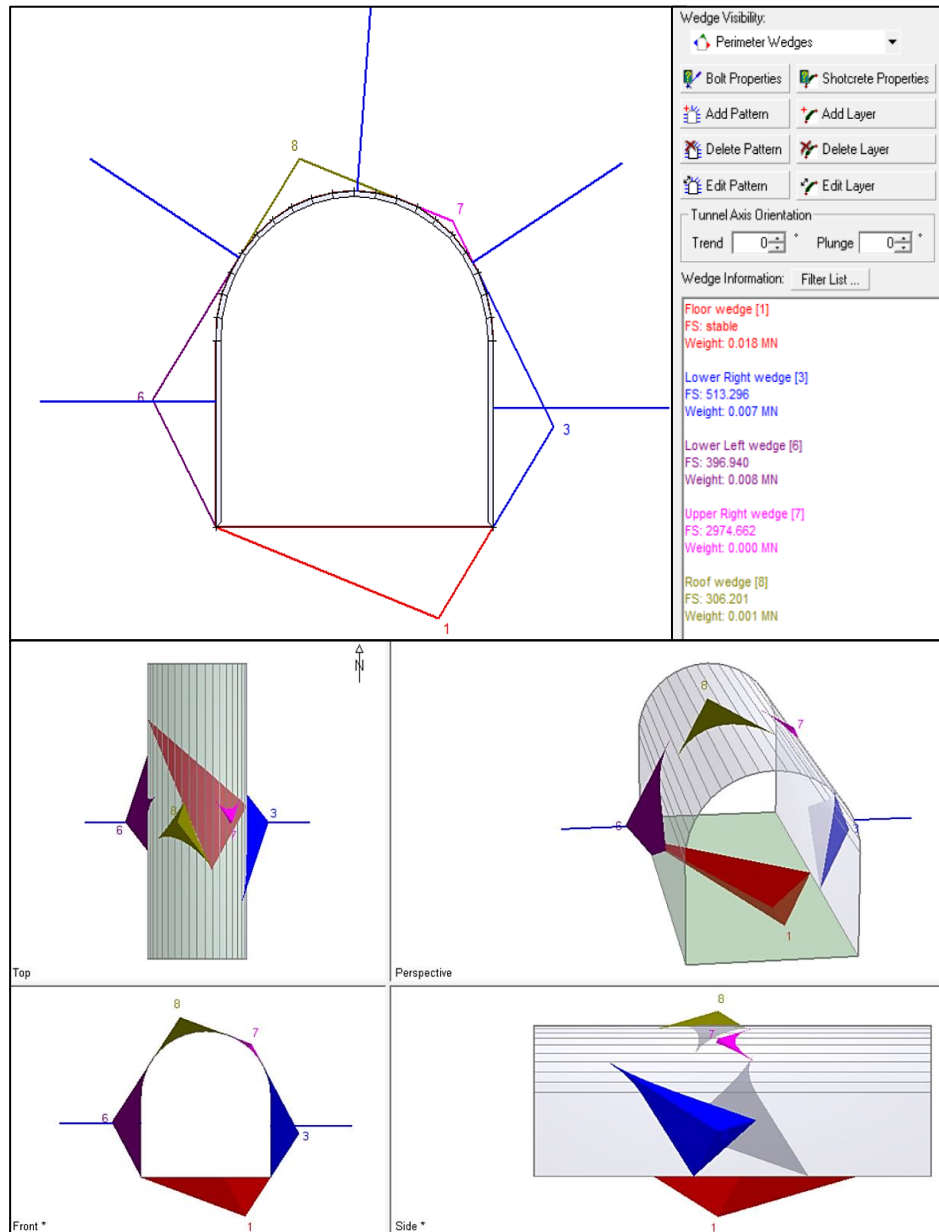
Fuente: Elaboración propia

se identificó la presencia de cuñas potencialmente inestables principalmente en la zona de la corona, así como cuñas secundarias en los hastiales. Esto evidencia la

existencia de sistemas de discontinuidades desfavorables que podrían comprometer la seguridad de la excavación.

Figura 52

Análisis de cuñas con sostenimiento de la estación 02



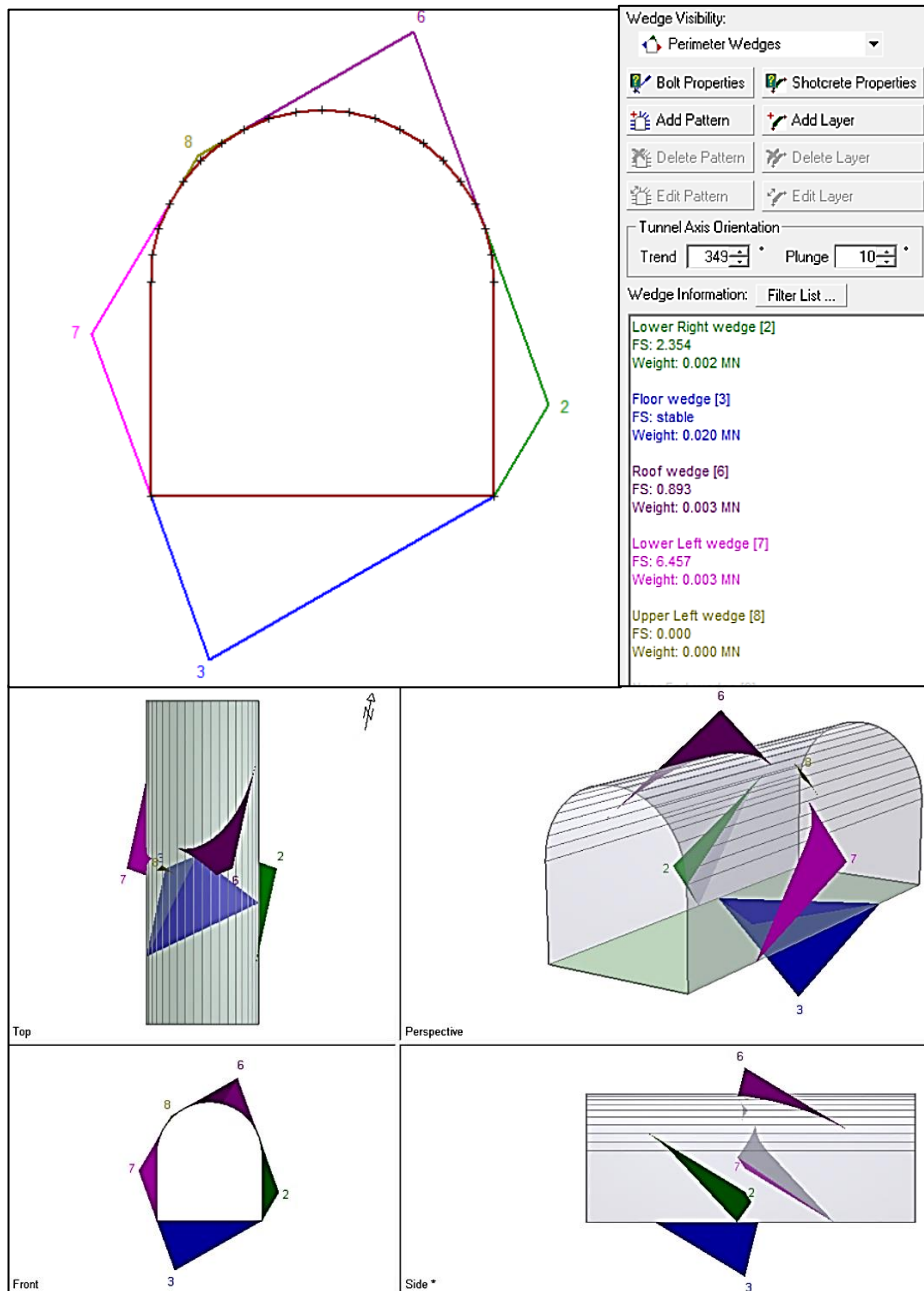
Fuente: Elaboración propia

El sistema de sostenimiento basado en malla electrosoldada y pernos helicoidales de 5 pies, instalados a sección completa con un espaciamiento de 1.20 × 1.20 m y

reforzado con shotcrete de 50mm de espesor, permitió alcanzar factores de seguridad mayores a 1.5, asegurando un comportamiento estable del macizo rocoso.

Figura 53

Análisis de cuñas sin sostenimiento de la estación 03



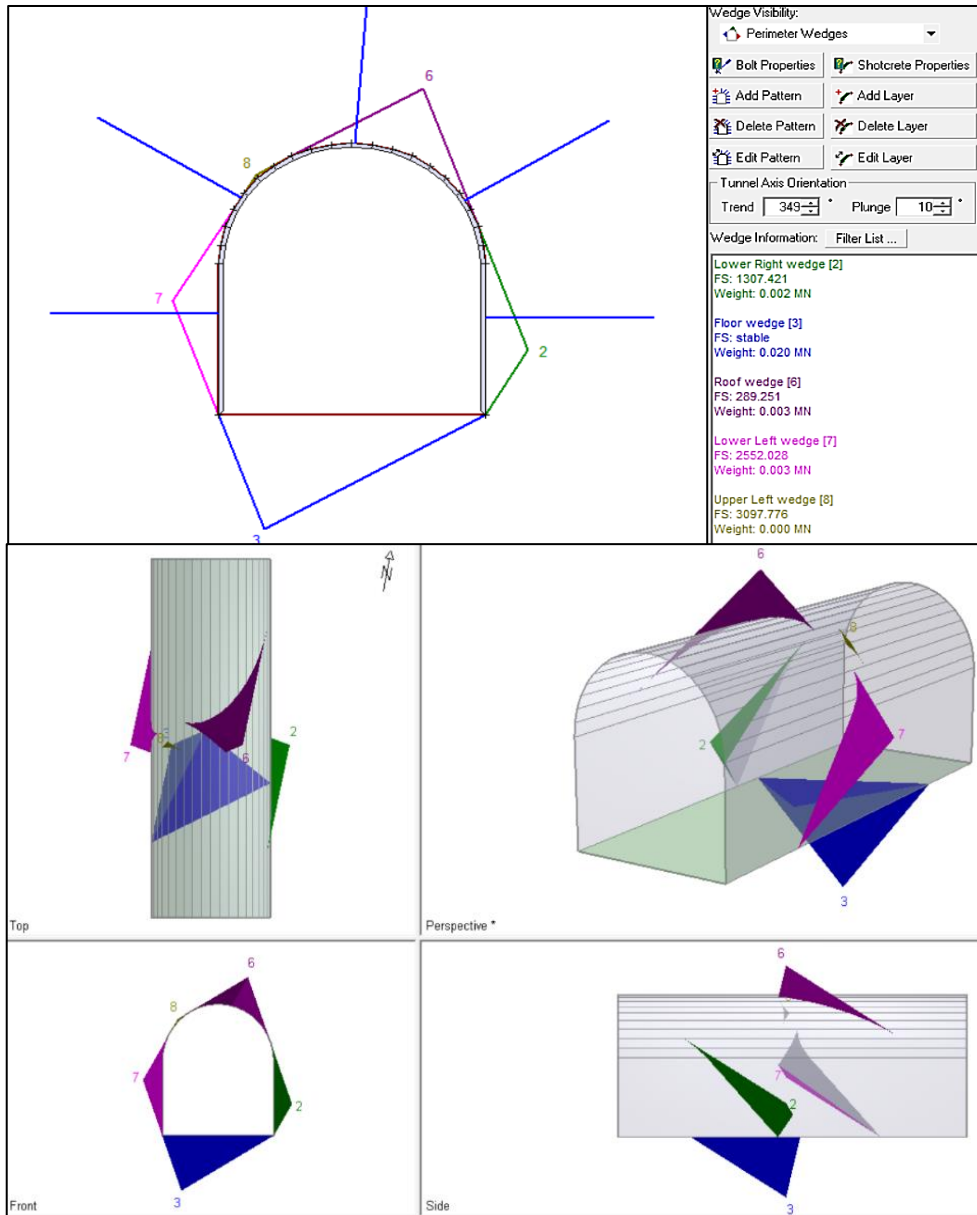
Fuente: Elaboración propia

El análisis de cuñas muestra que existen bloques potencialmente inestables, principalmente en la corona del túnel y en menor medida en los hastiales. Esto indica que,

sin un sostenimiento adecuado, estas cuñas podrían desprenderse y afectar la seguridad de la excavación.

Figura 54

Análisis de cuñas con sostenimiento de la estación 03



Fuente: Elaboración propia

Luego de implementar el refuerzo con malla electrosoldada en combinación con pernos helicoidales de 5 pies de longitud, dispuestos a sección completa con un espaciamiento de 1.20 × 1.20 m y resprizado con shotcrete de 50mm de espesor el

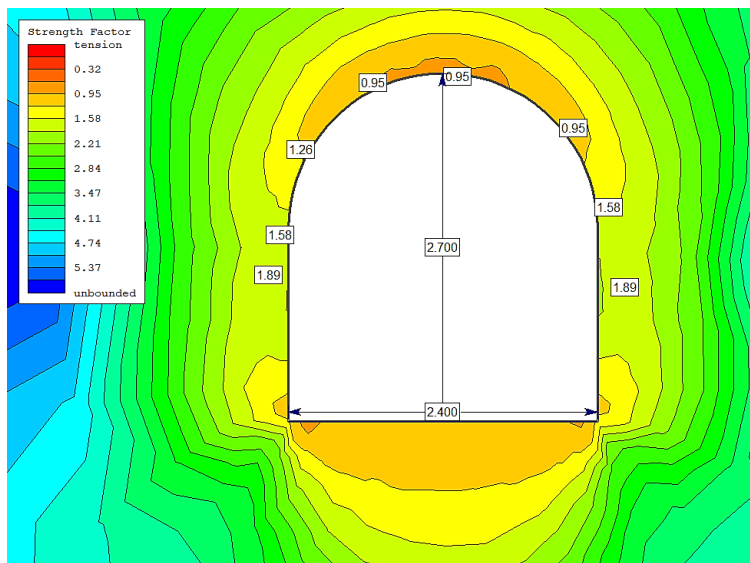
análisis mostró un incremento del factor de seguridad a valores superiores a 1.5, garantizando así condiciones estables para la excavación de la labor

3.8.5.5 Evaluación de estabilidad por modelamiento numérico.

La Figura 55 presenta los resultados del modelamiento numérico realizado mediante el método de elementos finitos en el software Phase2, donde se evalúa la estabilidad del macizo rocoso alrededor de la excavación sin sostenimiento. El análisis se basa en la distribución del factor de seguridad, permitiendo identificar las zonas más críticas del contorno excavado y el comportamiento mecánico del macizo frente a la redistribución de esfuerzos inducida por la excavación.

Figura 55

Factor de seguridad de la excavación sin sostenimiento en la estación N° 01

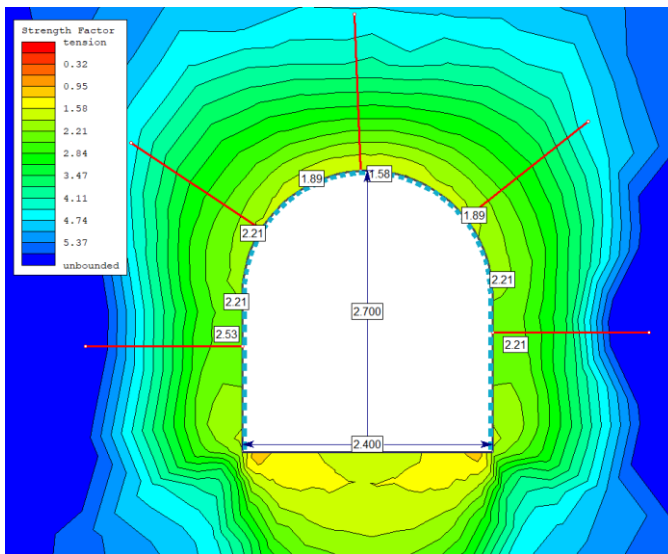


Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el análisis mediante modelamiento numérico antes de reforzar presenta un factor de seguridad de 0.95 considerándose inestable.

Figura 56

Factor de seguridad de la excavación con sostenimiento en la estación N° 01

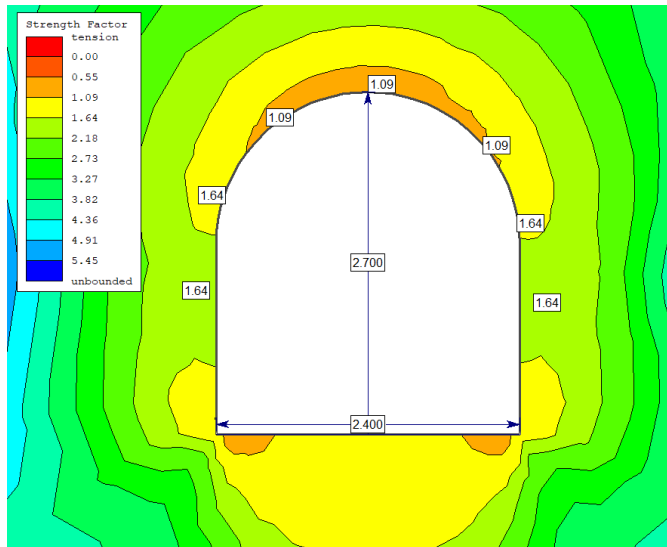


Fuente: Elaboración propia

Al realizar el sostenimiento con malla electrosoldada más perno helicoidal de 5 pies, de diámetro de 22 mm. Espaciado a 1.20 x 1.20m y reforzado con shotcrete de 50mm de espesor a sección completa presenta factores de seguridad mayores a 1.58, brindando condiciones estables.

Figura 57

Factor de seguridad de la excavación sin sostenimiento en la estación N° 02

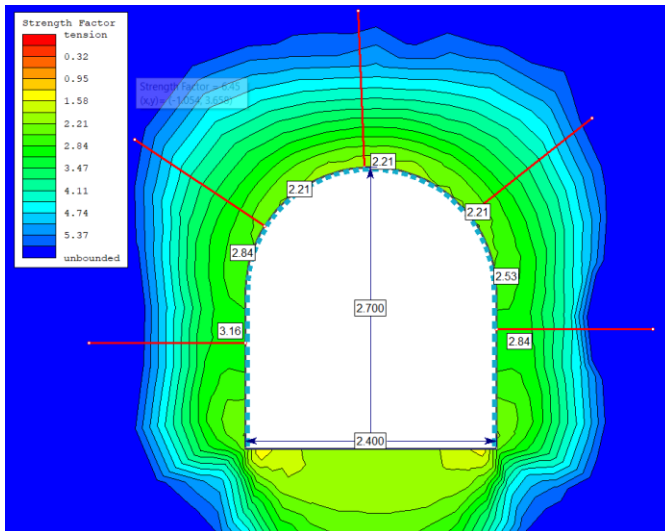


Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el análisis mediante modelamiento numérico antes de reforzar presenta un factor de seguridad de 1.09 considerándose inestable.

Figura 58

Factor de seguridad de la excavación con sostenimiento en la estación N° 02

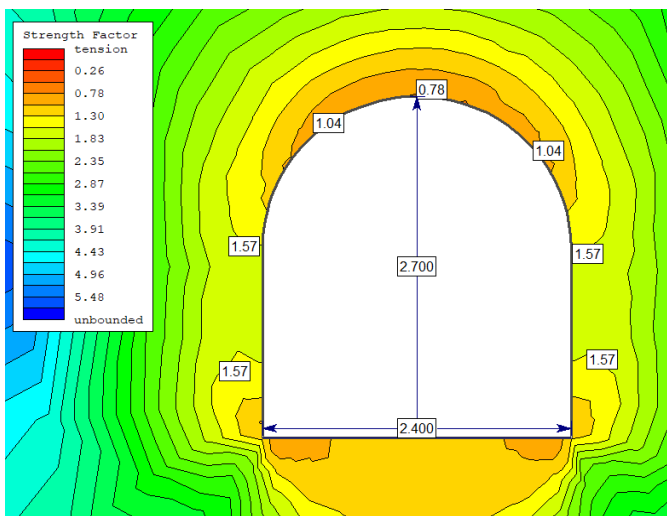


Fuente: Elaboración propia

Con el sostenimiento mediante malla electrosoldada y pernos helicoidales de 5 pies (\varnothing 22 mm), espaciados a 1.20×1.20 m, y shotcrete de 50 mm a sección completa, se obtienen factores de seguridad mayores a 2.21, garantizando condiciones estables.

Figura 59

Factor de seguridad de la excavación sin sostenimiento en la estación N°03

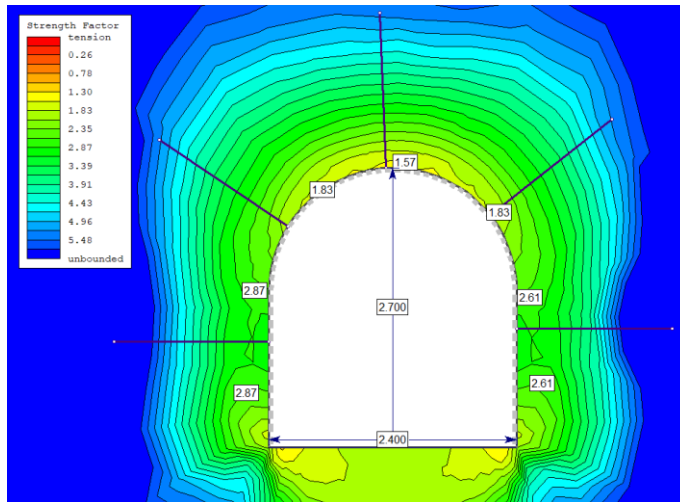


Fuente: elaboración propia

De acuerdo con el análisis mediante modelamiento numérico antes de reforzar presenta un factor de seguridad de 0.78 considerándose inestable.

Figura 60

Factor de seguridad de la excavación con sostenimiento en la estación N°03



Fuente: Elaboración propia

Con el sostenimiento mediante malla electrosoldada y pernos helicoidales de 5 pies (\varnothing 22 mm), espaciados a 1.20×1.20 m, y shotcrete de 50 mm a sección completa, se obtienen factores de seguridad mayores a 1.57, garantizando condiciones estables.

IV CAPÍTULO IV

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Caracterización geomecánica

La caracterización geomecánica realizada permitió definir el comportamiento estructural y mecánico del macizo rocoso mediante mapeo geomecánico por línea de detalle. El análisis del mapeo se evidenció que el macizo presenta una estructura anisotrópica, con fracturamiento medio a intenso, controlado principalmente por tres familias de discontinuidades bien definidas.

Las proyecciones estereográficas y diagramas de roseta confirmaron la presencia dominante de sistemas estructurales orientados hacia el NE, SE y SW, cuya intersección con la orientación de la labor BP9110-S genera condiciones favorables para fallas por cuña y deslizamientos planares, especialmente en los hastiales y la corona.

4.1.1 Análisis estructural de discontinuidades

El procesamiento estereográfico permitió identificar tres familias principales:

- FM₁: Dominante, con alta densidad de orientaciones.
- FM₂: Secundaria, con continuidad moderada.
- FM₃: Relevante por su interacción crítica con FM₁.

Estas familias controlan la estabilidad local de la labor, generando zonas potencialmente inestables en función de su orientación respecto al eje del túnel. El macizo se comporta como un medio estructuralmente controlado, donde la estabilidad depende más de la geometría de las discontinuidades que de la resistencia de la roca intacta.

4.1.2 Resultados de los ensayos de laboratorio

Los ensayos realizados (UCS, TX, TI, CE) permitieron determinar que la roca intacta presenta:

- UCS promedio: ≈ 96 MPa
- Módulo de Young (Ei): $\approx 18\text{--}20$ GPa
- Índice mi: ≈ 18

Estos valores indican una roca intacta competente y resistente, sin embargo, el comportamiento global del macizo está controlado por la alta fracturación y alteración, lo que reduce significativamente su capacidad autoportante.

4.1.3 Resultados del índice RQD

El cálculo del RQD para las tres estaciones dio como resultado:

- Est. 1: 43.4 %
- Est. 2: 46.3 %
- Est. 3: 49.3 %

El RQD promedio clasifica al macizo como de calidad pobre, caracterizado por:

- Alta densidad de fracturas.
- Baja continuidad estructural.
- Fragmentos pequeños de roca.

Esto implica una baja capacidad de autosostenimiento, con alta probabilidad de desprendimientos si no se implementa sostenimiento oportuno.

4.1.4 Resultados de la clasificación RMR (Bieniawski, 1989)

El sistema RMR arrojó valores entre 41 y 42 para las tres estaciones, lo que corresponde a clase III B – Calidad media

4.1.5 Resultados de la clasificación Q de Barton

El índice Q calculado fue:

- Est. 1: $Q = 0.16$
- Est. 2: $Q = 0.21$
- Est. 3: $Q = 0.22$

Estos valores clasifican el macizo como de calidad muy mala a extremadamente mala, con roca Tipo II–III, lo que indica:

- Macizo altamente fracturado.
- Influencia significativa del estado tensional.

- Condiciones estructurales críticas para excavaciones subterráneas.

4.1.6 Resultados de las propuestas de sostenimiento

Del análisis comparativo se obtiene:

a) Según RMR (Clase III):

- Pernos sistemáticos de 4 m.
- Espaciamiento 1.5–2.0 m.
- Malla metálica en techo.
- Shotcrete 50–100 mm (techo) y 30 mm (paredes).

b) Según Q de Barton:

- Pernos A63-42H Ø22 mm, L = 2.5 m.
- Espaciamiento 1.5 m.
- Shotcrete con fibra 100 mm.
- 6–7 pernos por anillo.

c) Según GSI modificado MARSA:

- Pernos de 5–8 pies sistemáticos, espaciamento 1.20–1.50 m.
- Malla electrosoldada.
- Shotcrete 1.5"–2".

El análisis comparativo muestra coherencia entre los tres sistemas en cuanto a la necesidad de sostenimiento activo, continuo y reforzado, destacando que:

- El sistema Q es el más conservador.
- El RMR es adecuado para diseño general.
- El GSI modificado es el más realista para condiciones operativas de MARSA.

4.2 Condición de altos esfuerzos in-situ e inducido

Los métodos empíricos aplicados para la estimación de esfuerzos in situ (Diederichs, 1999 y Hoek & Brown, 1978) determinaron esfuerzos verticales del orden de 22–23 MPa para una profundidad de 850 m, con esfuerzos horizontales máximos que

varían entre 40.89 MPa y 51.64 MPa. Por su parte, el método directo de Overcoring arrojó valores de $\sigma_V = 28.36$ MPa, $\sigma_H = 39.21$ MPa y $\sigma_h = 25$ MPa, con una relación $K_{max} = 1.38$, mostrando un régimen tensional compresivo dominado por un esfuerzo principal mayor subhorizontal. Estos resultados se encuentran dentro del rango estimado por los métodos empíricos, confirmando su coherencia y representatividad.

En el análisis de esfuerzos inducidos alrededor de la excavación, utilizando el valor conservador de $K = 1.38$, se obtuvo un esfuerzo tangencial máximo en la corona de aproximadamente 96.88 MPa, valor cercano a la resistencia a compresión simple de la roca. Este resultado indica una condición de alta concentración de esfuerzos y un estado límite crítico con probabilidad de fracturamiento localizado.

La modelación numérica corroboró estos valores, evidenciando concentraciones de esfuerzos en la corona del orden de 90–93 MPa y valores cercanos a 28 MPa en los hastiales. En conjunto, los resultados demuestran que la excavación se desarrolla bajo un régimen de altos esfuerzos, siendo la corona la zona más crítica desde el punto de vista geomecánico.

4.3 Diseño de sostenimiento adecuado basadas en los resultados del análisis geomecánico y tensional

A partir del análisis geomecánico se definió un sistema de sostenimiento compuesto por pernos helicoidales de 22 mm de diámetro y 5 pies de longitud, instalados de manera sistemática, complementados con malla electrosoldada y 50 mm de shotcrete.

El diseño del perno con cartuchos combinados de cemento y resina garantiza una adecuada adherencia inicial y resistencia final, mejorando la capacidad de anclaje al macizo rocoso. Asimismo, el patrón de instalación para una sección tipo de 2.40 m \times 2.70 m, con disposición en dos filas y un traslape mínimo de 0.30 m en la malla, asegura continuidad en el sostenimiento superficial y adecuada transferencia de carga.

La configuración adoptada permite reforzar la corona y los hastiales, contribuyendo al control de bloques potencialmente inestables y a la estabilidad general de la excavación.

4.4 Evaluación de estabilidad

4.4.1 Determinación de la abertura máxima sin sostenimiento (SPAM)

El cálculo del SPAM utilizando valores de Q entre 0.16 y 0.22 arrojó aberturas máximas sin sostenimiento entre 1.54 m y 1.75 m. Considerando que la labor presenta una luz de 2.70 m, se concluye que la excavación excede la abertura estable sin refuerzo, por lo que requiere sostenimiento inmediato.

4.4.2 Determinación del tiempo de autoaporte

Para una luz de 2.70 m y un RMR entre 41 y 43, el macizo rocoso presenta un tiempo de autoaporte estimado entre **12 y 96 horas**. Esto indica estabilidad temporal limitada, recomendándose la instalación del sostenimiento dentro del primer día posterior a la excavación para evitar degradación progresiva del techo.

4.4.3 Evaluación empírica (Curva de diseño SPAN)

Según la curva de abertura crítica de diseño, la excavación se ubica en una zona potencialmente inestable, en función del RMR y la dimensión de la galería. Este resultado confirma la necesidad de sostenimiento sistemático para garantizar la estabilidad estructural.

4.4.4 Evaluación analítica – Análisis de cuñas (Unwedge)

El análisis cinemático identificó cuñas potencialmente inestables en la corona y hastiales, evidenciando la influencia de discontinuidades desfavorables.

- Sin sostenimiento: presencia de bloques con factores de seguridad menores a 1.
- Con sostenimiento (pernos helicoidales de 5 pies, malla electrosoldada y shotcrete 50 mm, espaciamento 1.20 × 1.20 m): se incrementaron los factores de seguridad a valores mayores a 1.5, alcanzando condiciones estables.

4.4.5 Evaluación por modelamiento numérico (Phase2)

El análisis numérico sin sostenimiento mostró factores de seguridad de:

- 0.95
- 1.09
- 0.78

Estos valores indican condiciones inestables o cercanas al estado límite.

Con la implementación del sostenimiento propuesto (pernos Ø22 mm de 5 pies, espaciamento 1.20 × 1.20 m, malla electrosoldada y shotcrete 50 mm), los factores de seguridad aumentaron a:

- > 1.58
- > 2.21
- > 1.57

Lo que confirma condiciones de estabilidad adecuadas.

4.5 Discusión de resultados

Los resultados evidencian que el comportamiento del macizo rocoso está predominantemente controlado por su estructura y grado de fracturamiento, más que por la resistencia de la roca intacta. Aunque los ensayos de laboratorio indican una roca competente, la baja calidad del macizo reflejada en los valores de RQD y Q confirma que la presencia e interacción de las discontinuidades condicionan la estabilidad de la excavación. La diferencia entre la clasificación RMR y el índice Q demuestra que este último es más sensible a condiciones estructurales críticas, adoptando un enfoque más conservador. En este contexto, la estabilidad de la labor depende directamente del control de bloques estructuralmente definidos, lo que justifica la necesidad de un sostenimiento sistemático y continuo acorde a la calidad real del macizo.

Los resultados confirman que la excavación se desarrolla bajo un régimen de altos esfuerzos in situ, con predominio del esfuerzo principal mayor subhorizontal y una relación $K > 1$, condición coherente con el contexto tectónico del área y responsable de la significativa redistribución de esfuerzos alrededor de la labor. La comparación entre los métodos empíricos y el Overcoring muestra consistencia en los valores obtenidos, aunque este último representa con mayor confiabilidad el estado tensional real del macizo rocoso. Asimismo, el análisis analítico y numérico de esfuerzos inducidos evidencia concentraciones críticas en la corona, con valores entre 90 y 97 MPa, cercanos a la resistencia a compresión simple de la roca, lo que indica probabilidad de fracturamiento inducido o daño frágil, mientras que los hastiales presentan menores niveles de esfuerzo. En conjunto, estos resultados demuestran que la estabilidad de la excavación está fuertemente condicionada por el régimen tensional, siendo la corona la zona más vulnerable y la que requiere mayor control en el diseño del sostenimiento.

El sistema de sostenimiento propuesto integra refuerzo interno y confinamiento superficial (compuesto por pernos de anclaje de 22 mm de diámetro y 5 pies de longitud, espaciado 1.2m x 1.2m, instalados de manera sistemática, en combinación con malla electrosoldada, complementada con una capa de shotcrete de 50 mm de espesor), lo que permite mejorar el comportamiento estructural del macizo rocoso excavado. La instalación sistemática de pernos favorece la interacción entre discontinuidades, incrementando la cohesión del conjunto rocoso.

La malla electrosoldada y el shotcrete actúan de manera complementaria, asegurando la contención superficial y evitando desprendimientos locales. Además, el patrón definido garantiza una cobertura homogénea en la sección, optimizando la eficiencia del sistema.

En conjunto, los resultados demuestran que el diseño adoptado es coherente con las condiciones geomecánicas identificadas y proporciona una solución técnica adecuada para mantener la estabilidad de la labor minera.

Los resultados evidencian que el macizo rocoso presenta una capacidad limitada de autosostenimiento, ya que el SPAM calculado es menor que la luz real de la labor (2.70 m), lo que confirma que la excavación no puede mantenerse estable sin soporte. El tiempo de autoaporte estimado entre 12 y 96 horas refuerza la necesidad de instalar sostenimiento temprano para evitar degradación progresiva del macizo. La evaluación empírica mediante la curva SPAN ubica la excavación en una condición potencialmente inestable, resultado coherente con el análisis cinemático, donde se identificaron cuñas críticas principalmente en la corona. Asimismo, el modelamiento numérico confirma esta condición al mostrar factores de seguridad menores o cercanos a 1 en ausencia de sostenimiento. La implementación del sistema de refuerzo permitió incrementar significativamente los factores de seguridad, demostrando que la estabilidad de la labor depende directamente de la aplicación oportuna y adecuada del sostenimiento propuesto.

CONCLUSIONES

1. La labor BP9110-S se desarrolla en un macizo rocoso anisotrópico y de calidad regular, donde la estabilidad está dominada por la orientación e interacción de las discontinuidades más que por la resistencia de la roca intacta. La presencia de tres familias estructurales principales (NE, SW y SE) explica el potencial de fallas por cuña y deslizamientos, lo que hace indispensable un sostenimiento diseñado para controlar bloques y confinar el macizo, garantizando así la seguridad y continuidad operativa de la excavación.
2. Los resultados indican que la excavación está sometida a altos esfuerzos in situ, con predominio del esfuerzo horizontal ($\sigma_H = 39.21$ MPa) sobre el vertical ($\sigma_V = 28.36$ MPa) y una relación $K = 1.38$, confirmados mediante overcoring. Los esfuerzos inducidos en la corona alcanzan entre 90 y 97 MPa, valores cercanos a la UCS de la roca ($\approx XX$ MPa), lo que evidencia una condición crítica con potencial de fracturamiento inducido.
3. El sistema de sostenimiento diseñado, conformado por pernos helicoidales, malla electrosoldada y shotcrete de 50 mm, resulta adecuado para las condiciones geomecánicas de la excavación. La configuración y el patrón de instalación definidos constituye una solución técnica integral que contribuye a garantizar condiciones seguras y estables durante el desarrollo de la labor minera.
4. La labor BP9110-S es inestable sin sostenimiento, ya que la abertura máxima autosostenible (1.54–1.75 m) es menor que la luz real de 2.70 m y los factores de seguridad iniciales (0.78, 0.95 y 1.09) indican condición crítica. El tiempo de autoporte (12–96 horas) confirma estabilidad temporal limitada. Con la instalación de malla electrosoldada, pernos helicoidales de 5 pies ($\varnothing 22$ mm) y shotcrete de 50 mm, los factores de seguridad aumentan a valores mayores a 1.5 y hasta 2.21, garantizando condiciones estables.

RECOMENDACIONES

- Se sugiere realizar monitoreos geomecánicos permanentes en la labor BP9110-S, considerando la influencia de las discontinuidades y la anisotropía del macizo rocoso, con el fin de controlar posibles mecanismos de falla estructural asociados a la formación de cuñas.
- Es necesario implementar un sistema de instrumentación geotécnica en zonas críticas de la excavación, incluyendo mediciones de convergencia, para evaluar la deformación del macizo rocoso bajo condiciones de altos esfuerzos inducidos y verificar su comportamiento en el tiempo.
- Resulta conveniente mantener el sistema de sostenimiento diseñado (pernos helicoidales, malla electrosoldada y shotcrete de 50 mm), asegurando su correcta aplicación en campo y ajustándolo según las variaciones litológicas y condiciones geomecánicas del macizo rocoso.
- Debe ejecutarse la instalación del sostenimiento de manera inmediata posterior al avance de la excavación, con el fin de incrementar oportunamente el factor de seguridad y reducir el riesgo de inestabilidad en las etapas iniciales de exposición del macizo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2), 185–216. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00011-4](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00011-4)
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189–236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>
- Bieniawski, Z. T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. En *Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering* (Vol. 1, pp. 97–106). South African Institution of Civil Engineers.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.
- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2006). *Rock mechanics for underground mining* (3rd ed.). Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-011-6501-3>
- Brown, E. T., & Hoek, E. (1978). Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15(4), 211–215. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91227-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91227-5)
- Bunge, M. (2014). *La investigación científica*. Siglo XXI Editores.
- Castro, R., & Pérez, J. (2013). Evaluación geomecánica aplicada al diseño de sostenimiento. *Revista Minería*, 45(3), 25–32.
- Compumet E.I.R.L. (2006). *Informe geomecánico Unidad Parcoy*. Documento técnico interno.
- Deere, D. U. (1963). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1, 16–22.
- Diederichs, M. S. (1999). *Instability of hard rock masses: The role of tensile damage and relaxation* (Doctoral dissertation). Queen's University.
- Fierro, Q. M. (Año). *Análisis de esfuerzos in situ para la profundización de la mina San Andrés – MARSÁ* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería.
- Gavilanes, A., & Andrade, P. (2004). *Mecánica de rocas aplicada a minería subterránea*. Universidad Central del Ecuador.
- Geoconsult S.A. (1995). *Estudio geomecánico Unidad Minera Parcoy*. Informe técnico.
- Geoconsult S.A. (1996). *Actualización de estudio geomecánico Unidad Parcoy*. Informe técnico.

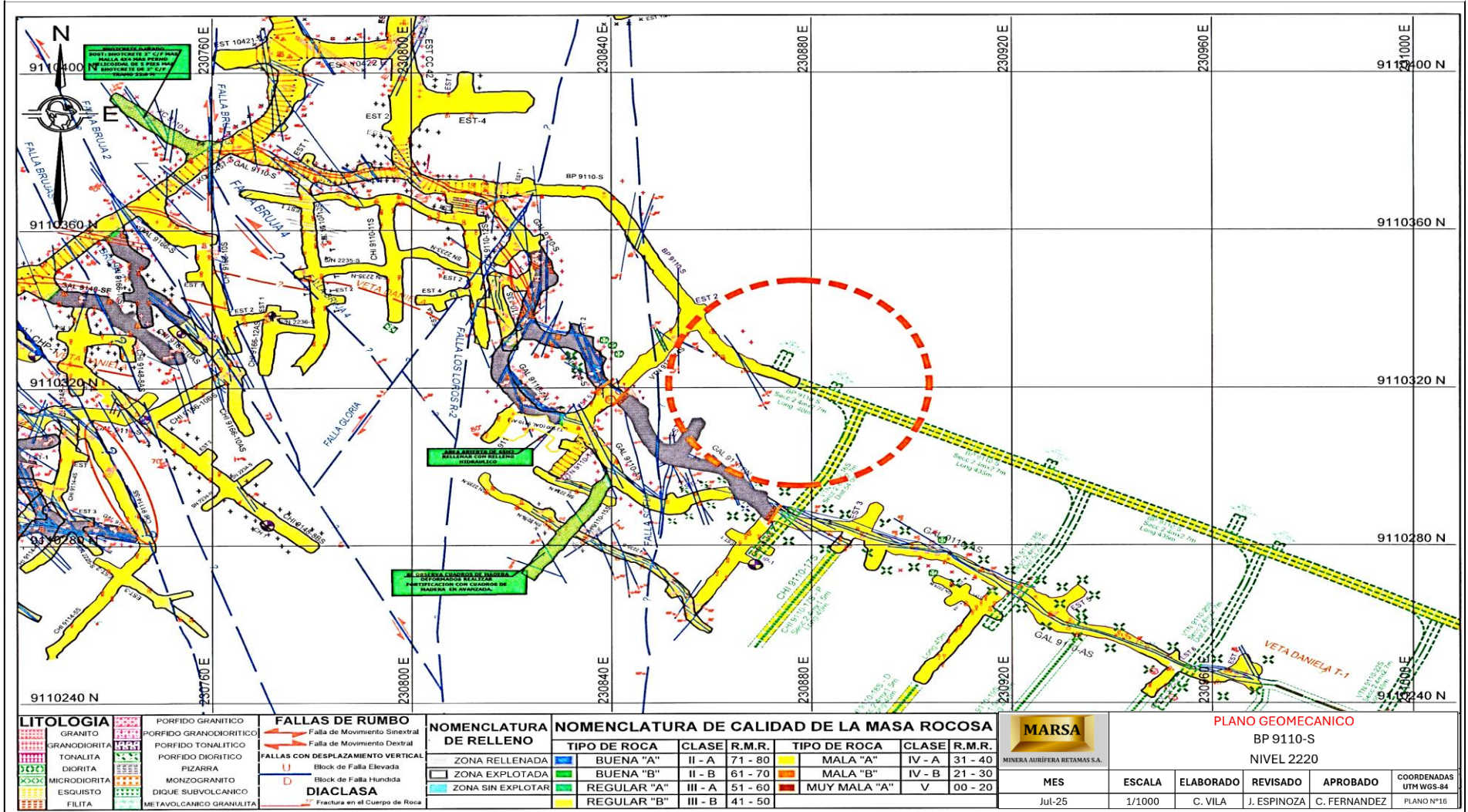
- González de Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.
- González de Vallejo, L. I., & Ferrer, M. (2007). *Ingeniería geológica aplicada a la obra civil*. Pearson Educación.
- Guerrero Salvador, M. A. (2024). *Desarrollo de herramientas para el diseño de fortificación para minería subterránea de corte y relleno* (Tesis de magíster, Universidad de Chile). <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/203854>
- Hadjigeorgiou, J. (2010). *Development of a ground support design methodology for underground mines in Ontario* (Doctoral dissertation). Queen's University.
- Hernández Sampieri, R. (2014). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2003). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill.
- Hoek, E. (1968). Brittle fracture of rock. En *Proceedings of the 3rd Canadian Rock Mechanics Symposium* (pp. 99–124).
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1985). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 22(3), 101–119.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2013). Hoek–Brown failure criterion – 2002 edition. Rocscience.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Balkema. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02651-8>
- Ismayilov, S. (2025). *Design and numerical modelling of ground support systems in underground mine Gilar using rock mechanics principles* (Tesis de maestría, Montanuniversität Leoben). <https://doi.org/10.34901/mul.pub.2025.106>
- ITGME. (1992). *Manual de mecánica de rocas*. Instituto Tecnológico Geominero de España.
- Jaeger, J. C., & Cook, N. G. W. (1976). *Fundamentals of rock mechanics* (2nd ed.). Chapman and Hall.
- Jing, L., & Hudson, J. A. (2002). Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(4), 409–427. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00065-5](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00065-5)

- Kaiser, P. K., & Gale, J. E. (1985). Prediction of rockburst damage potential. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 18(1), 1–20.
<https://doi.org/10.1007/BF01019823>
- Kirsch, G. (1898). Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 42, 797–807.
- Mendoza, L. (2022). *Evaluación geomecánica del macizo rocoso en la construcción y sostenimiento de la chimenea-2226, mina Lourdes* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca).
- Moomivand, H., Moosazadeh, M., & Gilani, M. (2022). Rockburst prediction using numerical modelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55(1), 95–110.
- OSINERGMIN. (2017). *Guía para el diseño de sostenimiento en minería subterránea*. Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería.
- Pakalnis, R. (2014). *Empirical design methods in underground mining*. University of British Columbia.
- Paredes, J. (2020). *Evaluación geomecánica para el diseño de sostenimiento en la galería 845 de la veta Ángela* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Trujillo).
- Poma, A. (2021). *Evaluación geomecánica para el diseño de sostenimiento en la galería de la veta Rosario* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Trujillo).
- Ramírez, R., et al. (1984). *Rock mechanics applications in underground excavations*. McGraw-Hill.
- Ramírez, R., et al. (1991). *Mecánica de rocas aplicada*. Universidad Nacional.
- Sampieri, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2010). *Metodología de la investigación* (5ª ed.). McGraw-Hill.
- Sánchez, J. (2003). *Geomecánica aplicada a minería subterránea*. Universidad Nacional.
- Sheorey, P. R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 31(1), 23–34.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)92312-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)92312-4)
- Sika. (2010). *Manual técnico de shotcrete para minería*. Sika Perú.
- SNMPE. (2004). *Manual de seguridad minera*. Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía.
- Wagner, H. (2019). *Rockburst and seismicity in underground mining*. Springer.
- Wang, J. (2000). *Numerical modelling in underground rock engineering*. Elsevier.
- Xie, H., & Yang, J. (2010). Rockburst mechanism and prediction. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2(3), 215–222.

Zhu, W., et al. (2021). Experimental investigation of rockburst behavior. *Engineering Geology*, 278, 105118. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105118>

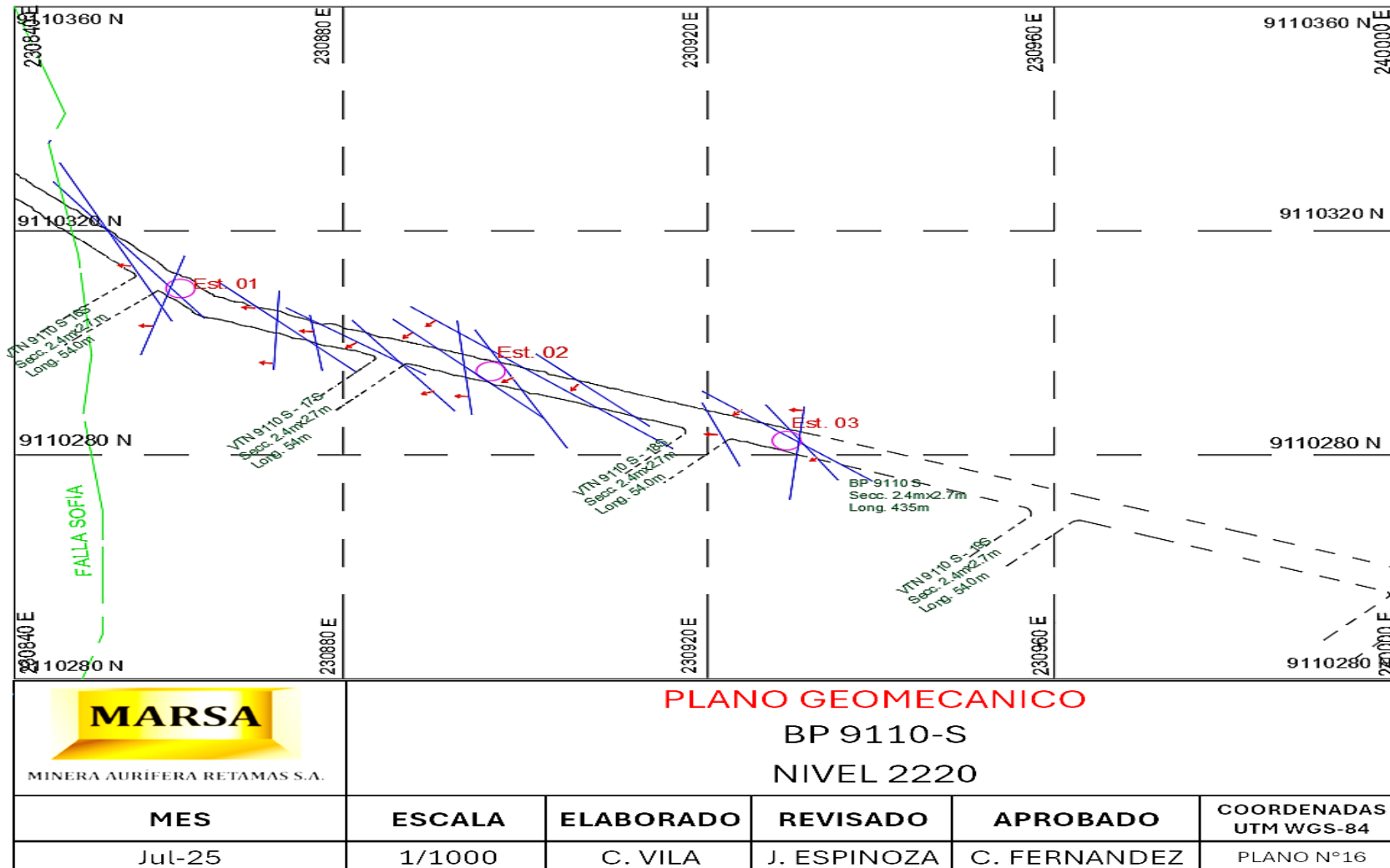
ANEXOS

Anexo 1: Plano geomecánico del Nivel 2220



Fuente: Departamento de Geomecánica de MARSA

Anexo 2: Plano geomecánico del BP 9110-S



Fuente: Departamento de Geomecánica de MARS A

Anexo 3: Descripción del Macizo Rocosó en la estación N°01

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO															
Estación Geotécnica: EG-01			Labor: nbrnhxxx			Norte: 9110232.255									
Fecha: 23/05/2025			Cód. lab: 28584			Este: 230611.511									
Resistencia: 87MPa			Nivel: 2320			Cota: 2322									
N°	Dip	Ddir	Litología	Espac (cm)	Persist (m)	Rug < esc	Rug > esc	Tipo Relleno	Resist. Relleno	Apertura Relleno (mm)	Alteración	T/C	Humedad	Obser.	Set
1	40	63	DIORITA	10	2	4	Esc/Pulido	Si	R4	1	Ligeramente	Di	Humedo		
2	52	74	DIORITA	20	0.44	4	Esc/Pulido	Si	R4	2	Ligeramente	Di	Humedo		
3	81	142	DIORITA	20	0.6	6	Ond/Pulido	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Humedo		2
4	48	253	DIORITA	14	3	2	Ond/Li so	Pz	S2	1	Ligeramente	Di	Humedo		1
5	67	168	DIORITA	10	2	2	Ond/Pulido	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Humedo		4
6	52	250	DIORITA	40	1.1	2	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Humedo		1
7	75	330	DIORITA	52	0.6	2	Ond/Rugoso	Arc	S1	1	Ligeramente	Di	Humedo		
8	47	154	DIORITA	34	3	5	Ond/Rugoso	Si	R3	1	Moderadamente	Di	Seco		4
9	63	316	DIORITA	60	1.5	4	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Moderadamente	Di	Seco		
10	82	335	DIORITA	36	0.42	6	Ond/Rugoso	Arc	S2	2	Ligeramente	Di	Seco		
11	49	157	DIORITA	15	1.1	4	Ond/Pulido	Arc	S2	1	Moderadamente	Di	Seco		4
12	48	164	DIORITA	15	0.25	6	Ond/Rugoso	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		4
13	67	310	DIORITA	26	1.8	4	Ond/Li so	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		
14	77	180	DIORITA	32	1.5	3	Ond/Li so	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		4
15	69	145	DIORITA	55	0.6	3	Esc/Li so	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Humedo		2
16	64	239	DIORITA	55	0.6	3	Esc/Li so	Arc	S2	1	Moderadamente	Di	Seco		1
17	57	129	DIORITA	9	0.7	5	Ond/Rugoso	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		
18	59	255	DIORITA	37	0.92	3	Ond/Li so	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		1
19	70	170	DIORITA	30	1.2	3	Esc/Pulido	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		4
20	33	256	DIORITA	—	1.0	3	Ond/Li so	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Humedo		
21	57	119	DIORITA	45	0.5	4	Ond/Rugoso	Arc	S1	1	Ligeramente	Di	Seco		
22	60	159	DIORITA	70	1.1	4	Esc/Li so	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		4
23	69	234	DIORITA	30	1.3	4	Esc/Li so	Arc	S1	1	Ligeramente	Di	Seco		1
24	75	146	DIORITA	10	0.65	5	Ond/Rugoso	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		2
25	52	246	DIORITA	90	1.0	2	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		1
26	57	233	DIORITA	12	1.8	3	Esc/Li so	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		1
27	89	230	DIORITA	83	1.6	2	Ond/Li so	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		
28	80	232	DIORITA	80	0.8	3	Ond/Li so	Si	R3	1	Moderadamente	Di	Seco		
29	54	254	DIORITA	—	1.0	3	Esc/Li so	Si	R3	100	Moderadamente	Fa	Seco	Falla	1
30	71	161	DIORITA	16	1.4	3	Esc/Li so	Arc	S2	30	Moderadamente	Fa	Seco	Falla	4
31	75	254	DIORITA	20	1.1	2	Esc/Li so	Arc	S2	150	Ligeramente	Fa	Seco	Falla	
32	64	193	DIORITA	10	0.6	2	Plan/Rugoso	Arc	S2	2	Ligeramente	Di	Seco		
33	64	223	DIORITA	10	0.6	2	Plan/Rugoso	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		1
34	76	220	DIORITA	15	0.85	2	Esc/Pulido	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		
35	79	187	DIORITA	15	0.9	3	Esc/Li so	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		
36	61	187	DIORITA	30	1.2	3	Esc/Li so	Si	R3	1	Ligeramente	Di	Seco		
37	61	265	DIORITA	90	0.5	3	Esc/Li so	Si	R3	1	Moderadamente	Di	Seco		1
38	32	253	DIORITA	10	1	3	Esc/Li so	Arc	S2	1	Moderadamente	Di	Seco		
39	87	69	DIORITA	25	1.2	4	Esc/Pulido	Si	R3	1	Moderadamente	Di	Humedo		
40	59	252	DIORITA	—	1.0	2	Ond/Li so	Si	R3	1	Moderadamente	Di	Seco		1
41	86	138	DIORITA	35	1.4	3	Esc/Li so	Arc	S2	1	Moderadamente	Di	Seco		2
42	58	242	DIORITA	37	1.2	3	Esc/Li so	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		1
43	58	242	DIORITA	23	0.9	2	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Moderadamente	Di	Seco		3

Fuente: elaboración propia

Anexo 4: Descripción del Macizo Rocosó en la estación N°02

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO															
Estación Geotécnica: EG-01			Labor: nbrnhxxx			Norte: 9110232.255									
Fecha: 23/05/2025			Cód. lab: 28584			Este: 230611.511									
Resistencia: 87MPa			Nivel: 2320			Cota: 2322									
N°	Dip	Ddir	Litología	Espac (cm)	Persist (m)	Rug < esc	Rug > esc	Tipo Relleno	Resist. Relleno	Apertura Relleno (mm)	Alteración	T/C	Humedad	Obsér.	Set
1	58	212	DIORITA	90	1.2	2	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
2	83	130	DIORITA	50	1	2	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
3	67	333	DIORITA	20	1.5	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
4	88	206	DIORITA	20	1.1	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
5	89	205	DIORITA	15	0.9	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
6	46	293	DIORITA	10	0.9	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
7	44	93	DIORITA	15	1	3	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		1
8	76	15	DIORITA	15	1	3	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Seco		3
9	74	13	DIORITA	15	1.1	2	Esc/Pulido	Arc	S2	1	Ligeramente	Di	Humedo		3
10	73	275	DIORITA	20	1.1	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
11	78	171	DIORITA	20	0.5	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
12	72	15	DIORITA	12	0.56	2	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		3
13	86	16	DIORITA	11	0.9	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Fa	Humedo	fal la	3
14	88	20	DIORITA	7	0.4	3	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Humedo		3
15	74	287	DIORITA	12	0.73	3	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	Ligeramente	Di	Seco		
16	81	202	DIORITA	14	0.83	3	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
17	87	355	DIORITA	17	0.58	3	Ond/Rugoso	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		3
18	85	186	DIORITA	36	0.58	3	Ond/Rugoso	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
19	83	116	DIORITA	47	0.95	4	Ond/Rugoso	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		2
20	65	204	DIORITA	34	0.65	3	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
21	81	165	DIORITA	14	0.95	2	Plan/Rugoso	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
22	84	189	DIORITA	25	0.6	4	Esc/Rugoso	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
23	56	92	DIORITA	9	1.1	2	Esc/Pulido	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		1
24	87	295	DIORITA	20	0.9	2	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
25	71	104	DIORITA	58	0.65	2	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
26	62	89	DIORITA	8	0.35	2	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		1
27	68	204	DIORITA	20	0.8	3	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
28	70	224	DIORITA	28	0.7	3	Ond/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
29	79	359	DIORITA	28	0.48	2	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		3
30	63	262	DIORITA	20	0.65	2	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Seco		
31	80	175	P TONALITICO	18	1.1	4	Esc/Rugoso	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Humedo		
32	76	300	P TONALITICO	12	2	3	P TONALITICO	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Humedo		
33	86	358	P TONALITICO	11	1	2	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Humedo		3
34	66	334	P TONALITICO	22	1.2	2	Esc/Li so	Si	S2	0.5	No meteorizada	Di	Humedo		
35	89	70	P TONALITICO	40	0.57	2	Esc/Li so	Arc	S2	0.5	No meteorizada	Di	Humedo		

Fuente: elaboración propia

Anexo 5: Descripción del Macizo Rocoso en la estación N°03

DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO															
Estación Geotécnica: EG-01			Labor: nbrnhxxx			Norte: 9110232.255									
Fecha: 23/05/2025			Cód. lab: 28584			Este: 230611.511									
Resistencia: 87MPa			Nivel: 2320			Cota: 2322									
N°	Dip	Ddir	Litología	Espac (cm)	Persist (m)	Rug < esc	Rug > esc	Tipo Relleno	Resist. Relleno	Apertura Relleno (mm)	Alteración	T/C	Humedad	Obser.	Set
1	83	340	DIORITA	90	3	3	Ond/Rugoso	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Humedo		
2	87	335	DIORITA	60	2.5	3	Ond/Li so	Si	R3	2	Ligeramente	Di	Humedo		3
3	62	212	DIORITA	70	3	3	Ond/Li so	Si	R4	1	Ligeramente	Di	Humedo		
4	69	227	DIORITA	70	0.5	6	Ond/Li so	Si	R4	1	Ligeramente	Di	Humedo		
5	84	235	DIORITA	30	1.5	5	Ond/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Humedo		1
6	73	64	DIORITA	46	3	2	Ond/Li so	Pz	S2	1	Ligeramente	Di	Humedo		
7	87	229	DIORITA	60	2.3	5	Ond/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Humedo		1
8	87	165	DIORITA	30	0.55	3	Ond/Li so	Arc	S3	1	Moderadamente	Di	Seco		2
9	52	62	DIORITA	60	3.5	3	Esc/Li so	Arc	S3	1	Moderadamente	Di	Seco		
10	85	53	DIORITA	60	0.65	3	Esc/Li so	Arc	S3	2	Ligeramente	Di	Seco		
11	88	52	DIORITA	40	1.05	1	Esc/Li so	Arc	S3	1	Moderadamente	Di	Seco		
12	88	54	DIORITA	45	0.8	5	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
13	89	56	DIORITA	30	0.52	3	Esc/Li so	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		
14	89	41	DIORITA	35	1	3	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
15	74	286	DIORITA	20	2	5	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Humedo		
16	85	235	DIORITA	25	1	5	Esc/Li so	Arc	S3	1	Moderadamente	Di	Seco		1
17	83	282	DIORITA	30	3	3	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
18	53	324	P TONALITICO	70	0.2	53	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
19	85	270	P TONALITICO	70	0.5	5	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
20	57	304	P TONALITICO	40	0.8	7	Esc/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Humedo		
21	74	110	P TONALITICO	40	2.8	3	Ond/Pulido	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
22	88	236	P TONALITICO	14	3	5	Ond/Rugoso	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		1
23	88	341	P TONALITICO	10	2	5	Ond/Rugoso	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		3
24	89	240	P TONALITICO	10	0.5	5	Ond/Rugoso	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		1
25	22	55	P TONALITICO	10	1	9	Ond/Rugoso	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		
26	85	246	P TONALITICO	40	0.9	5	Ond/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
27	88	80	P TONALITICO	20	0.5	5	Ond/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
28	62	110	P TONALITICO	40	0.4	3	Ond/Li so	Arc	S3	1	Moderadamente	Di	Seco		
29	79	152	P TONALITICO	-	10	1	Ond/Li so	Arc	S4	100	Moderadamente	Fa	Seco	Fa lla	
30	75	235	P TONALITICO	-	3	1	Ond/Li so	Arc	S5	30	Moderadamente	Fa	Seco	Fa lla	1
31	75	346	P TONALITICO	-	3	5	Ond/Li so	Arc	S6	150	Ligeramente	Fa	Seco	Fa lla	
32	82	234	P TONALITICO	35	2	5	Ond/Li so	Si	R2	2	Ligeramente	Di	Seco		1
33	84	165	P TONALITICO	20	2	1	Ond/Li so	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		2
34	89	161	P TONALITICO	-	1	1	Ond/Li so	Si	R2	1	Ligeramente	Di	Seco		2
35	62	229	P TONALITICO	40	1.5	3	Ond/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		
36	66	248	P TONALITICO	40	1.5	5	Ond/Li so	Arc	S3	1	Ligeramente	Di	Seco		

Fuente: elaboración propia

Anexo 6: Registro en cartilla geomecánica de RMR

parámetros	Resistencia a la compresión	RQD	Espaciamiento	condición de las discontinuidades					Agua subterránea	Ajuste por Orientación	VALOR TOTAL DE RMR BASICO (suma de valoración 1 a 5)	VALOR TOTAL RMR AJUSTADO (Suma de valoración de 1 a 6)
				persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Alteración				
valores	15 12 7 4 2	20 17 13 8 3	20 15 10 8 5	6 4 2 1 0	6 5 4 1 0	6 5 3 1 0	6 4 2 1 0	8 5 3 1 0	15 10 7 4 0	0 -2 -5 -10 -15		
Punto de Mapeo	>250 Mpa 100-250 Mpa 50-100 Mpa 25-50 Mpa <25 Mpa	90-100% 75-90% 50-75% 25-50% <25%	>2m 06-2m 200-600mm 60-200mm <60mm	<1 m 1-3 m 3-10 m 10-20m 20m	cerrada 0 Muy angosta <0.1 mm Angosta 0.1-1.0 mm Abierta 1.0-5.0 mm Muy abierta >5.0 mm	Muy rugoso Rugoso Ligeramente rugosa Lisa Muy lisa	Ninguna Relleno duro <5 mm Relleno duro >5 mm Relleno blando <5 mm Relleno blando >5mm	No meteorizada ligeramente Moderadamente Altamente meteorizadas Descompuesta	Completamente seco Húmedo Mojado Goteo Flujo	Muy favorable Favorable Regular Desfavorable Muy desfavorable		
EST. N° 01												
Hastial Derecho	7	8	8	6	4	3	1	5	10	-10	52	42
Hastial Izquierdo	7	8	8	6	5	3	2	3	10	-10	52	42
EST. N° 02												
Hastial Derecho	7	8	8	6	4	3	2	3	10	-10	51	41
Hastial Izquierdo	7	8	8	6	4	3	2	3	10	-10	51	41
EST. N° 03												
Hastial Derecho	7	8	10	4	4	3	1	5	10	-10	52	42
Hastial Izquierdo	7	8	10	4	3	3	2	5	10	-10	52	42

Fuente: elaboración propia

Anexo 7: Matriz de consistencia

Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variables	Metodología
¿De qué manera la evaluación geomecánica integral del macizo rocoso en la labor BP9110-S, utilizando los métodos empíricos (RMR, Q y GSI), analíticos y numéricos, ¿permite garantizar su estabilidad estructural como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés?	Evaluar geomecánicamente el macizo rocoso del BP9110-S para garantizar su estabilidad estructural como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés.	La evaluación geomecánica integral del macizo rocoso en la labor BP9110-S permitirá identificar las condiciones estructurales y tensionales que controlan su estabilidad y, en función de ello, proponer un sistema de sostenimiento que garantice su seguridad y durabilidad como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés	VARIABLE INDEPENDIENTE X: Evaluación geomecánica del macizo rocoso Dimensiones	TIPO DE INVESTIGACIÓN Aplicada NIVEL DE INVESTIGACIÓN descriptiva
Problema específico	Objetivo específico	Hipótesis específico	X1: Caracterización geológica X2: Caracterización estructural X3: Propiedades mecánicas del macizo X4: Clasificación geomecánica X5: Condición tensional	DISEÑO No experimental POBLACIÓN La población está compuesta por las labores horizontales de la Unidad Minera San Andrés. MUESTRA Muestra, El BP 9110 - S, de la unidad Minera San Andrés. TÉCNICA DE RECOLECCION DE DATOS
¿Cuáles son los parámetros geológicos, estructurales y geomecánicos que caracterizan el macizo rocoso de la labor BP9110-S y cómo se correlacionan los sistemas de clasificación empírica RMR, Q de Barton y el índice GSI para la evaluación del sostenimiento?	Caracterizar el macizo rocoso mediante la determinación de sus parámetros geológicos, estructurales y geomecánicos, así como la correlación de los sistemas de clasificación empírica RMR (Rock Mass Rating), Q de Barton y el índice GSI (Geological Strength Index), con el fin de establecer recomendaciones geomecánicas de sostenimiento a partir de cada uno de ellos.	La determinación de los parámetros geológicos, estructurales y geomecánicos del macizo rocoso, así como la correlación de los sistemas RMR, Q y GSI, permitirá establecer una clasificación confiable de la calidad del macizo en la labor BP9110-S.		- Observación directa y mapeo geomecánico. - Ensayos de laboratorio. - Modelación numérica
¿Cómo se distribuyen los esfuerzos in situ e inducidos en el macizo rocoso y qué influencia tienen sobre su estabilidad?	Analizar los esfuerzos in situ e inducidos en el macizo rocoso, con el fin de identificar zonas críticas y comprender su influencia sobre la estabilidad estructural de la labor.	El análisis de los esfuerzos in situ e inducidos permite identificar las zonas de mayor concentración tensional y comprender su relación con los posibles mecanismos de inestabilidad.		INSTRUMENTO - Equipos de medición in situ. - Software especializado. - Fichas de registro geomecánico
¿Qué medidas de sostenimiento o reforzamiento pueden proponerse en función de los resultados obtenidos, para garantizar la estabilidad estructural del macizo rocoso en la labor permanente BP9110-S?	Proponer medidas de sostenimiento o reforzamiento basadas en los resultados del análisis geomecánico y tensional, orientadas a garantizar la seguridad y durabilidad de la labor permanente BP9110-S.	La implementación de medidas de sostenimiento o reforzamiento derivadas de la evaluación geomecánica contribuye significativamente a garantizar la estabilidad estructural y seguridad de la labor permanente BP9110-S.	VARIABLE DEPENDIENTE Y: Estabilidad del BP9110-S como labor permanente Dimensiones	
¿Qué condiciones de estabilidad presenta la labor permanente BP9110-S según los resultados del análisis geomecánico, considerando el método empírico, analítico con Unwedge y la modelación numérica con Phase2?	Evaluar las condiciones de estabilidad de la labor permanente BP9110-S mediante los métodos empírico, analítico con Unwedge y la modelación numérica con Phase2, considerando las propiedades reales del macizo rocoso.	El análisis geomecánico mediante los métodos empírico, analítico (Unwedge) y numérico (Phase2) permite evaluar de manera precisa las condiciones de estabilidad del macizo rocoso en la labor permanente BP9110-S.	Y1: Condición estructural Y2: Factor de seguridad Y3: Tiempo de auto sostenimiento	

Fuente: elaboración propia

Anexo 8

Columna estratigráfica de MARSA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDAD	(m)	LITOLOGÍA	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
CENOZOICO	CUATRENARIO	HOLOCENO	DEP. ALUVIALES-BOFEDALES			
	PALEOGENO	PALEOCENO	Fm. CHOTA	150		Areniscas y arcillitas de coloración rojiza
MESOZOICO	CRETACICO	INFERIOR	Gpo. GOYLLARISQUIZGA	250		Areniscas intercaladas con margas y lutitas
PALEOZOICO	TRIASICO	SUPERIOR	Gpo. PUCARA	300		calizas masivas presentando chert a la base
	PERMICO	SUPERIOR	Gpo. MITU	400		Areniscas y derrames volcanicos de color rojizo
	CARBONIFERO	MISSISIPIAN O	Fm. LAVASEN	200		Tobas cristalolíticas, riolitas y dacitas
	CARBONIFERO	MISSISIPIAN O	Gpo. AMBO	300		Areniscas intercaladas con lutitas y conglomerados
	DEVONICO	INFERIOR	Fm. TRES LAGUNAS	300		Basaltos piroxénicos con estructura almohadillada
NEO-PROTEROZOICO		COMPLEJO MARAÑÓN	1800		Monzogranito, granito y granodiorita Esquistos y filitas intercaladas en profundidad con meta-volcanicos	

Batolito de Pataz
 Pulsos mineralizadores
 Vetas prospecto Verónica

Fuente: Departamento de Geología de MARSA.

Capacidad portante de la labor BP9110-S

La capacidad portante de una excavación subterránea está relacionada con la capacidad del macizo rocoso y del sistema de sostenimiento para soportar las cargas inducidas por el estado tensional, manteniendo condiciones adecuadas de estabilidad y seguridad.

En la labor BP9110-S, la evaluación geomecánica evidenció que el macizo rocoso presenta una calidad entre regular y mala, con valores promedio de RMR = 42, índice Q = 0.20 y un GSI correspondiente a un macizo altamente fracturado. Estas condiciones generan una disminución de la resistencia global del macizo y favorecen la concentración de esfuerzos alrededor de la excavación.

El análisis tensional mostró que los esfuerzos inducidos alcanzan valores máximos cercanos a 90–97 MPa en la corona de la excavación y aproximadamente 26–28 MPa en los hastiales. Estos valores indican una condición crítica de carga sobre el contorno excavado, especialmente en sectores donde predominan discontinuidades persistentes y zonas alteradas.

Para incrementar la capacidad portante de la labor y controlar la redistribución tensional, se propuso un sistema de sostenimiento compuesto por:

- pernos helicoidales de 5 pies de longitud y 22 mm de diámetro,
- espaciamiento de 1.2 × 1.2 m,
- malla electrosoldada,
- shotcrete de 50 mm de espesor.

El sostenimiento instalado permite mejorar el confinamiento del macizo rocoso, restringir la apertura de discontinuidades y redistribuir las cargas inducidas hacia zonas más competentes del terreno.

Asimismo, los pernos helicoidales desarrollan una capacidad de carga suficiente para estabilizar bloques potencialmente inestables generados por la intersección de discontinuidades, mientras que el shotcrete contribuye a generar un efecto de arco resistente sobre el contorno de la excavación.

La evaluación mediante análisis cinemático y modelamiento numérico evidenció factores de seguridad superiores a 1.5 luego de la instalación del sostenimiento, lo cual indica que la capacidad portante de la labor resulta adecuada para mantener condiciones estables durante su vida útil operativa como labor permanente.



UNSCH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 18-2026-FIMGC

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO DE MINAS

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **Resolución Decanal No 100-2026-FIMGC-D**, a los **siete días del mes de mayo de 2026**, siendo las **4:17 p.m.**, reunidos en el **Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas**, bajo la presidencia del **Dr. Ing. Jaime Alberto HUAMÁN MONTES**, y los miembros: **Dr. Ing. Andrés PORTUGAL PAZ**, **Dr. Ing. Fortunato DE LA CRUZ PALOMINO** y **MSc. Ing. Edmundo CAMPOS ARZAPALO**, actuando como secretario docente el **Msc. Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ**, para proceder a la sustentación de tesis para optar el **Título Profesional de Ingeniero de Minas**, del Bachiller en Ciencias de la Ingeniería de Minas:

Julinho RIVAS QUISPE

Quien presentó la tesis denominada:

Evaluación geomecánica del macizo rocoso del BP9110-S para garantizar su estabilidad como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés

Los señores miembros del jurado luego de expuesta la tesis y absueltas las preguntas, deliberaron y declararon:

Aprobado con 15 (quince)

Siendo las **5:29 p.m.** del día **07 de mayo del 2026**, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad de lo actuado los miembros del jurado firmamos al pie del presente.




Dr. Ing. Jaime Alberto HUAMÁN MONTES
Presidente




Dr. Ing. Andrés PORTUGAL PAZ
Miembro



MSc. Ing. Edmundo CAMPOS ARZAPALO
Miembro



Dr. Ing. Fortunato DE LA CRUZ PALOMINO
Miembro - Asesor



Msc. Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Secretario docente de la FIMGC

FACULTAD DE INGENIERÍA
DE MINAS Y CIVIL
Av. Independencia S/N
Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151



UNSCH

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

El que suscribe; en mi calidad de Instructor de Originalidad de Trabajos de Investigación y encargado de certificar la originalidad de la tesis abajo indicado y por lo tanto responsable verificador de originalidad de trabajo de tesis de pregrado en primera instancia, en cumplimiento a la Resolución de Consejo Universitario N°039-2021-UNSCH-CU, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación UNSCH, deja constancia que:

- Apellidos y Nombres del Bach. : RIVAS QUISPE, Julinho
- Escuela Profesional : Ingeniería de Minas
- Título de la Tesis : Evaluación geomecánica del macizo rocoso del BP9110-S para garantizar su estabilidad como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés
- Evaluación de la originalidad : 24% de similitud

Por tanto, según los artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, **es procedente la constancia de originalidad** para los fines que crea conveniente.

Ayacucho, 13 de junio de 2026

.....
MBA Ing° Leonil Fernando Quispe Aronés
Instructor de Originalidad de Trabajos de Investigación

Evaluación geomecánica del macizo rocoso del BP9110-S para garantizar su estabilidad como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés

por Julinho RIVAS QUISPE

Fecha de entrega: 13-jun-2026 09:20p. m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2982543482

Nombre del archivo: Tesis_Julinho_RIVAS_QUISPE.pdf (9.5M)

Total de palabras: 31628

Total de caracteres: 178655

Evaluación geomecánica del macizo rocoso del BP9110-S para garantizar su estabilidad como labor permanente en la Unidad Minera San Andrés

INFORME DE ORIGINALIDAD

24%	24%	8%	10%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	5%
2	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	4%
3	repositorio.undac.edu.pe Fuente de Internet	3%
4	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	3%
5	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	1%
7	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	1%
8	cybertesis.unmsm.edu.pe Fuente de Internet	1%
9	www.osinergmin.gob.pe Fuente de Internet	1%
10	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	<1%
11	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	<1%

12	1library.co Fuente de Internet	<1 %
13	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1 %
15	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
17	bibliotecas.unsa.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	repositorio.unasam.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
19	Chura Cahuana, Heinz Miguel. "Determinación de las condiciones de altos esfuerzos inducidos para el diseño de un sostenimiento subterráneo óptimo en la Veta Mary de la Mina Carahuacra Cía Volcan", Universidad Nacional del Altiplano de Puno (Peru) Publicación	<1 %
20	repositorio.unjfsc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
21	cdn.www.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
22	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
23	Submitted to Universidad Nacional de Colombia Trabajo del estudiante	<1 %

24	repositorio.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
26	fliphtml5.com Fuente de Internet	<1 %
27	es.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
28	www.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
29	Submitted to Instituto Superior de Artes, Ciencias y Comunicación IACC Trabajo del estudiante	<1 %
30	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
31	Hans Peter Rossmanith. "Mechanics of Jointed and Faulted Rock", A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 2020 Publicación	<1 %

Excluir citas Activo

Excluir bibliografía Activo

Excluir coincidencias < 30 words