

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINAS Y
METALURGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS



TESIS

**EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS CÁMARAS DE
WINCHE Y POLEA DEL PIQUE 740 PARA EL DISEÑO DE
SOSTENIMIENTO EN SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ
S.A.C. - JUNÍN**

PRESENTADO POR:

Br. MAYCOL RUIZ PERALTA

PARA OPTAR AL TÍTULO

**PROFESIONAL DE INGENIERO DE
MINAS**

ASESOR:

Mg. ODILON CONTRERAS ARANA

CUSCO – PERÚ

2026



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor ODILON CONTRERAS ARANA
..... quien aplica el software de detección de similitud al
trabajo de investigación/tesis titulada: EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS CÁMARAS
DE WINCHE Y POLEA DEL PIQUE 740 PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO EN
SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C. - JUNÍN

Presentado por: MAYCOL RUIZ PERALTA DNI N° 70852826 ;
presentado por: DNI N°:
Para optar el título Profesional/Grado Académico de INGENIERO DE MINAS

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de Similitud en la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 10 %.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	<input checked="" type="checkbox"/>
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	<input type="checkbox"/>
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	<input type="checkbox"/>

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 18 de MAYO de 2026

Odilon Contreras Arana
.....
Firma

Post firma ODILON CONTRERAS ARANA

Nro. de DNI 23823356

ORCID del Asesor 0000-0002-9164-1705

Se adjunta:

- Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
- Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: **oid:** 27259:592701298

MAYCOL RUIZ PERALTA

EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS CÁMARAS DE WINCHE Y POLEA DEL PIQUE 740 PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:592701298

Fecha de entrega

18 may 2026, 12:53 p.m. GMT-5

Fecha de descarga

18 may 2026, 1:07 p.m. GMT-5

Nombre del archivo

EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS CÁMARAS DE WINCHE Y POLEA DEL PIQUE 740 PARA EL DISE....pdf

Tamaño del archivo

6.5 MB

143 páginas

27.143 palabras

159.249 caracteres

10% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...




Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Texto mencionado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 20 palabras)
- ▶ Trabajos entregados

Exclusiones


- ▶ N.º de fuentes excluidas

Fuentes principales

- 9%  Fuentes de Internet
- 2%  Publicaciones
- 0%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**
21 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación está dedicado, con todo mi cariño, a mi querida familia. A mis padres, Francisco y Eufemia, por su amor incondicional, su constante apoyo y por ser el pilar fundamental que ha guiado y sostenido cada uno de mis pasos a lo largo de mi vida. A mis hermanos y hermanas, por su compañía sincera, su afecto y su permanente motivación, que han sido una fuente de fortaleza, ánimo y alegría en este camino.

Maycol Ruiz Peralta

AGRADECIMIENTOS

A Dios, fuente de vida y esperanza, le doy gracias por acompañarme en cada paso de este camino, por brindarme fortaleza en los momentos difíciles y serenidad para tomar decisiones importantes durante mi formación profesional. Su guía constante fue el sostén que me permitió avanzar con fe y perseverancia.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, expreso mi más sincero agradecimiento por compartir sus conocimientos, experiencias y vocación de enseñanza. Gracias a su dedicación, pude fortalecer mis capacidades profesionales y formarme con los valores y la responsabilidad necesarios para ejercer la ingeniería con compromiso y ética.

De manera especial, agradezco a mi asesor, por su acompañamiento académico, su paciencia y sus valiosas orientaciones. Su apoyo permanente y su criterio profesional fueron fundamentales para el desarrollo ordenado y sólido de esta investigación.

Asimismo, extiendo mi profundo agradecimiento al Ing. Juan Carlos Paucar, por su apoyo constante, su confianza y su exigencia profesional, que fueron una motivación permanente para superarme, mantener la disciplina y culminar con éxito este proceso académico.

Maycol Ruiz Peralta

INTRODUCCIÓN

La minería subterránea en la región de Junín enfrenta retos significativos relacionados con la estabilidad de sus excavaciones, derivados de complejos contextos geológicos y condiciones geomecánicas variables. En este escenario, garantizar la integridad estructural de la infraestructura crítica es un requisito fundamental para la seguridad operativa y la continuidad productiva. La Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., operando en este entorno, depende esencialmente de sistemas de izaje como el del Pique 740, infraestructura vital que desde el Nivel 400 permite el transporte vertical del mineral hacia superficie. Sin embargo, las cámaras de winche y polea, responsables directas del funcionamiento del sistema y sometidas a cargas dinámicas constantes, carecen actualmente de un sostenimiento definitivo, representando un riesgo latente para la estabilidad, la seguridad del personal, equipos y la eficiencia del proceso minero.

El problema central de esta investigación radica en la ausencia de una caracterización geomecánica integral que permita diseñar un sistema de sostenimiento seguro y eficiente para estas cámaras. Estudios previos, tanto nacionales como internacionales, han demostrado la importancia de aplicar metodologías sistemáticas, como las clasificaciones RMR, Q y GSI, combinadas con análisis numéricos para garantizar la estabilidad de excavaciones subterráneas. Por ejemplo, Uchumaco (2019) aplicó el sistema RMR para el diseño de sostenimiento en galerías mineras, mientras que Calderón (2013) utilizó modelamiento numérico para validar sistemas de soporte en túneles. Estos antecedentes sirven como base metodológica para abordar el caso específico del Pique 740, adaptando y enriqueciendo el enfoque según las condiciones locales.

El objetivo general de este estudio es caracterizar las condiciones geomecánicas de las cámaras de winche y polea del Pique 740 mediante la aplicación de metodologías contrastadas (RMR, Q, GSI) y herramientas de análisis numérico, con el fin de definir un diseño de sostenimiento definitivo que garantice su estabilidad a largo plazo y optimice su desempeño operativo. Para ello, se plantean tres objetivos específicos: determinar los parámetros geomecánicos del macizo rocoso en ambas cámaras, evaluar su estabilidad mediante métodos empíricos y modelos numéricos, y proponer un sistema de sostenimiento diferenciado y técnicamente fundamentado.

La relevancia de esta investigación trasciende lo operativo, pues no solo busca prevenir fallas estructurales y optimizar recursos, sino también fortalecer la seguridad laboral y contribuir a la sostenibilidad económica de la unidad minera. Además, el estudio enriquece el conocimiento geotécnico regional y establece una metodología replicable para futuras evaluaciones en minas subterráneas de Junín y otras zonas con condiciones geomecánicas similares.

RESUMEN

El presente estudio, desarrollado en el contexto de la minería subterránea de la región Junín, tuvo como objetivo caracterizar las condiciones geomecánicas de las cámaras de Winche y Polea del Pique 740 en la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., con la finalidad de diseñar un sistema de sostenimiento definitivo que garantice su estabilidad estructural. La investigación se fundamentó en la mecánica de rocas y empleó el sistema de clasificación geomecánica RMR 89 de Bieniawski, complementado con análisis estructural y modelamiento numérico. La metodología incluyó mapeo geomecánico, ensayos con martillo Schmidt y evaluación de discontinuidades mediante los softwares Dips, Phase2 y Unwedge. Los resultados evidenciaron diferencias en la calidad del macizo rocoso: la Cámara de Polea fue clasificada como Roca Buena (RMR 65) y la Cámara de Winche como Roca Regular (RMR 55). Asimismo, se identificaron cuñas potencialmente inestables con factores de seguridad menores a 1.0 en ausencia de soporte. El modelamiento numérico confirmó que las alternativas de sostenimiento propuestas incrementan el factor de seguridad por encima de 1.1. Se concluye que el sostenimiento debe adaptarse a la calidad del macizo rocoso, recomendándose pernos helicoidales cementados y shotcrete reforzado con fibra de acero como solución técnica para garantizar la estabilidad de las excavaciones subterráneas.

Palabras clave: Geomecánica, Sostenimiento, Clasificación RMR, Cámara de Winche y Polea, Modelamiento Numérico.

ABSTRACT

This study, developed within the context of underground mining in the Junín region, aimed to characterize the geomechanical conditions of the Winch and Pulley chambers of Shaft 740 at Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., in order to design a permanent support system that guarantees their structural stability. The research was based on rock mechanics and applied the Bieniawski RMR 89 geomechanical classification system, complemented by structural analysis and numerical modeling. The methodology included geomechanical mapping, Schmidt hammer testing, and discontinuity assessment using Dips, Phase2, and Unwedge software. The results revealed differences in rock mass quality: the Pulley Chamber was classified as Good Rock (RMR 65), while the Winch Chamber was classified as Fair Rock (RMR 55). Additionally, potentially unstable wedges with safety factors lower than 1.0 were identified under unsupported conditions. Numerical modeling confirmed that the proposed support alternatives increase the safety factor above 1.1. It is concluded that the support system must be adapted to the quality of the rock mass, recommending cement-grouted helical rock bolts and steel fiber-reinforced shotcrete as a technical solution to ensure the stability of underground excavations.

Keywords: Geomechanics, Ground support, RMR Classification, Winch and pulley chamber, Numerical modeling.

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	ii
INTRODUCCIÓN.....	iv
RESUMEN.....	vi
ABSTRACT.....	vii
INDICE DE CONTENIDO.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xv
ÍNDICE DE ABREVIATURAS.....	xvii
CAPITULO I.....	18
I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	18
1.1. Planteamiento del problema.....	18
1.2. Formulación del problema.....	20
1.2.1. Problema general.....	20
1.2.2. Problemas específicos.....	20
1.3. Objetivos de la investigación.....	21
1.3.1. Objetivo general.....	21
1.3.2. Objetivos específicos.....	21
1.4. Justificación de la investigación.....	21
1.4.1. Conveniencia.....	21
1.4.2. Relevancia social.....	22
1.4.3. Implicancias prácticas.....	23
1.4.4. Valor teórico.....	23
1.4.5. Utilidad metodológica.....	23
1.5. Hipótesis de la investigación.....	23
1.5.1. Hipótesis general.....	23
1.5.2. Hipótesis específicas.....	23

1.6. Variables e indicadores.....	24
1.6.1. Variables.....	24
1.6.1.1. Variable independiente.....	24
1.6.1.2. Variable dependiente.....	24
1.6.2. Operacionalización de las variables.....	24
CAPITULO II:.....	25
II. MARCO TEORICO DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
2.1. Antecedentes de la investigación.....	25
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	25
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	26
2.2. Bases teóricas.....	28
2.2.1. Pique.....	28
2.2.1.1. Winche.....	29
2.2.1.2. Poleas.....	30
2.2.2. Caracterización geomecánica.....	31
2.2.2.1. Caracterización geológica.....	31
2.2.2.2. Caracterización de la roca intacta.....	32
2.2.2.3. Caracterización de las discontinuidades.....	35
2.2.2.4. Parámetros del macizo rocoso.....	45
2.2.2.5. Estado tensional en excavaciones subterráneas.....	48
2.2.2.6. Criterios de resistencia y deformación del macizo rocoso.....	53
2.2.2.7. Criterio de resistencia de discontinuidades.....	56
2.2.2.8. Mapeo geomecánico en excavaciones subterráneas.....	58
2.2.2.9. Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso.....	59
2.2.2.10. Índice de calidad de roca (RQD).....	60
2.2.2.11. Sistema RMR.....	63
2.2.2.12. Clasificación de Barton et al. (1974).....	68

2.2.3. Elementos de sostenimiento de excavaciones subterráneas	69
2.2.3.1. Sostenimiento Pasivo:.....	69
2.2.3.2. Sostenimiento Activo:	69
2.2.3.3. Pernos de Anclaje	69
2.2.3.4. Malla metálica	71
2.2.3.5. Concreto lanzado	73
CAPITULO III:	74
III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	74
3.1. Tipo de investigación	74
3.2. Nivel de investigación	74
3.3. Población y muestra	75
3.3.1. Población	75
3.3.2. Muestra	75
3.3.2.1. Tipo de muestra	75
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	75
3.4.1. Técnicas de recolección de datos.....	76
3.4.2. Instrumentos de recolección de información.....	76
3.5. Procesamiento y análisis de datos.	76
CAPITULO IV:	77
IV. EVALUACIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS.....	77
4.1. Antecedentes.....	77
4.1.1. Ubicación del pique 740	77
4.1.2. Características de la cámara de winche	80
4.1.2.1. Parámetros de Carga y Factor de Seguridad (Pique 740).....	82
4.2. Caracterización geomecánica en el área de la cámara.....	82
4.2.1. Aspectos litológicos.....	82
4.2.2. Distribución de discontinuidades.....	82

4.2.3. Aspectos estructurales.	85
4.2.3.1. Fallas.....	85
4.2.3.2. Diaclasas.....	85
4.2.4. Clasificación geomecánica de la masa rocosa.....	85
4.2.5. Zonificación geomecánica de la masa rocosa.....	102
4.2.6. Parámetros de resistencia a nivel de la masa rocosa.	102
4.2.7. Condiciones del agua subterránea.	103
4.2.8. Esfuerzos in-situ.	103
4.2.8.1. Rumbo y buzamiento (orientación).	104
4.2.8.2. Magnitud de esfuerzos.....	105
4.2.9. Resumen de las características geomecánicas.....	105
4.3. Análisis de estabilidad.....	107
4.3.1. Métodos de cálculo.....	107
4.3.2. Factor de seguridad de diseño.	108
4.3.3. Condiciones para el análisis de estabilidad.	109
4.3.4. Caso dimensionamiento de cámaras.....	110
4.3.4.1. Determinación del número de estabilidad “N”.....	110
4.3.4.2. Cálculo del radio hidráulico “S”.....	111
4.3.5. Caso dimensionamiento de puentes (Crown Pillars).....	114
4.3.6. Análisis de estabilidad estructuralmente controlada.	115
4.3.6.1. Consideraciones para el análisis de estabilidad.....	116
4.3.7. Análisis de estabilidad mediante el “modelamiento numérico”.....	118
4.3.7.1. Simulación geomecánica por métodos numéricos.	119
CAPITULO V:	124
V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	124
5.1. Establecimiento de las direcciones preferenciales excavación.....	124
5.2. Especificaciones técnicas para la aplicación del sostenimiento.	124

5.2.1. Concreto lanzado (Shotcrete)	125
5.2.1.1. Alcances.	125
5.2.1.2. Marco de referencia.	125
5.2.1.3. Descripción técnica.	125
5.2.2. Pernos de anclaje helicoidal (con inyección de cemento)	127
5.2.2.1. Alcance.	127
5.2.2.2. Marco de referencia.	127
5.2.2.3. Descripción técnica.	127
5.2.3. Malla electrosoldada de 3"x3" (cuadrícula 10 X 10 Cm).	128
5.3. Selección del tipo de sostenimiento.	128
5.3.1. Caso Cámara de Winche (Roca Regular, III-A, ver Lámina 3).	129
5.3.2. Caso Cámara de Polea (Roca Buena, II-B, ver Lámina 3).	130
5.3.3. Diseño del sostenimiento seleccionado	131
5.3.3.1. Descripción Técnica de los Componentes.....	132
5.4. Discusión de resultados	133
5.4.1. Consistencia en la Caracterización Geomecánica (RMR).....	133
5.4.2. Discusión sobre el Dimensionamiento del Sostenimiento	134
CONCLUSIONES.....	137
RECOMENDACIONES	138
BIBLIOGRAFÍA	139
ANEXOS	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Perfil de pique central 740.	19
Figura 2: Distribución del pique740.....	20
Figura 3: Vista Isométrica de un pique.....	29
Figura 4: Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades.	36
Figura 5: Vista isométrica del plano mostrando dirección de buzamiento y buzamiento de una discontinuidad.....	36
Figura 6: Medidas de espaciamiento entre discontinuidades en afloramiento de un macizo rocoso que muestra 3 familias de discontinuidades.....	37
Figura 7: Esquema que ilustra las condiciones de término que pueden presentar las estructuras de un macizo rocoso.....	38
Figura 8: Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud.	39
Figura 9: Método alternativo para estimar el JRC a partir de medidas de amplitud de rugosidad de superficie del rugosímetro desde una superficie recta.	40
Figura 10: Estimación de la resistencia a la compresión de la pared de la junta a partir de rebotes del martillo Schmidt.....	41
Figura 11: Diagramas que muestran la definición de la abertura de las discontinuidades y el ancho de las discontinuidades rellenas.	42
Figura 12: Representación del número de familias mediante bloques.	46
Figura 13: Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una excavación subterránea.....	49
Figura 14: Valoración de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural.	50
Figura 15: Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural in situ.....	51
Figura 16: Criterio de resistencia de Mohr Coulomb.....	55
Figura 17: Relación entre espaciamiento de discontinuidad y RQD.....	62
Figura 18: Ubicación de pique 740.....	78
Figura 19: Ubicación vista en planta del pique 740	79
Figura 20: Dimensionamiento de cámara de winche.....	80
Figura 21: Dimensiones del pique	80
Figura 22: Ubicación de Cámara de Polea	81

Figura 23: Planos principales sector B	84
Figura 24: Planos principales sector D	84
Figura 25: Orientación de los esfuerzos principales.....	104
Figura 26: Gráfico de ábaco de estabilidad	111
Figura 27: Análisis de estabilidad estructuralmente controlada.....	117
Figura 28: Modelo geomecánico, “Sección BB”, mostrando la malla de elementos finitos.	119
Figura 29: Distribución del “Factor de seguridad” en las cámaras de “Winche y Polea” del Pique 740.	120
Figura 30: Distribución del “Factor de seguridad” en las cámaras de “Winche y Polea” del Pique 740.	122
Figura 31: Sostenimiento en la cámara de Winche, con la aplicación de pernos cementados más malla electrosoldada.	130
Figura 32: Sostenimiento en la cámara de Polea, con la aplicación de pernos cementados más malla electrosoldada.....	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Operacionalización de las variables	24
Tabla 2: Descripción del grado de meteorización	33
Tabla 3: Estimación en campo de la resistencia de la roca mediante un martillo de geólogo y una navaja según ISRM.....	34
Tabla 4: Espaciamiento entre discontinuidades	37
Tabla 5: Descripción de la discontinuidad	39
Tabla 6: Descripción de la abertura	42
Tabla 7: Descripción del relleno.....	43
Tabla 8: Descripción de las filtraciones en las discontinuidades	44
Tabla 9: Clasificación de macizos rocosos por el número de discontinuidades.....	45
Tabla 10: Descripción del tamaño de bloques.....	47
Tabla 11: Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso	47
Tabla 12: Índice de calidad del macizo rocoso.....	60
Tabla 13: Relación entre el RQD y frecuencia lineal de discontinuidades.	61
Tabla 14: Interpretación de los valores de RMR.....	63
Tabla 15: Valoración ponderada de la resistencia de la roca intacta - RMR89.....	64
Tabla 16: Valoración ponderada del RQD - RMR89.....	64
Tabla 17: Valoración ponderada del espaciamiento entre discontinuidades - RMR89..	65
Tabla 18: Valoración de la persistencia de las discontinuidades - RMR89.	65
Tabla 19: Valoración de la abertura de las discontinuidades - RMR89.....	65
Tabla 20: Valoración de la rugosidad de las discontinuidades - RMR89.	66
Tabla 21: Valoración del relleno en las discontinuidades - RMR89.....	66
Tabla 22: Valoración de la alteración de la discontinuidad - RMR89.	66
Tabla 23: Valoración del agua subterránea - RMR89.....	67
Tabla 24: Valoración del ajuste por orientación de las discontinuidades - RMR89.	67
Tabla 25: Valoración del calificativo de los ajustes por orientación de discontinuidades – RMR89	67
Tabla 26: Calidad del macizo rocoso con relación al índice RMR.	68
Tabla 27: Resistencias típicas a la adherencia.....	70
Tabla 28: Propiedades de los pernos de anclaje	70
Tabla 29: Propiedades físicas y mecánicas de barras helicoidales – Norma ASTM A615	
Grado 75:	71

Tabla 30: Resistencia al abultamiento de malla con distribución 1.2 m x 1.2 m y con resistencia al Corte del Shotcrete de 2 MPa = 200 toneladas/m2.....	72
Tabla 31: Principales sistemas de discontinuidades estructurales.....	83
Tabla 32: Criterio para clasificación de la masa rocosa, según el sistema de valoración “RMR89 de Bieniawski, modificada por Romana 2000”.	86
Tabla 33: Clasificación geomecánica RMR89. Modificado por Romana 2000.....	87
Tabla 34: Mapeo geomecánico sector A	88
Tabla 35: Mapeo geomecánico sector AI.....	89
Tabla 36: Mapeo geomecánico sector AII.....	90
Tabla 37: Mapeo geomecánico sector 1B.....	91
Tabla 38: Mapeo geomecánico sector B.....	92
Tabla 39: Mapeo geomecánico sector C.....	93
Tabla 40: Mapeo geomecánico sector CI	94
Tabla 41: Mapeo geomecánico sector Y	95
Tabla 42: Mapeo geomecánico sector Techo de Pique	96
Tabla 43: Mapeo geomecánico sector Cámara de Polea	97
Tabla 44: Mapeo geomecánico sector Primera Plataforma de Pique	98
Tabla 45: Mapeo geomecánico sector Tercera Plataforma de Pique.....	99
Tabla 46: Mapeo geomecánico sector Tope Crucero de Pique	100
Tabla 47: Mapeo geomecánico sector P1	101
Tabla 48: Parámetros de resistencia de la masa rocosa	102
Tabla 49: Orientación de los esfuerzos principales	104
Tabla 50: Magnitud de esfuerzos principales	105
Tabla 51: Resumen de Características Geomecánicas	106
Tabla 52: Criterios de seguridad para el diseño	109
Tabla 53: Numero de estabilidad “N”	111
Tabla 54: Radio hidráulico “S”	112
Tabla 55: Dimensiones máximas de las excavaciones.....	113
Tabla 56: Dimensionamiento de los puentes	115
Tabla 57: Diseño del sostenimiento seleccionado.....	132

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

ESR	Relación de Sostenimiento
FS	Factor de Seguridad del Diseño
JCS	Estimación de la resistencia de las paredes
JRC	Índice de Rugosidad de Junta
Q	Índice geomecánico de Barton
RMR	Clasificación del Macizo Rocoso
RQD	Calidad de la roca intacta
SRF	Factor de reducción por esfuerzos

CAPITULO I

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del problema

La Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., es una empresa dedicada a la explotación de minerales de Cu, Pb, Zn, Ag, con una producción diaria de 1000 TMD, los cuales son extraídos de la Mina, mediante el sistema de izaje por el Pique central 740, el cual está ubicado dentro de la mina en el Nivel 400. Al momento de la investigación el Pique 740 estaba profundizado en el Nivel 1700, con proyecciones para profundizar hasta el Nivel 1800. Del Nivel 400 al Nivel 1700 se tiene una diferencia real de 430 m en vertical.

El principal medio de extracción de mineral y desmonte de los diferentes niveles es el sistema de izaje del pique 740, con winche de izaje HEPBURN de 350 HP, el cual iza 2 skip de mineral y desmonte y el compartimiento de camino. Por donde se iza diariamente 1200 tn de mineral y desmonte. Por lo que el sistema de izaje del pique 740 debe estar operativa para lo cual se debe mantener con un sostenimiento adecuado y que este genere seguridad a la productividad del pique 740.

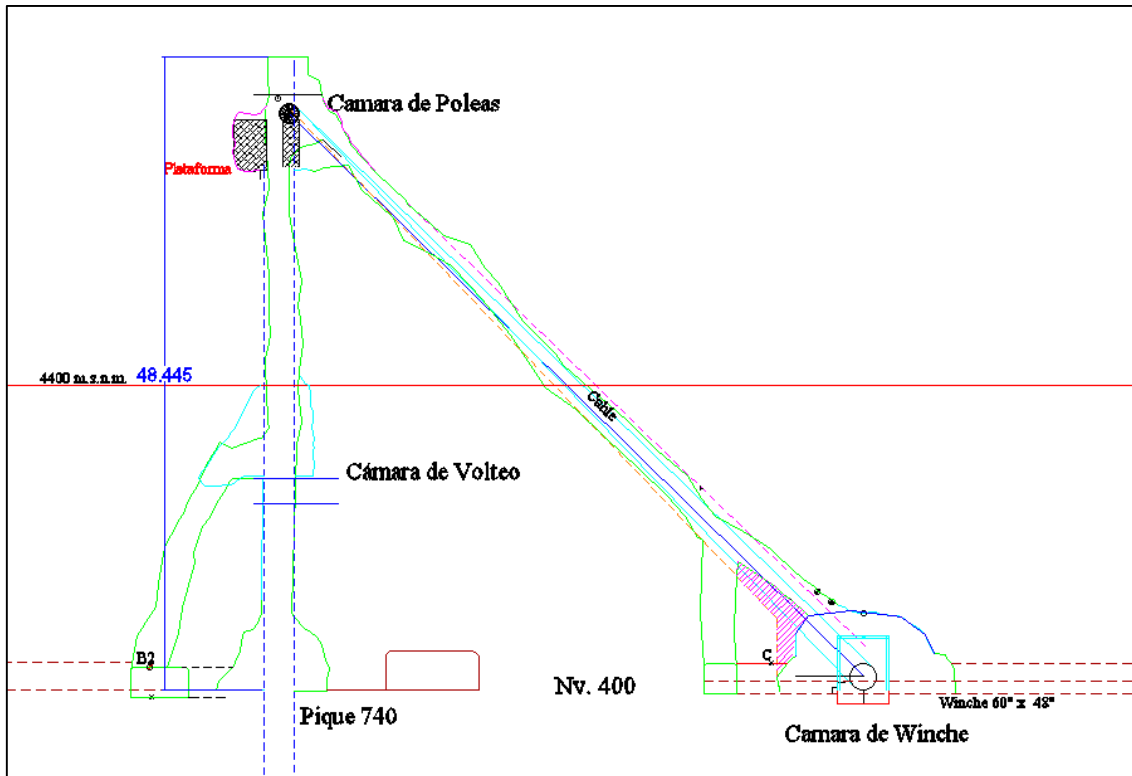
En la actualidad el sostenimiento del pique 740 esta desarrollado con madera, en cambio la cámara del winche, la cámara de poleas y el inclinado por donde se dirigen los cables, no cuentan con sostenimiento alguno, es así que la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., ha previsto realizar la “EVALUACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL SOSTENIMIENTO DEFINITIVO EN LAS CÁMARAS DE “WINCHE Y POLEA DEL PIQUE 740”, el cual involucra determinar las condiciones geomecánicas del terreno (caracterizar la masa rocosa), estimar los parámetros geomecánicos a nivel de la masa rocosa, realizar los análisis de estabilidad “estructuralmente controlada y debido a esfuerzos”, diseñar el sostenimiento y así asegurar la productividad del pique 740 y mantener en operatividad el winche y las poleas del sistema de izaje.

Figura 1: Perfil de pique central 740.



Fuente: Henry Janampa - Tesis

Figura 2: Distribución del pique740.



Fuente: Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

- ¿Cómo garantizar la estabilidad y seguridad de las cámaras de winche y polea del pique 740 mediante una evaluación geomecánica que permita diseñar un sistema de sostenimiento adecuado en la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. – Junín?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles son los parámetros de resistencia del macizo rocoso de las cámaras del winche y polea del Pique 740?
- ¿Cuál es el análisis de la estabilidad de las cámaras del winche y polea del Pique 740?
- ¿Cuál es el diseño y dimensionamiento adecuado para el sostenimiento definitivo de las cámaras del winche y polea del Pique 740?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

- Evaluar las condiciones geomecánicas de las cámaras de winche y polea del pique 740 para diseñar un sistema de sostenimiento seguro y eficiente en la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. – Junín.

1.3.2. Objetivos específicos

- Estimar los parámetros de resistencia del macizo rocoso de las cámaras del winche y polea del Pique 740.
- Analizar la estabilidad de las cámaras del winche y polea del Pique 740.
- Diseñar y dimensionar el sostenimiento definitivo de las cámaras del winche y polea del Pique 740.

1.4. Justificación de la investigación

La evaluación geomecánica para el diseño y dimensionamiento definitivo del sostenimiento de las cámaras de winche y polea del pique 740 es importante para la Unidad Minera Austria Duvaz, ya que por este sistema se realiza el izaje del mineral producido en toda la operación. Asimismo, el presente estudio genera aportes técnicos que pueden ser utilizados como referencia en otras unidades mineras de la región, contribuyendo a la identificación temprana de condiciones de inestabilidad, a la prevención de colapsos y al sostenimiento de la continuidad operativa.

1.4.1. Conveniencia

El presente estudio es conveniente porque responde a la necesidad operativa de garantizar la estabilidad estructural de las cámaras de winche y polea del Pique 740, infraestructura clave para las labores de izaje en la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. Estas cámaras, al estar sometidas a esfuerzos mecánicos constantes y ubicadas en un entorno geológico complejo, requieren de un análisis técnico profundo que asegure su funcionamiento seguro y continuo. Esto es fundamental, pues la seguridad en las labores subterráneas depende directamente de un diseño adecuado del sostenimiento, sobre todo en zonas críticas como las cámaras de winche y polea, que concentran esfuerzos y vibraciones mecánicas.

Además, esta investigación permitirá generar información técnica específica sobre las condiciones geomecánicas del macizo rocoso en esta zona del yacimiento, lo que facilitará la toma de decisiones en cuanto a diseño y aplicación de sostenimiento, optimizando recursos y previniendo fallos estructurales. Realizar una evaluación geomecánica permite, precisamente, prevenir colapsos, optimizar costos y garantizar la continuidad operativa.

Por otro lado, el estudio fortalecerá los procesos de planificación minera, al brindar datos que mejoren la eficiencia de las operaciones subterráneas y prolonguen la vida útil de las excavaciones.

Finalmente, el trabajo de investigación también servirá como referencia académica y profesional para estudios similares en otras unidades mineras, debido a la aplicabilidad de su enfoque metodológico y el uso de herramientas actualizadas en ingeniería geotécnica subterránea. De esta manera, el estudio aporta conocimiento técnico aplicable a otras minas de la región.

1.4.2. Relevancia social

La investigación adquiere relevancia social al contribuir indirectamente a la seguridad de los trabajadores mineros que desarrollan sus labores en las zonas próximas al Pique 740. Al proponer un diseño de sostenimiento basado en una evaluación geomecánica detallada, se promueve un entorno laboral más seguro, reduciendo el riesgo de accidentes por colapsos, desprendimientos de rocas o fallos estructurales. Esto reafirma que la seguridad en labores subterráneas depende del diseño adecuado de sostenimiento.

Asimismo, al garantizar la estabilidad de estas infraestructuras críticas, se favorece la continuidad operativa de la mina, lo cual se traduce en la preservación de empleos directos e indirectos que dependen de la actividad extractiva. La sostenibilidad de la producción minera en la zona repercute en el desarrollo económico local y regional, beneficiando a familias, comunidades y proveedores del entorno.

En un contexto más amplio, la minería responsable con enfoque en la seguridad estructural aporta al cumplimiento de normativas nacionales y estándares internacionales en seguridad y salud ocupacional, fortaleciendo la imagen de la empresa y su compromiso con el bienestar de sus trabajadores.

1.4.3. Implicancias prácticas

Los resultados podrán ser aplicados directamente por la empresa minera para optimizar sus procesos de sostenimiento y podrían replicarse en otras zonas del yacimiento. Esta aplicación práctica es vital, ya que una evaluación geomecánica permite prevenir colapsos y garantizar la operación, especialmente en zonas críticas de concentración de esfuerzos como estas cámaras del Pique 740.

1.4.4. Valor teórico

Se contribuirá al conocimiento geomecánico local, reforzando el entendimiento del comportamiento del macizo rocoso en zonas específicas del Pique 740.

1.4.5. Utilidad metodológica

La metodología desarrollada podrá ser utilizada como referencia para futuras investigaciones similares en otras minas subterráneas. Esta utilidad es significativa, pues el estudio aporta una metodología y conocimiento técnico que puede aplicarse en otras minas de la región, mejorando las prácticas de la industria en el diseño de sostenimiento para infraestructura crítica.

1.5. Hipótesis de la investigación

1.5.1. Hipótesis general

- La aplicación de una evaluación geomecánica integral permitirá diseñar un sistema de sostenimiento que garantice la estabilidad y seguridad de las cámaras de winche y polea del pique 740. en la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. – Junín.

1.5.2. Hipótesis específicas

- Los parámetros de la resistencia del macizo rocoso inciden en el diseño del sostenimiento de las cámaras del winche y polea del Pique 740.
- El análisis de la estabilidad incide en inciden en el diseño del sostenimiento de las cámaras del winche y polea del Pique 740.
- Los procedimientos del diseño y dimensionamiento definitivo del sostenimiento de las cámaras del winche y polea del Pique 740 son los adecuados.

1.6. Variables e indicadores

1.6.1. Variables

1.6.1.1. *Variable independiente*

- Evaluación geomecánica

1.6.1.2. *Variable dependiente*

- Diseño de sostenimiento

1.6.2. Operacionalización de las variables

Tabla 1: Operacionalización de las variables

Variable		Dimensiones	Indicadores	Medida
INDEPENDIENTE	Evaluación geomecánica	Caracterización geomecánica	Aspectos estructurales	Fallas, diaclasas, etc
			Clasificación geomecánica	RMR, Q, RQD, Tipo de roca
		Análisis de estabilidad	Método de cálculo	Método Crow Pillars
			Factor de seguridad	-.-
DEPENDIENTE	Diseño de sostenimiento	Especificaciones del sostenimiento	Shotcrete	M3
			Pernos de anclaje	und
			Malla electrosoldada	M2
		Tipo de sostenimiento	Sostenimiento Activo Sostenimiento pasivo	M2
		Diseño de sostenimiento	Eficiencia del diseño	%

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO II:

II. MARCO TEORICO DE LA INVESTIGACIÓN

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes internacionales

Según **Calderón Quisrós (2013)**, en la tesis titulada *“Análisis, diseño y control geotécnico de la excavación del túnel y pozo vertical de la Descarga de Fondo del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón”* (Instituto Tecnológico de Costa Rica) que tiene por el objetivo Analizar el diseño y la factibilidad técnica de un soporte temporal que garantice la estabilidad y seguridad de la excavación con la combinación de concreto y acero, para que sea utilizado como soporte auxiliar y expanda los métodos en la construcción de túneles utilizados por el ICE. Concluyendo que el modelo del túnel elaborado con el software PHASE 2, proporcionó un análisis satisfactorio del comportamiento para el soporte propuesto. Se garantiza que la combinación del concreto y acero entra en interacción con la roca y logra estabilizar la excavación, verificando este resultado con un factor de seguridad del orden de 2 a 2.5. Y el control geotécnico en obras subterráneas, es la medida de seguridad para proteger y alertar a los trabajadores y la obra como tal, por lo que el monitoreo diario mediante instrumentación en la etapa

constructiva, debe ser coordinada y adoptada a las necesidades del escenario donde se aplica. De igual forma esta actualización permite visualizar permanentemente la situación de la excavación y el tratamiento muy necesario e imprescindible para la toma de decisiones constructivas y de avance de la obra.

Según el autor **Villalobos , Cacciari, & Futai (2019)**, en el artículo científico titulado “*Evaluación de la estabilidad alrededor de un túnel ferroviario usando los datos de un escáner láser y el análisis de elementos finitos*”, (Universidad Católica de la Santísima Concepción) que tiene por objetivo observar el comportamiento del macizo rocoso alrededor de la excavación del túnel, los bordes del modelo de elementos finitos han sido restringidos en dirección horizontal y vertical. Para el análisis se usó una malla de elementos finitos triangular con 3 nodos, considerando una mayor densidad de elementos finitos cerca de la excavación. Concluyendo que los resultados del modelo de Baecher, donde se obtuvieron zonas de corte para los sistemas de discontinuidades y el macizo rocoso de entre 0,75 y 1,50m alrededor del túnel, mostraron un buen ajuste con los perfiles de sobre excavación del contorno del túnel, medidos con TLS. Lo anterior porque este modelo considera el parámetro intensidad de fractura para el área P21, que se deriva del parámetro intensidad de fractura por volumen P32. En consecuencia, hace que los sistemas generados a partir de las DFN bidimensionales sean más realistas.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Según **Uchumaco Alanoca (2019)**, en su Tesis titulada “*Evaluación Geomecánica para Determinar el Diseño de Sostenimiento en Minería Subterránea: Caso Ana María – Rinconada*”, (Universidad Nacional del Altiplano) tiene como objetivo determinar las condiciones del macizo rocoso para caracterizar los tramos en galerías, para la determinación del Estado tensional-deformación al para diseñar las labores mineras y de este modo dar seguridad al personal y equipos.

Concluyendo que la evaluación geomecánica en términos de caracterización del macizo rocoso en pizarra y cuarcita, principalmente en las zonas de estudio del caso se generaliza para el RMR89 de calidad de tipo III, en pizarra y calidad tipo II en cuarcita y el dominio estructural del macizo rocoso está representado por fracturas y a su vez tiene como denominar común el bloque en forma de cuña por la intersección de 3 familias de fracturas de carácter semiortorómbico. Además el índice Q según la correlación de data es el más

apropiado que mejor evalúa en cada estado geomecánica y que sirve de base para el diseño de sostenimiento en el caso de labores de carácter lineal que sirve de acceso e irremplazable de la zona de explotación dando como elección principal pernos de 1.8 m., (pies) y espaciado de perno a perno de manera conservadora de 1.5 a 3 m., dependiendo la misma de aplicación sobre cuña en forma puntual o sistemático separado en el caso del macizo rocoso disturbado.

Según **Marquez Olivera (2018)**, en su tesis titulada “*Geomecanica aplicada al diseño de sostenimiento para mejorar la estabilidad del nivel 730 – Unidad Minera San Cristobal – Volcan 2016*”, (Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo) que tiene por objetivo aplicar la geomecanica al diseño del sostenimiento para mejorar la estabilidad del Nivel 730 y mas aun la seguridad del personal, infraestructura, entre otros. Concluyendo en que la geomecánica aplicada al diseño del sostenimiento mejora la estabilidad del Nivel 730 de la UM San Cristóbal Volcán, puesto que de acuerdo a la aplicación del Phase2 se puede observar que no existe muchas deformaciones en los nodos respectivos.

Según **Rios Bartolo (2019)**, en su tesis titulada, “*Evaluacion geomecanica para la determinacion del tipo de sostenimiento del macizo rocoso en los tuneles carreteros Los Angeles*”, (Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión) teniendo como objetivo principal determinar la influencia de la evaluación geomecánica en la determinación del tipo de sostenimiento del macizo rocoso en los túneles carreteros “Los Ángeles”. Concluyendo en se que determinó que la evaluación geomecánica influyó en la determinación del tipo de sostenimiento del macizo rocoso en los túneles carreteros “Los Ángeles”, ya que de acuerdo a la Clasificación Geomecánica de Bieniawski (1989) y la Clasificación Geomecánica de Barton (1974) realizadas en esta investigación según las Tablas N° 12 y 26, para ROCA TIPO II – BUENA, se necesitará como sostenimiento, bulones de 3 metros de longitud con un espaciamiento de 2.5m x 2.5 m + Concreto proyectado con un espesor de 5 cm y para ROCA TIPO III – REGULAR, bulones de 3 metros de longitud con un espaciamiento de 1.5m x 1.5 m + Concreto proyectado con un espesor de 8 cm + Malla electrosoldada. Asimismo, según las Tablas N° 27 y 28, para ROCA BUENA, se necesitará bulones de 3.00 metros de longitud con un espaciamiento de 2.5m x 2.5m y para ROCA MEDIA, bulones de 3.00 metros de longitud con un espaciamiento de 1.5m x 1.5 m + Concreto proyectado con un espesor de 5 cm.

2.2. Bases teóricas

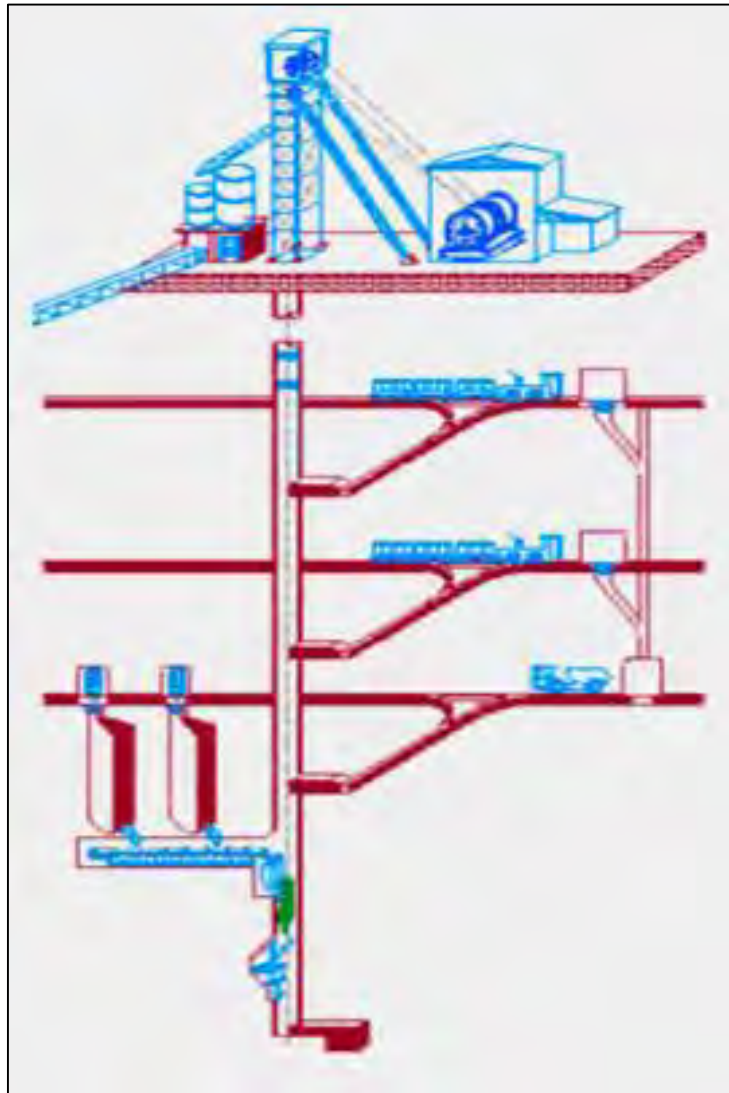
2.2.1. Pique

Los piques son excavaciones verticales a subverticales, construidas en descenso, de sección rectangular, circular o cuadrada y que requieren una completa infraestructura de apoyo, superficial y subterránea, tanto para su construcción como para su operación posterior.

La construcción del pique tiene como propósito. La producción que es para la extracción de minerales y esteril provenientes de la minería subterránea. Los servicios que son para el acceso del personal y materiales para la actividad subterránea. La ventilación para lograr el ingreso de aire fresco a labores subterráneas o para la salida del aire viciado siendo así parte del circuito de ventilación de la mina. La exploración para realizar labores propias de determinación de reservas minerales.

La sección circular garantiza una mayor estabilidad, debido a que la fortificación va a resistir mejor la presión causada por la roca circundante; ya que esta

Figura 3: Vista Isométrica de un pique.



Fuente. Jhemsen B. Valladolid - tesis

2.2.1.1. *Winche*

El winche de izaje, es una maquinaria utilizada para levantar, bajar, empujar o tirar la carga; el winche de izaje, es utilizado también para bajar e izar personal del interior de la mina; siempre que cumpla con exigencias mínimas de seguridad.

En otras palabras, el sistema de izaje a través de los Piques de una mina, tiene semejanza a los ascensores de los edificios; en las minas importantes del Perú, se utiliza el winche como maquinaria principal de transporte vertical (para el arrastre de mineral, se utilizan los winches de rastrillaje).

Equipos similares de izaje son los elevadores eléctricos de aire o hidráulicos, grúas móviles, puentes-grúa y teclees.

2.2.1.1.1. Componentes de un winche de izaje.

Dependiendo de las dimensiones y necesidades, un winche de izaje tiene los siguientes componentes:

- Tambora (una o dos);
- Motor;
- Sistema de seguridad: Lilly control, frenos, etc.;
- Palancas de control;
- Cables;
- Jaula, baldes o skips;
- Poleas;
- Estructura de desplazamiento o castillo.

2.2.1.2. Poleas

Las "poleas de pique" en minería subterránea son componentes clave del sistema de izaje o elevación que utiliza las poleas para guiar el cable de la máquina de enrollamiento (winche) que sube o baja el mineral, personal o equipos a través de un pique. Un pique es una perforación vertical u otra labor principal de la mina que permite la comunicación con la superficie y el transporte de materiales, personas, ventilación, electricidad, entre otros. BM Ingenieros S.A.C. 2010

Función de las poleas en el pique

Guiar el cable: Las poleas están dispuestas estratégicamente para guiar el cable del sistema de izaje a medida que sube o baja, reduciendo la fricción y permitiendo que el cable se mueva de manera eficiente y segura.

Reducir la tensión: Actúan como puntos de apoyo que cambian la dirección de la fuerza, lo que ayuda a controlar la tensión del cable y distribuye la carga de manera más uniforme.

Componente de un sistema completo: Forman parte de un sistema de izaje más grande que incluye:

- El winche o tambora: El cilindro donde se enrolla el cable.

- El cable: El elemento que transporta la carga.
- La jaula o canastilla: El vehículo que transporta al personal y el material.
- El contrapeso: Un contrapeso que equilibra la carga y reduce el consumo de energía del motor.

Elementos importantes del diseño

- Diseño adecuado: Es fundamental un diseño inicial preciso que contemple la capacidad del sistema, la eficiencia operativa y la posibilidad de futuras ampliaciones.
- Ubicación: La ubicación del pique es un parámetro crítico, debe elegirse considerando factores como la geología y la accesibilidad.
- Materiales: Las estructuras y los componentes deben ser de materiales resistentes como el acero o la madera.
- Capacidad: El diseño debe prever la capacidad necesaria para el transporte de mineral, desmonte, personal y equipos. BM Ingenieros S.A.C. 2010

2.2.2. Caracterización geomecánica

La geomecánica es el estudio de cómo se deforman los suelos y las rocas, hasta terminar a veces en una falla, en respuesta a los cambios de esfuerzos, presión, temperatura y otros parámetros ambientales. En la industria de minería subterránea, la geomecánica está enfocada en las rocas.

2.2.2.1. Caracterización geológica

El propósito de la caracterización geológica es relacionar la geología física regional a los eventos que inician la formación geológica, y requiere una comprensión básica de la geología física (Read y Stacey, 2009).

Se recomienda hacer una descripción geológica local ya que muchos estudios de ingeniería de rocas no consideran esta importante fase, y saltan de la fase de la descripción geológica regional hacia la fase de investigación de ingeniería, situación que hace perder valiosa información al nivel de escala necesaria, que será de gran utilidad para entender el estado de conservación del macizo rocoso y en especial la configuración de las discontinuidades (Suarez-Burgoa, 2016).

2.2.2.2. *Caracterización de la roca intacta*

2.2.2.2.1. *Identificación*

La identificación a simple vista de una roca intacta se establece a partir de su composición y de su textura o de relaciones geométricas de sus minerales.

Las observaciones más prácticas son:

- Composición mineralógica, el cual permite clasificar litológicamente la roca, describiendo los minerales que contiene.
- Forma y tamaño de grano, hace referencia a las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la roca intacta.
- Color, que depende de los minerales que la componen. Una roca sana es cuando no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico. Las variaciones de coloración de la roca indican que el material rocoso ha sufrido procesos de meteorización.
- Dureza, propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca.

2.2.2.2.2. *Meteorización o alteración*

El grado de meteorización de la roca es una observación importante en cuanto que condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas.

Según avanza el proceso de meteorización aumentan la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia (González de Vallejo et al., 2002).

La identificación del estado o grado de meteorización de la roca intacta se puede realizar de forma sistemática a partir de las siguientes descripciones:

Tabla 2: Descripción del grado de meteorización

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la roca intacta.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la roca intacta; es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se deben mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Fuente: (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.2.3. Resistencia de las rocas

La resistencia de la roca intacta puede estimarse en campo utilizando una navaja y un martillo de geólogo, aunque con menos precisión que con el martillo de Schmidt. En la tabla 2 se describe la forma de hacerlo según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (Brown, 1981).

Tabla 3: Estimación en campo de la resistencia de la roca mediante un martillo de geólogo y una navaja según ISRM.

Gra do	Descripción	Identificación de campo	UCS (MPa)
	Roca		
R0	extremadame nteblanda	Se puede marcar con la uña.	0.25 – 1.00
R1	Roca muy débil	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo, se produce pequeñas marcas. Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo, se produce pequeñas marcas	1 - 5
R2	Roca débil	No se puede rayar con una navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	5 - 25
R3	Roca medianament e dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para poder fracturarla.	25 - 50
R4	Roca dura	Se requiere de muchos golpes para fracturarla.	50 - 100
R5	Roca muy dura	Al golpearla con el martillo sólo saltan esquirlas.	100 - 250
R6	Roca extremadame nte dura		>250

Fuente: (Brown, 1981).

La resistencia de una pared de una discontinuidad influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de roca intacta, del grado de alteración, y de la existencia o no del relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma de la roca intacta, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes. La resistencia puede estimarse en campo con el martillo Schmidt, aplicándolo directamente sobre la discontinuidad (González de Vallejo et al., 2002).

La resistencia a compresión de las rocas se puede estimar a partir de la dureza superficial de las mismas, la cual se puede obtener mediante el ensayo de carga puntual PLT o el martillo de Schmidt, éste consiste en un dispositivo que registra el rebote de un cilindro metálico, que impulsado por un muelle, choca contra un vástago también metálico apoyado en la roca. El martillo tipo L permite medir valores de la resistencia a compresión simple de la roca comprendidos entre 20 MPa y 300 MPa. Barton y Choubey (1977), han propuesto la siguiente fórmula para calcular la resistencia de la roca partiendo del índice de rebote del martillo de Schmidt (Ramírez y Monge, 2008).

$$\log(JRC) = 0.00088 \gamma R + 1.01$$

Donde:

γ : Peso específico de la roca (kN/m³).

R: Número de rebotes.

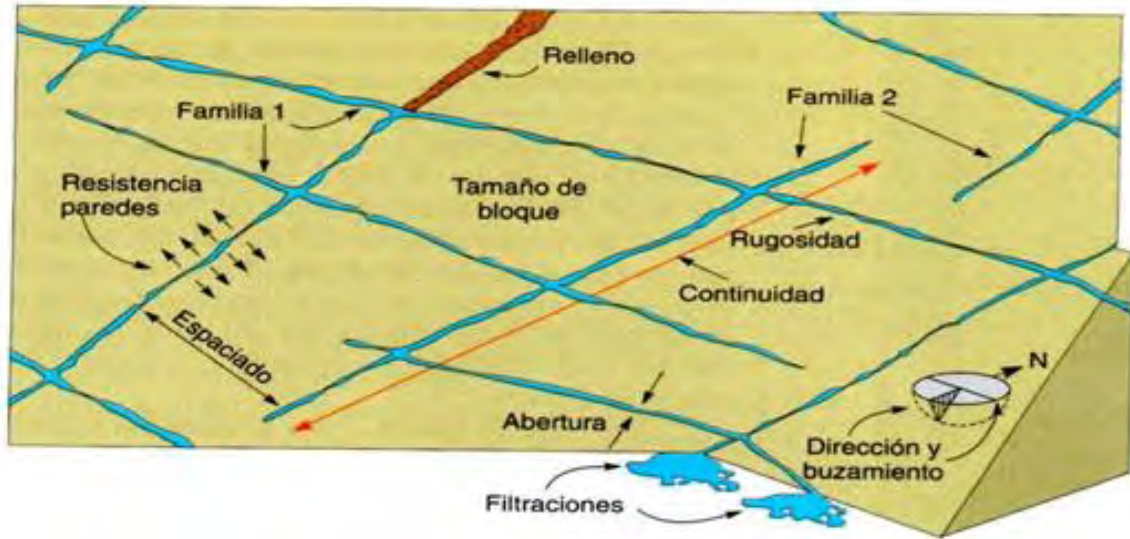
JCS: Resistencia a compresión simple de la superficie de la roca (MPa). (Ramírez y Monge, 2008).

2.2.2.3. *Caracterización de las discontinuidades*

Palmström (2001) indica que, desde el punto de vista de la ingeniería, un conocimiento del tipo y frecuencia de las juntas y fisuras a menudo son más importante que los mismos tipos de roca.

Las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de los macizos rocosos. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para su estimación es necesario definir las características y propiedades de los planos de discontinuidad siguientes (González de Vallejo et al., 2002):

Figura 4: Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades.

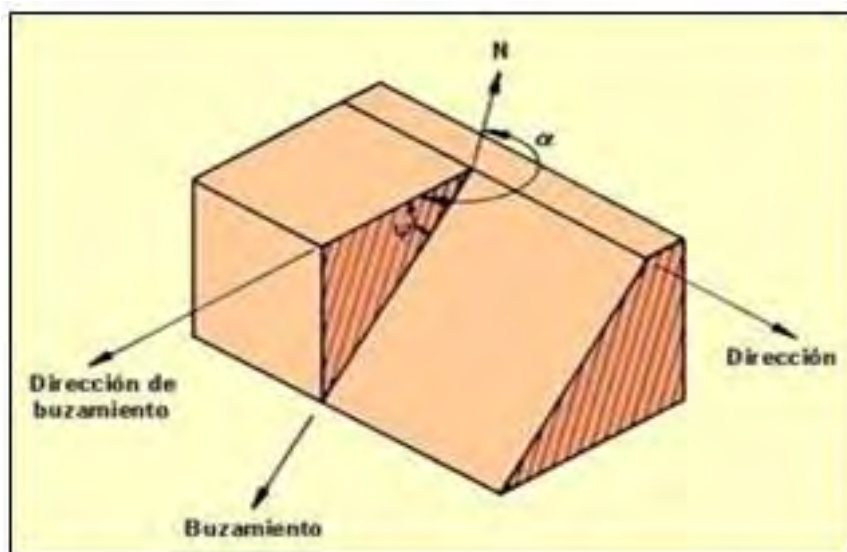


Fuente: (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.3.1. *Orientación de las discontinuidades*

La orientación de una discontinuidad en el espacio está definida por su buzamiento y por su dirección de buzamiento. Su medida se realiza mediante una brújula con clinómetro en mapeo con técnicas tradicionales o mediante el uso de softwares como SirovisiónTM en mapeo con técnicas modernas.

Figura 5: Vista isométrica del plano mostrando dirección de buzamiento y buzamiento de una discontinuidad.



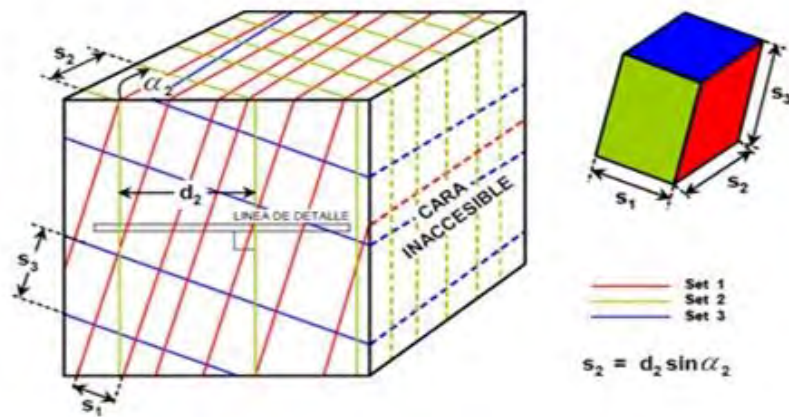
Fuente: (González de Vallejo et al., 2002).

Las discontinuidades sistemáticas se presentan en familias con orientación y características más o menos homogéneas. La orientación de las discontinuidades con respecto a las estructuras u obras de ingeniería condiciona la presencia de inestabilidades y roturas a su favor (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.3.2. *Espaciamiento entre discontinuidades*

El espaciamiento o espaciado se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos. Este valor se refiere al espaciado medio de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia (González de Vallejo et al., 2002).

Figura 6: Medidas de espaciamiento entre discontinuidades en afloramiento de un macizo rocoso que muestra 3 familias de discontinuidades.



Fuente: (Brown, 1981).

Tabla 4: Espaciamiento entre discontinuidades

Descripción	Espaciado (mm)
Extremadamente apretado	< 20
Muy apretado	20 - 60
Apretado	60 - 200
Espaciado moderado	200 - 600
Espaciado separado	600 - 2000
Espaciado muy separado	2000 - 6000
Espaciado extremadamente separado	> 6000

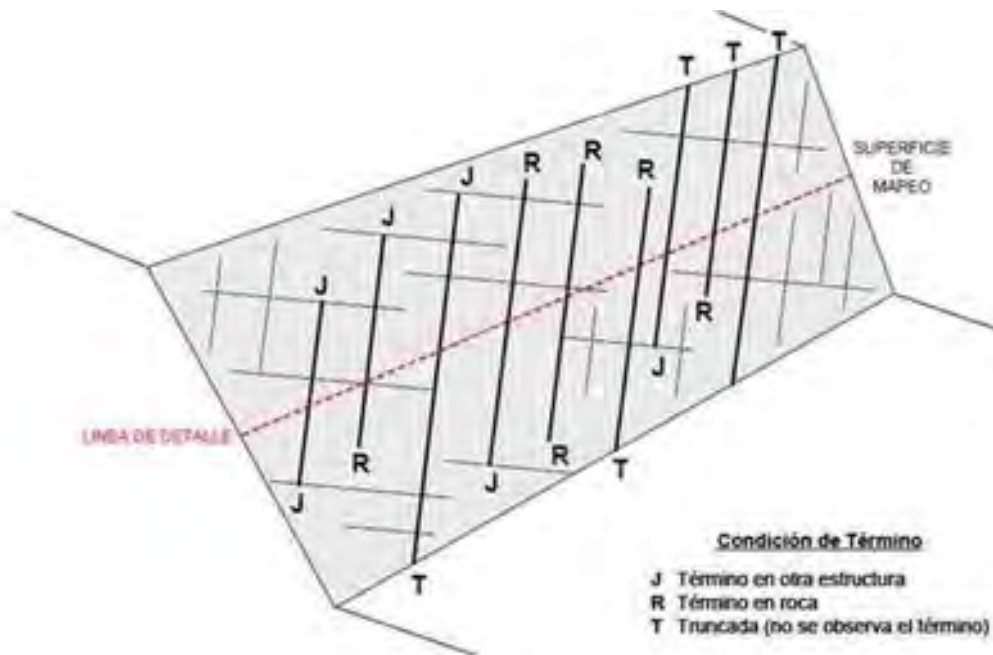
Fuente: (Ramírez y Monge, 2008).

La medida del espaciado se realiza con una cinta métrica. El espaciamiento es el factor que más influye en el tamaño de los bloques que componen el macizo rocoso y, por tanto, define el papel que ésta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.3.3. Persistencia o continuidad de las discontinuidades

La persistencia o continuidad de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento (González de Vallejo et al., 2002).

Figura 7: Esquema que ilustra las condiciones de término que pueden presentar las estructuras de un macizo rocoso.



Fuente: (Brown, 1981).

La medida de la continuidad se realiza con una cinta métrica. Si el afloramiento permite la observación tridimensional de los planos de discontinuidad, deberán medirse las longitudes a lo largo de la dirección y del buzamiento. Las discontinuidades pueden o no terminar contra otra discontinuidad. Es importante destacar las familias más continuas, ya que por lo general serán éstas las que condicionen principalmente los planos de rotura del macizo rocoso (González de Vallejo et al., 2002).

Tabla 5: Descripción de la discontinuidad

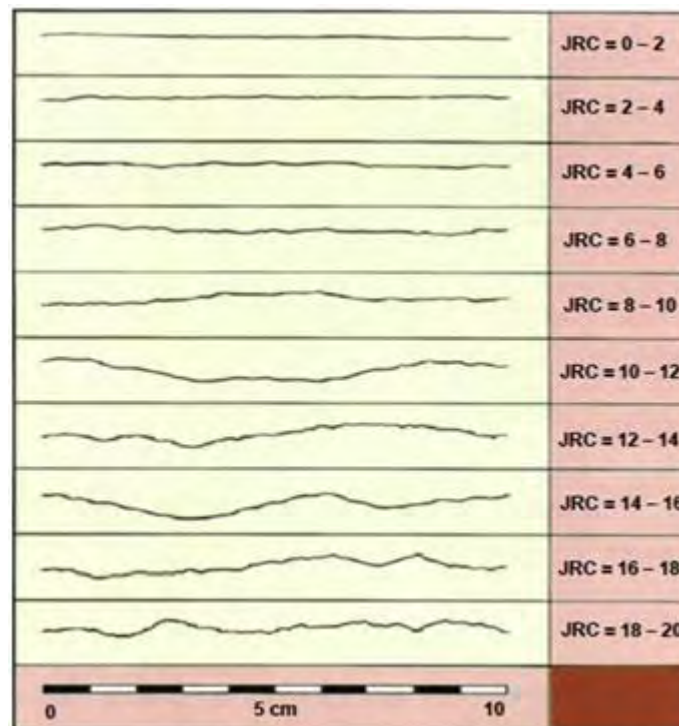
Persistencia	Longitud de la traza observada en un plano (m)
Muy baja	< 1
Baja	1 - 3
Media	3 - 10
Alta	10 - 20
Muy alta	> 20

Fuente: (ISRM, 1981).

2.2.2.3.4. Rugosidad de la pared de las discontinuidades

La descripción y medida de la rugosidad superficial tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, τ , que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas. La rugosidad aumenta la resistencia al corte, y disminuye a medida que se incrementa la abertura o espesor del relleno en la discontinuidad (González de Vallejo et al., 2002).

Figura 8: Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud.

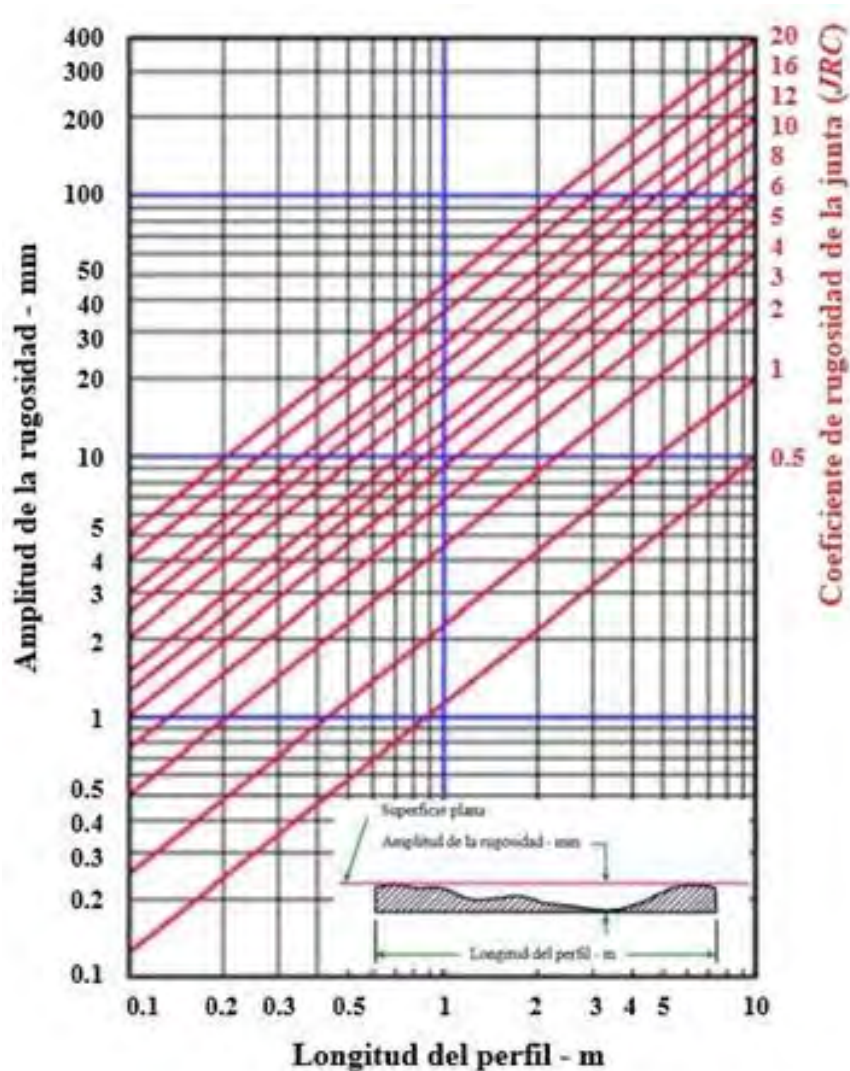


Fuente: (Barton y Choubey, 1977).

El término rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la ondulación de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de los planos. Generalmente la rugosidad es medida cualitativamente, realizando comparación visual de la discontinuidad con los perfiles estándar de rugosidad; y medida cuantitativa cuando ya se toma el valor de JRC de Barton (González de Vallejo et al., 2002).

Sin perjuicio de lo recién recomendado, es también relativamente frecuente el empleo del coeficiente de rugosidad de la estructura (joint roughness coefficient), JRC, definido por Barton y Choubey (1977) para caracterizar la rugosidad de las estructuras a escala centimétrica, utilizando los perfiles de rugosidad que se muestran en la figura 5.

Figura 9: Método alternativo para estimar el JRC a partir de medidas de amplitud de rugosidad de superficie del rugosímetro desde una superficie recta.



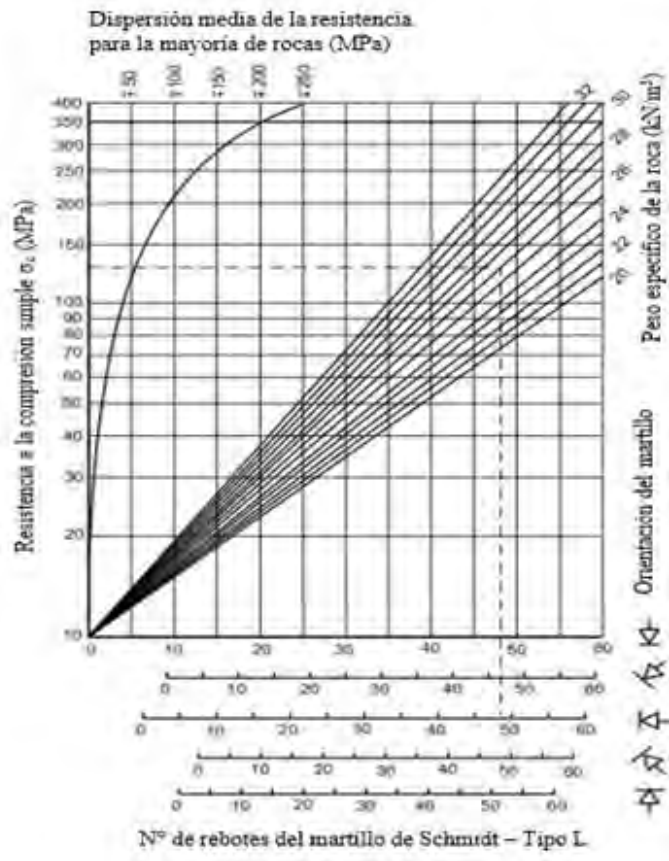
Fuente: (Barton, 1982).

El JRC o coeficiente de rugosidad de la junta es la propiedad más utilizada para estimar la rugosidad. También se puede determinar el JRC usando el Rugosímetro o perfilómetro (Peine de Barton) y el ábaco de la figura 6.

2.2.2.3.5. Resistencia de las paredes de las discontinuidades

La resistencia a compresión de la pared de una discontinuidad o JCS influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de macizo rocoso, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma del macizo rocoso, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes: los procesos de alteración afectan en mayor grado a los planos de discontinuidad que al macizo rocoso. Por este motivo, junto a la medida de la resistencia de las paredes de la discontinuidad debe ser estimado el grado de meteorización del macizo rocoso (González de Vallejo et al., 2002).

Figura 10: Estimación de la resistencia a la compresión de la pared de la junta a partir de rebotes del martillo Schmidt.



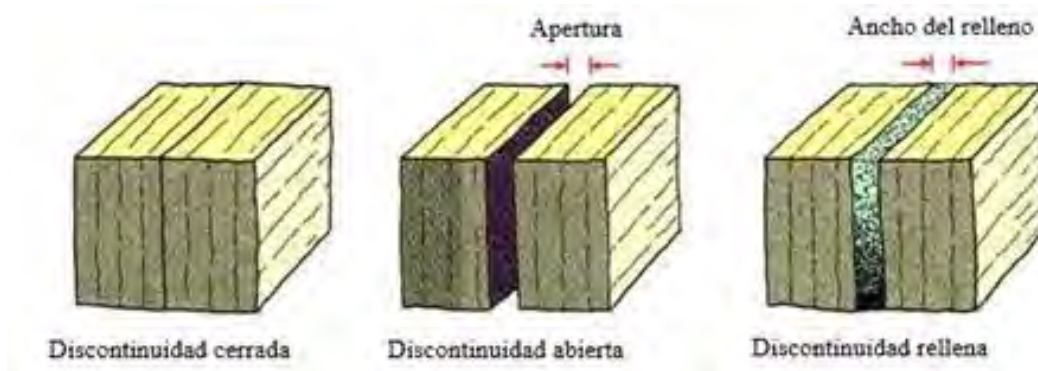
Fuente: (Miller, 1966).

La resistencia puede estimarse en campo con una navaja y un martillo de geólogo; también para estimar con mayor precisión puede utilizarse el martillo Schmidt, aplicándolo directamente sobre la discontinuidad, para medir la resistencia de los labios de la discontinuidad, o a partir de los índices de campo, donde, en general, la resistencia de la pared rocosa estará comprendida entre los grados R0 a R6 (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.3.6. *Apertura de las discontinuidades*

La apertura o abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad abierta en que el espacio puede estar relleno con aire, agua u otro material geológico.

Figura 11: Diagramas que muestran la definición de la apertura de las discontinuidades y el ancho de las discontinuidades rellenas.



Fuente: (Ramírez y Monge, 2008).

Tabla 6: Descripción de la abertura

Descripción	Abertura
Muy cerrada	< 0.1 mm
Cerrada	0.1 - 0.25 mm
Parcialmente abierta	0.25 - 0.5 mm
Abierta	0.5 - 2.5 mm
Moderadamente ancha	2.5 - 10 mm
Ancha	> 10 mm
Muy ancha	1 - 10 cm
Extremadamente ancha	10 - 100 cm
Cavernosa	> 1 m

Fuente: (ISRM, 1981).

Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad, pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la abertura en la resistencia al corte de la discontinuidad es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes. Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.3.7. *Relleno en las discontinuidades*

Relleno es el término utilizado para describir el material que se encuentra entre las paredes de la discontinuidad. Existe gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables. Estos materiales pueden ser calcita, clorita, arcilla, panizo, brecha, cuarzo, o piritita. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad. La calidad del relleno tendrá una resistencia gravitante en la resistencia al corte de las discontinuidades (Ramírez y Monge, 2008).

Tabla 7: Descripción del relleno

Tamaño (mm)	Descripción	Material	Granulometría
> 600	Bloques		
200 a 600	Bolones		Muy Gruesa
60 a 200	Bolones pequeños		
20 a 60	Gravas gruesas		
6 a 20	Gravas	Granular	
2 a 6	Gravas finas		Gruesa
0.6 a 2	Arenas gruesas		
0.2 a 0.6	Arenas		Media
0.06 a 0.2	Arenas finas		
< 0.06	Limos, Arcillas	Fino	Fina

Fuente: (Ramírez y Monge, 2008).

El comportamiento de las discontinuidades con rellenos dependerá del amplio rango de propiedades que presentan los materiales de relleno como son:

- La mineralogía del material de relleno.
- El tamaño y forma de las partículas

- Contenido de agua y permeabilidad.
- Deslizamientos previos de corte.
- Rugosidad de las paredes.
- Ancho del relleno.
- Fracturamiento o alteración química de las paredes de la discontinuidad.

2.2.2.3.8. Agua en las discontinuidades

Si existe presencia de agua en un macizo rocoso entonces disminuirá su resistencia. Las observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas como si aparecen limpias, pueden seguir las descripciones siguientes (González de Vallejo et al., 2002):

Tabla 8: Descripción de las filtraciones en las discontinuidades

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min.).
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Fuente: (ISRM, 1981).

El agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las

filtraciones a través del macizo rocoso (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes.

2.2.2.4. *Parámetros del macizo rocoso*

Para la caracterización global del macizo rocoso a partir de datos de afloramientos, además de la descripción de sus componentes, el macizo y las discontinuidades, deben ser considerados otros factores, como son:

- Número y orientación de las familias de discontinuidades.
- Tamaño de bloque e intensidad de fracturación.
- Grado de meteorización.

2.2.2.4.1. Número y orientación de familias de discontinuidades

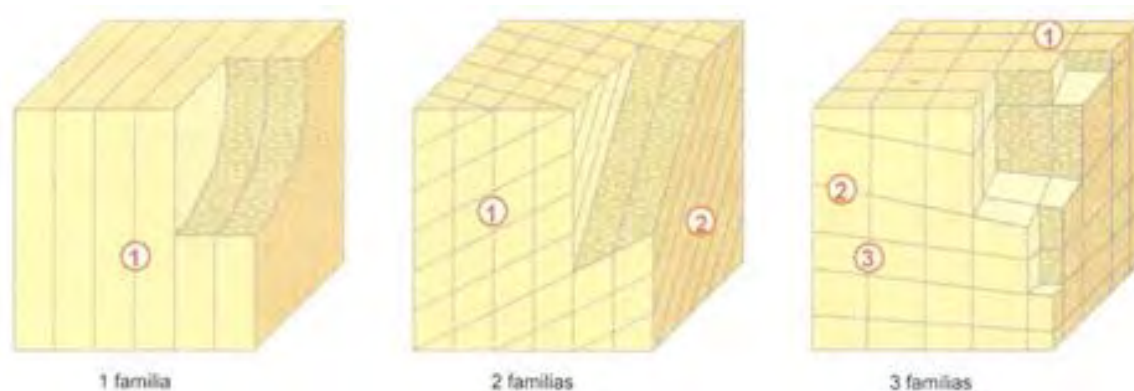
El comportamiento mecánico del macizo rocoso, su modelo de deformación y sus mecanismos de falla están condicionados por el número de familias de discontinuidades. La orientación de las diferentes familias con respecto a una obra o instalación sobre el terreno puede determinar, además, la estabilidad de la misma (ISRM, 1981).

Tabla 9: Clasificación de macizos rocosos por el número de discontinuidades.

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades
IX	Brechificado

Fuente: (ISRM, 1981).

Figura 12: Representación del número de familias mediante bloques.



Fuente: (González de Vallejo et al., 2002).

La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques del macizo rocoso vienen dados por el número de familias de discontinuidades, y por el espaciado de cada familia. Cada una de las familias queda caracterizada por su orientación en el espacio y por las propiedades y características de los planos.

2.2.2.4.2. *Tamaño de bloques y grado de fracturación*

El tamaño de los bloques que forman el macizo rocoso condiciona de forma definitiva su comportamiento y sus propiedades resistentes y deformacionales (ISRM, 1981). La dimensión y la forma de los bloques están definidas por el número de familias de discontinuidades, su orientación, su espaciado y su continuidad. La descripción del tamaño de bloque se puede realizar de las siguientes formas:

- Mediante el índice de tamaño de bloque (I_b), que representa las dimensiones medias de los bloques tipo medidos en el afloramiento.
- Mediante el índice volumétrico de juntas (J_v), que representan el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m^3) del macizo rocoso. También se suele determinar contando las discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada.
- Mediante el parámetro RQD.

La fracturación del macizo rocoso está definida por el número, espaciado y condiciones de las discontinuidades, cualquiera que sea su origen y clase.

El grado de fracturación se expresa habitualmente por el valor del índice RQD.

Tabla 10: Descripción del tamaño de bloques

Descripción	J_v (Juntas/m ³)
Bloques muy grandes	< 0.1
Bloques grandes	1 - 3
Bloques medios	3 - 10
Bloques pequeños	10 - 30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: (ISRM, 1981).

2.2.2.4.3. Grado de meteorización

Tabla 11: Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está meteorizada.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se transformó en un suelo.

Fuente: (ISRM, 1981).

El grado de meteorización del macizo rocoso es una observación importante que condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Según avanza el proceso de meteorización aumentan la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material

rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia. La evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realiza por observación directa del afloramiento y comparación con los índices estándares recogidos en la tabla siguiente. En ocasiones puede ser necesario fragmentar un trozo de roca para observar la meteorización del macizo rocoso (ISRM, 1981).

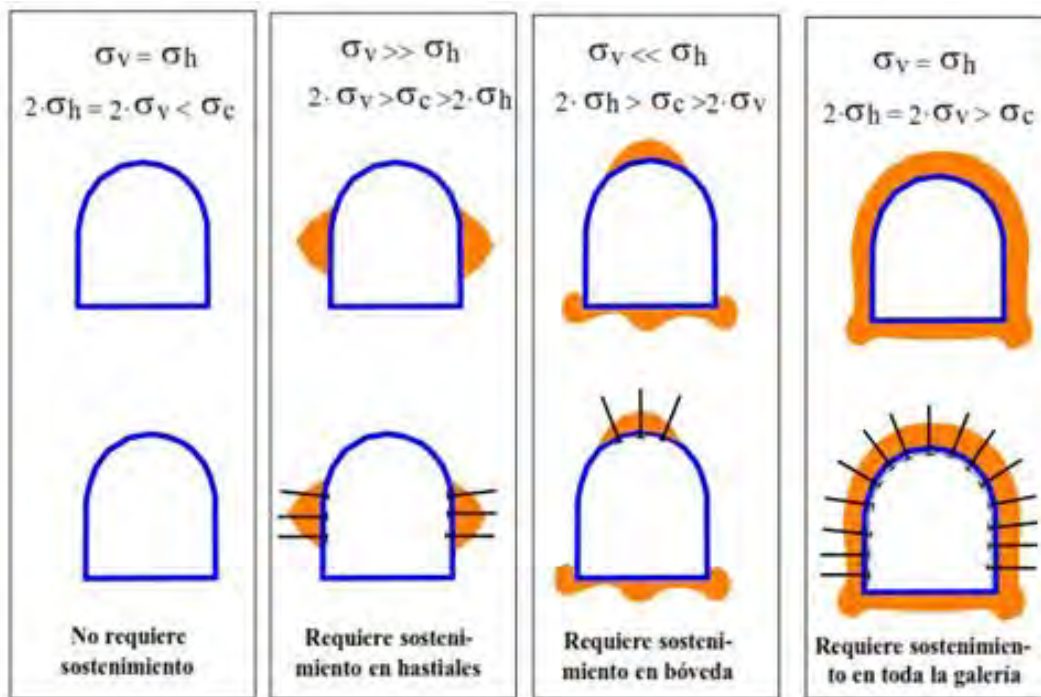
2.2.2.5. *Estado tensional en excavaciones subterráneas*

Durante la generación de una excavación subterránea, las tensiones actuantes son de dos tipos: tensiones naturales y tensiones inducidas por la excavación (González de Vallejo et al., 2002). En el diseño de una obra subterránea es necesario conocer la magnitud y orientación de los esfuerzos previos generados mayormente como consecuencia de procesos tectónicos y gravitacionales, tanto para el cálculo del sostenimiento como para analizar la sección y el proceso constructivo.

La estimación del estado tensional puede hacerse mediante métodos empíricos o métodos instrumentales o directos. Cabe destacar que, en el caso de los métodos directos, los costos son demasiados altos y requieren de equipos muy especiales por tanto son usados para obras de gran envergadura, por lo cual la obtención del estado tensional conlleva la utilización de ambos métodos.

El conocimiento más o menos exacto del estado tensional permitirá responder a cuestiones básicas como: ¿De qué efectos tensionales se debe proteger la obra que se va realizar?, ¿En qué dirección va a tender a romperse la roca?, ¿Cuál sería la forma ideal de la excavación minera? El conocimiento del estado tensional juega un papel importante a la hora de analizar la estabilidad de excavaciones a cielo abierto, túneles y pilares de minas, predecir estallidos de roca y golpes de techo, estudiar el flujo de líquidos en macizos rocosos, etc. Existen en muchos casos en los que la relevancia del estado tensional es fundamental para el diseño de las excavaciones en cuestión.

Figura 13: Relevancia del campo tensional en el diseño del sostenimiento de una excavación subterránea.



Fuente: Leandro R. Alejano – El campo tensional

2.2.2.5.1. Métodos empíricos

Con el fin de estimar el estado tensional del macizo, es necesario conocer a priori el campo de esfuerzos que actúa sobre el terreno, por lo que es necesario calcular el valor de tensiones máximas vertical (σ_v) y horizontal (σ_h). El esfuerzo vertical al que está sometido un punto del macizo rocoso a una profundidad que da definido por la siguiente ecuación (González de Vallejo et al., 2002):

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = \gamma \cdot h$$

Donde σ_v es la tensión vertical máxima, ρ es la densidad media de los materiales suprayacentes, g es la aceleración de la gravedad y γ es el peso específico medio de los materiales suprayacentes.

Para conocer el esfuerzo horizontal por métodos empíricos, es necesario calcular el coeficiente de reparto de las tensiones naturales (coeficiente k); permite obtener el valor del esfuerzo horizontal (σ_h) mediante la siguiente fórmula:

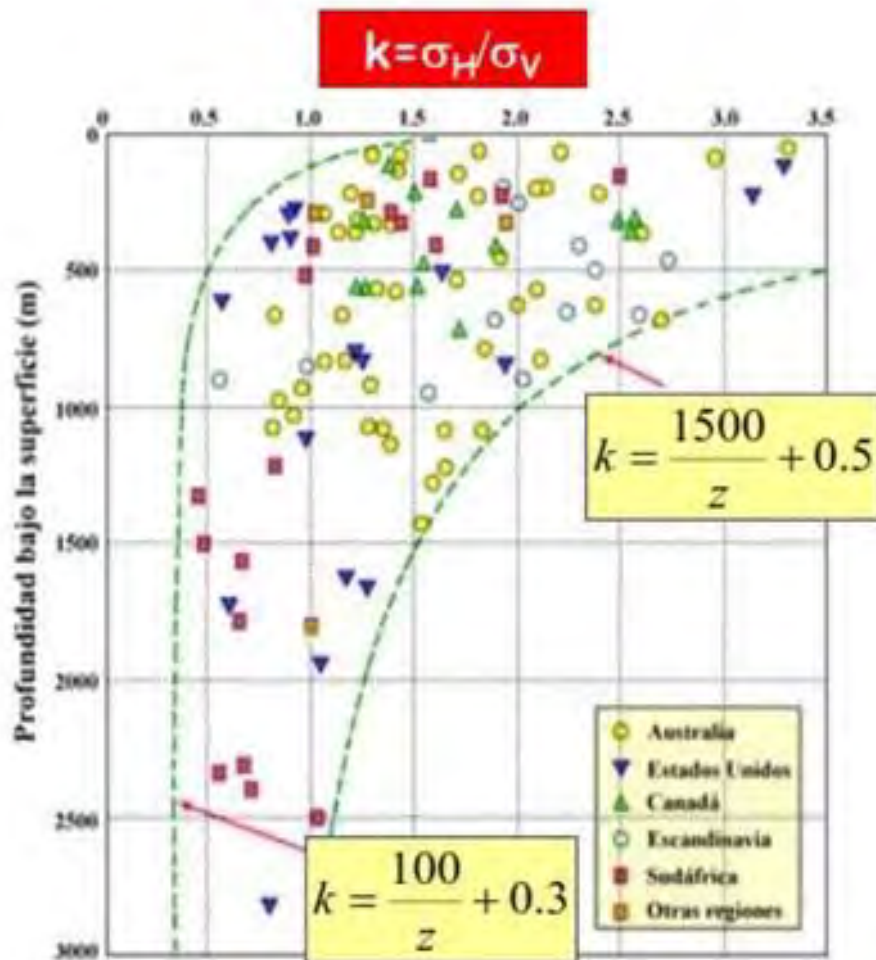
$$\sigma_h = k * \sigma_v$$

Terzaghi y Richart (1952) consideraron el cálculo del valor del coeficiente K independiente de la profundidad a partir del coeficiente de Poisson (ν):

$$k = \frac{(\sigma_h)_{media}}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Esta igualdad, no se cumple en zonas superficiales de la corteza que hayan sufrido procesos de descarga por erosión (González de Vallejo et al., 2002). La erosión tiende a aumentar el valor del coeficiente k , provocando que los valores de los esfuerzos horizontales (σ_h) pasen a ser mayores que los verticales (σ_v) a profundidades someras.

Figura 14: Valoración de la relación entre la tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural.



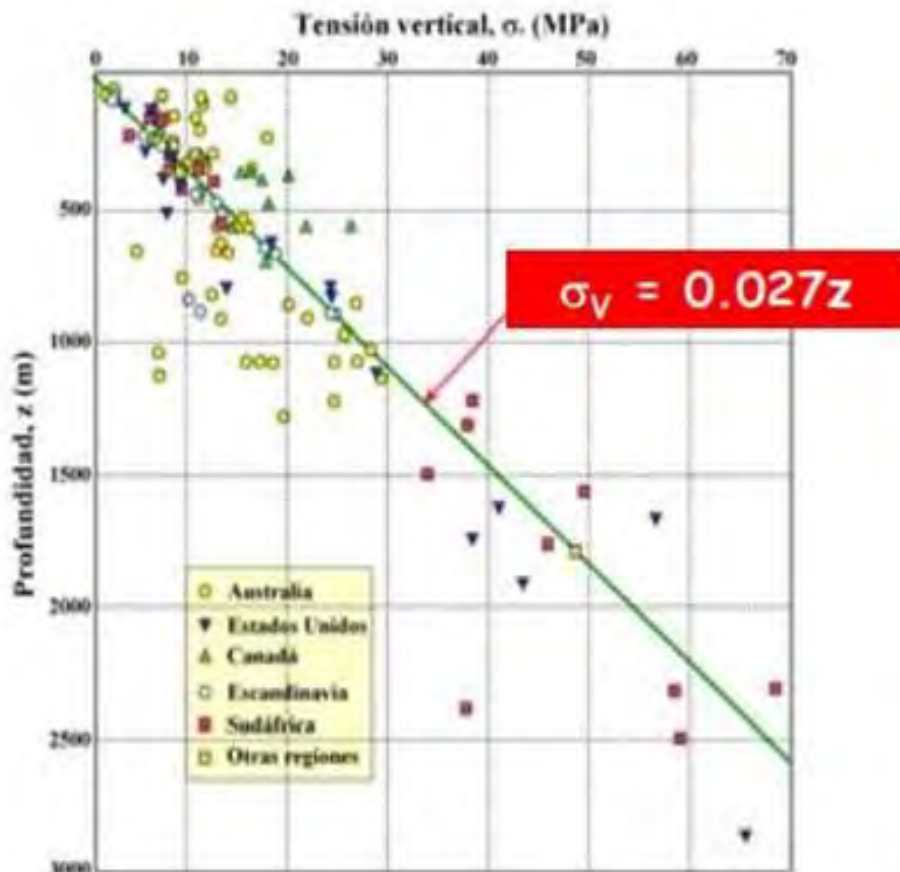
Fuente: (Hoek y Brown, 1980).

Hoek y Brown (1980), han recopilado datos reales, medidos in situ, de los campos tensionales naturales de diversas zonas del mundo, donde se aprecia que a profundidades menores de 500 m, las tensiones horizontales son significativamente más grandes que las verticales, pudiendo oscilar entre valores de k menores de la unidad a incluso mayores a

3. A partir de profundidades superiores a 1,000 m tienden a igualarse las tensiones (Figura 11); por lo tanto, si existieran tensiones horizontales importantes a esas profundidades, podrían inducirse procesos de fracturación (sobrexexcavaciones), plastificación intensa, etc.

De la figura se puede deducir que la relación de tensiones tiende a ser baja ($0.5 < k < 1.5$) a grandes profundidades, pudiendo aumentar de manera significativa a profundidades menores ($k > 1.5$), lo que se contradice con los postulados de la elasticidad, ya que para valores del coeficiente de Poisson normales ($0.1 < \nu < 0.5$), se obtendrían valores de k entre 0.1 y 1, pero nunca superiores a este valor.

Figura 15: Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural in situ.



Fuente: (Hoek y Brown, 1980).

En la figura 12, se representan los valores de la tensión vertical σ_v medida en diferentes lugares del mundo (Australia, Norteamérica, Canadá, Escandinavia, África y otras

regiones) en función de la profundidad a la que se realizaron las medidas. De dicha gráfica se puede deducir que, en general,

las tensiones verticales obtenidas en la mayor parte de los casos contemplados coinciden más o menos en un 20% con la tensión correspondiente al peso de los materiales suprayacentes en cada una de las zonas (Hoek y Brown, 1980).

Atendiendo a estos resultados presentados en la figura 12 y siendo el peso específico medio de los materiales que forman parte de la corteza terrestre $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$, se puede estimar de manera aproximada la tensión vertical como $\sigma_v \text{ (MPa)} = 0.027 * z \text{ (m)}$

Sheorey (1994) desarrolló un modelo de distribución de tensiones termo-elásticas del macizo, que tiene en cuenta la curvatura de la corteza y la variación de las constantes elásticas, las densidades medias y los coeficientes de expansión térmica a través del manto y la corteza. Pero no considera los factores tectónicos que afectan el estado de esfuerzos del macizo rocoso. De todos modos, proporciona una ecuación que permite estimar la relación de tensiones k:

$$k = 0.25 + 7Eh (0.001 + 1/z)$$

Donde Eh es el módulo elástico de Young del macizo rocoso suprayacente a la zona de estimación en dirección horizontal (GPa) y z es la profundidad de la misma en metros.

Los esfuerzos tectónicos, uno de los factores a considerar en el análisis de las tensiones naturales, se generan por dos mecanismos básicos: las fuerzas de borde y las fuerzas inducidas por cargas de compensación isostática.

Las fuerzas de borde, generadas por movimientos de las placas tectónicas, dan lugar a esfuerzos compresivos y extensivos. Asimismo, las fuerzas producidas por cargas de compensación isostática, ligadas a grandes elevaciones topográficas, cuyo peso se compensa por zonas de menor densidad de la litosfera o variaciones de espesor de la misma. Este último mecanismo conlleva efectos combinados de cargas verticales y aumentos de empuje (fuerzas de flotación), que generan esfuerzos horizontales en zonas adyacentes. Ambos esfuerzos, de borde o de compensación isostática, pueden alcanzar magnitudes de alrededor de 50 MPa.

A grandes profundidades, el estado tensional sufre importantes desviaciones debido a que las magnitudes de los esfuerzos de origen tectónico adquieren mayor relevancia que la de los esfuerzos gravitacionales (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.5.2. Método directo o instrumental

El campo tensional que actúa sobre un punto queda definido por su orientación y magnitud, que únicamente pueden ser determinadas in situ. Se dispone de varios métodos para medir ambos, entre los que destacan los métodos de: Sobreperforación, gato plano, fracturación hidráulica y emisión acústica.

El análisis de esfuerzos por sobreperforación o overcoring son los más populares; sin embargo, éstos requieren de personal especializado para su realización; y pertenecen a los “métodos de relajación en perforaciones” (Amadei y Stepphansson, 1997) y es utilizado para estimar el tensor de esfuerzos tridimensional in situ. La idea es aislar parcial o totalmente una muestra de roca intacta del campo de esfuerzos ejercido por el macizo y monitorear su respuesta deformacional de re-equilibrio. Para convertir los valores de deformación a esfuerzo se requiere previamente conocer los módulos de Young y Poisson de la roca.

2.2.2.6. ***Criterios de resistencia y deformación del macizo rocoso***

El comportamiento mecánico de las rocas está definido por su resistencia y su deformabilidad. La resistencia, es el esfuerzo que soporta una roca para determinadas deformaciones. Cuando la resistencia se mide en probetas de roca sin confinar se denomina resistencia a compresión simple. Se obtiene mediante el ensayo de resistencia uniaxial o de compresión simple. Las rocas se rompen a favor de superficies de fractura que se generan al superarse su resistencia pico. Así, de una forma indirecta los ensayos de compresión miden la resistencia al corte de las rocas. La resistencia está en función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material (González de Vallejo et al., 2002).

2.2.2.6.1. Criterio de resistencia de Hoek-Brown

Existen dos versiones principales de criterios de rotura que se consideran para macizos rocosos. Hoek (1994) propone la siguiente ecuación para rocas intactas:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2}$$

Donde σ_1' es el esfuerzo efectivo principal mayor en la rotura, σ_3' es el esfuerzo efectivo principal menor en la rotura, σ_c es la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta de laboratorio y m_i es la constante del material para la roca intacta.

Hoek (1994) propone la siguiente ecuación para macizos rocosos diaclasados:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Donde m_b es un valor deducido de la constante m_i de la roca intacta, s y a son constantes que dependen de las características de la masa rocosa, σ_{ci} es la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta; y σ_1' y σ_3' son respectivamente los esfuerzos efectivos principales axial y confinante en la rotura.

Considerar el valor de $a = 0.5$ para macizos rocosos de buena a muy buena calidad, y para macizos rocosos de mala calidad considerar $s = 0$.

Hoek et al. (2002) proponen el criterio de rotura generalizado expresada por la ecuación:

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

Donde m_b es un valor deducido de la constante m_i de la roca intacta.

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

s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

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

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

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

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma_3' = 0$, dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

Y haciendo $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$ la resistencia a la tracción:

$$\sigma_t = \frac{-s\sigma_{ci}}{m_b}$$

La resistencia del macizo rocoso (σ') será:

$$\sigma_{cm}' = \sigma_{ci} * \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Para el caso de túneles, el rango de envolvente de falla será:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

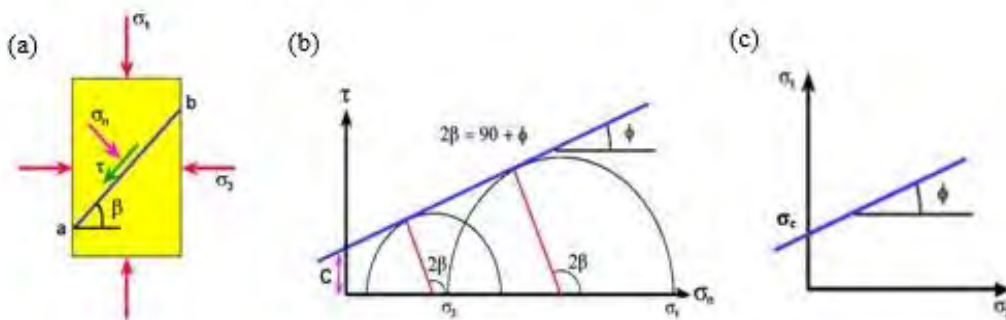
2.2.2.6.2. Criterio de resistencia de Mohr Coulomb

Por muchos años el Criterio de Mohr Coulomb como un criterio clásico ha sido ampliamente aplicado en geotecnia. La resistencia teórica indica que la combinación de los esfuerzos cortante (τ) y la normal (σ_n) en el plano de falla es gradualmente movilizada de manera que ellos puedan intersectar el contorno de la envolvente de resistencia, luego que la ruptura ocurre. La proyección de una tangente al círculo de esfuerzos en el punto de rotura forma una relación lineal entre los parámetros del esfuerzo del corte y el esfuerzo normal, tal como se muestra en la Figura 13.

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

Donde c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción interno de la roca intacta, τ y σ_n representan los esfuerzos tangencial y normal sobre el plano de rotura.

Figura 16: Criterio de resistencia de Mohr Coulomb.



Fuente: (Yazdani et al., 2015).

Donde:

- (a) Esfuerzos principales σ_1 y σ_3 en una probeta de roca y el plano de falla formando un ángulo β .
- (b) Círculo de Mohr Coulomb en donde se determina la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ .
- (c) Envolvente de resistencia para los esfuerzos principales.

2.2.2.6.3. Módulo de deformación del macizo rocoso

Ante la dificultad de obtener el módulo de Young del macizo directamente a partir de ensayos de laboratorio, se ha intentado estimar mediante fórmulas empíricas que lo relacionan con la calidad geotécnica del macizo rocoso. Las fórmulas de este tipo más clásicas son:

Bieniawski (1978) para determinar el módulo de Young de macizos rocosos de buena a muy buena calidad ($60 < RMR < 100$) propuso la siguiente ecuación:

$$E_m(GPa) = 2 * RMR - 100$$

Serafim y Pereira (1983) para determinar el módulo de Young de macizos rocosos de regular a muy buena calidad ($40 < RMR < 100$) propusieron la siguiente ecuación:

$$E_m(GPa) = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

Hoek y Diederichs (2006) propusieron finalmente introducir el grado de perturbación de macizo rocoso D, el cuál sería la expresión más completa para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso:

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)}} \right)$$

Donde E_i es el módulo de deformación de la roca intacta, D es el factor de disturbancia y GSI el índice de resistencia geológica.

En lo que concierne al coeficiente de Poisson del macizo rocosos (ν_m), hay que señalar que su influencia sobre los resultados de las simulaciones suele ser bastante pequeña, al mismo tiempo que lo es su gama de variabilidad natural (0.15 – 0.45), por lo que no se suele prestar demasiada atención a su estimación.

2.2.2.7. ***Criterio de resistencia de discontinuidades***

2.2.2.7.1. Criterio de resistencia no lineal de Barton Bandis

Muchos investigadores han adoptado el criterio de rotura no lineal para el análisis de estabilidad de macizos rocosos, y el criterio resistencia de la discontinuidad o junta de Barton Bandis es el más usado ampliamente. Fue propuesto para abarcar un gran número de ensayos de corte en la superficie de una estructura natural (Zhao et al., 2016).

La fórmula para determinar la resistencia al corte de la discontinuidad es:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

Donde τ es el esfuerzo cortante en el plano estructural, σ_n es el esfuerzo normal del plano estructural, JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad en el plano estructural, JCS es la resistencia a la compresión de la discontinuidad en el plano estructural, y ϕ_b es el ángulo de fricción básico en la superficie de roca no alterada, el ángulo de fricción residual ϕ_r en superficie inalteradas puede ser sustituido por ϕ_b . Los valores de JRC y JCS pueden ser determinados por las ecuaciones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JRC_n}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02JCS_n}$$

Donde: JRC_n y JRC_0 son los coeficientes de rugosidad para discontinuidades de L_n y L_0 respectivamente y de igual manera para JCS (Barton et al., 1974; Zhao et al., 2016).

Las últimas ecuaciones han sido ampliamente usadas para predecir la resistencia al corte de discontinuidades en la ingeniería estructural, sin embargo, Douglas (2002) encontró que estas ecuaciones no son adecuadas para predecir la resistencia de planos estructurales de gran escala, y sugiere que estos deben ser aplicado solamente a planos estructurales menores a 1 m de longitud.

2.2.2.7.2. Estimación visual directa de JRC

El valor de JRC puede estimarse visualmente a través de la comparación de un perfil de discontinuidad con una serie de perfiles de referencia, establecidos por Barton y Choubey (1977), a partir de ensayos reales de corte directo.

2.2.2.7.3. Estimación de la resistencia de las paredes JCS

El Joint Wall Compression Strenght (JCS) es un parámetro empleado para estimar la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad. Se aplica la siguiente expresión (Ulusay, 2015):

$$\log_{10} JCS = 0.00088 * \gamma_{Roca} r + 1.01$$

Donde: γ_{roca} es el peso específico de la roca en KN/m³, y r es el índice de rebote de martillo Schmidt en las paredes de la discontinuidad.

2.2.2.8. *Mapeo geomecánico en excavaciones subterráneas*

Para caracterizar geomecánicamente una excavación subterránea, y con ello determinar su estabilidad, resulta clave un adecuado análisis y recolección de datos mediante mapeos de las discontinuidades presentes con estaciones geomecánicas. El mapeo debe realizarse en superficies de rocas limpias (lavadas) o recién expuestas, que permitan una mejor exposición de las características de las discontinuidades. Para elegir cuál de los métodos de mapeo conviene realizar en la recolección de datos está en función del tipo de evaluación a realizarse y de la magnitud de la misma. Una estación geomecánica es un conjunto de observaciones ordenadas en un entorno con objeto de valorar un macizo rocoso. Se asumen a un único punto y agrupan observaciones de discontinuidades y de roca intacta para dar un valor al conjunto denominado “macizo rocoso”. Estos métodos de mapeo se pueden agrupar en tradicionales y modernos:

2.2.2.8.1. *Mapeos con técnicas tradicionales*

En esta técnica la medida de las orientaciones se realiza de forma habitual mediante brújula con clinómetro. Al realizar un mapeo de un túnel o un nivel de explotación minera puede utilizarse un método o combinar las dos primeras técnicas que se describen a continuación:

a) Mapeo por celdas

El mapeo geomecánico por celdas es una forma de mapeo bidimensional en el que se establece un criterio de intercepción de área para recopilar datos de campo. Se desarrolla a través de la ejecución de estaciones geomecánicas en forma de ventanas rectangulares o cuadradas de un área aproximada de 3m x 3m., que se denominan celdas a lo largo de la pared de la excavación.

Mediante el mapeo geomecánico por celdas se identifican y cuantifican características del macizo rocoso, las características de las principales familias de discontinuidades. Para cada familia se determina el tipo de discontinuidad, orientación (buzamiento y dirección de buzamiento), resistencia de la pared de la discontinuidad, espaciamiento, persistencia, apertura, relleno, rugosidad presente y grado de alteración o meteorización. Todo ello,

para definir los parámetros que permitirán clasificar el macizo rocoso mediante los principales sistemas RMR y Q.

b) Mapeo por línea de detalle

El mapeo por línea de detalle es una técnica sistemática de muestreo de puntos unidimensional, que puede extenderse a dos dimensiones si la línea está ubicada dentro de una ventana de muestreo; que registra las discontinuidades expuestas en las paredes de rocas de afloramientos superficiales o labores subterráneas. Se recomienda para estudios de ingeniería de detalle.

El mapeo consiste en establecer una línea mediante una cinta métrica a lo largo de una cara expuesta sobre la que se identifican todas las estructuras o discontinuidades que intersectan o cortan dicha línea, se toma la orientación de la cara de medición, luego la orientación de la línea o cinta y se procede a registrar cada discontinuidad empezando por la distancia de intersección al origen, continuando con el registro de la orientación (buzamiento y dirección de buzamiento), tipo de terminación, tipo de discontinuidad, persistencia (longitud de semi traza), apertura, relleno, rugosidad, resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad, meteorización y presencia de agua.

La información recopilada debe ser registrada en una hoja estándar cuyo formato permita almacenar la información de manera ordenada y sencilla.

2.2.2.9. *Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso*

El comportamiento geomecánico de un macizo rocoso está dado por los siguientes aspectos que están entrelazados entre sí. Primer aspecto; el comportamiento de la roca intacta (espécimen) está libre de discontinuidades y fisuras. El segundo aspecto está referido al grado de fracturamiento o al número y distribución de discontinuidades que afectan a la masa rocosa. El tercer aspecto se refiere a las fuerzas tensionales que ejercen las presiones hidrostáticas (aguas subterráneas) en las discontinuidades, y por otro lado, los esfuerzos debido a cargas litostáticas con las subsecuentes deformaciones y esfuerzos horizontales, y los procesos de descompresión que pueden darse en las excavaciones (Mohammadi y Hossaini, 2017).

Bieniawski (1989), indica que las clasificaciones de macizo rocoso se desarrollaron para crear un orden del caos en los procedimientos de investigación del sitio y para proporcionar las ayudas de diseño; y los objetivos que persiguen las clasificaciones de macizo rocoso son: Identificar los parámetros más importantes que influyen en el

comportamiento de la masa rocosa, dividir una formación de masa rocosa en grupos de similar comportamiento, es decir, clases de masa rocosa de diferentes calidades. Proporcionar una base para entender las características de cada clase de masa rocosa. Relacionar la experiencia de las condiciones de la roca de un lugar a las condiciones y experiencia encontradas en otros lugares. Derivar datos cuantitativos y guías para el diseño de ingeniería y finalmente proporcionar una base común de comunicación entre ingenieros y geólogos.

2.2.2.10. *Índice de calidad de roca (RQD)*

Existe la necesidad de cuantificar la competencia del macizo rocoso como una base común para la comunicación de este tipo de información y el desarrollo de guías de diseño de ingeniería de rocas.

2.2.2.10.1. *Para testigos de perforación diamantina*

El índice de calidad RQD (Rock Quality Designation) fue desarrollado por Deere (1963), para estimar la calidad del macizo rocoso a partir de testigos de perforación diamantina. Se basa en la cuantificación mediante una sumatoria de aquellos tramos de testigo mayores de 10 cm de longitud medido en su eje en relación a la longitud total de la diamantina y expresada en porcentaje. La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) recomienda recuperar los testigos con barras de doble tubo y deben tener al menos un tamaño NX (54.7 mm o 2.15 pulgadas de diámetro).

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de trozos de testigos} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud Total}} \times 100\%$$

Tabla 12: Índice de calidad del macizo rocoso.

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

Fuente: (Deere et al., 1967).

Villaescusa y Brown (1992), proponen un índice frecuencia lineal de discontinuidades para estimar la intensidad de juntas en un macizo rocoso, el cual se determina simplemente agregando el número de discontinuidades por metro de muestreo (testigo de perforación diamantina o línea de detalle en una cara de roca).

Tabla 13: Relación entre el RQD y frecuencia lineal de discontinuidades.

Calidad de roca	Frecuencia lineal	RQD (%)
Muy pobre	> 17	0 - 20
Pobre	12 - 17	20 - 40
Regular	7 - 12	40 - 60
Buena	4 - 7	60 - 80
Muy Buena	1.5 - 4	80 - 95
Excelente	< 1.5	95 - 100

Fuente: (Villaescusa y Brown, 1992).

2.2.2.10.2. *Para el mapeo por celdas*

Palmström (1982) define a J_v como el número de discontinuidades o juntas presentes en un metro cúbico de roca, conocido como el conteo volumétrico de discontinuidades (Volumetric Joint Count). En este caso puede usarse una ecuación aproximada para macizos rocosos libres de arcillas; el cuál está incluida en el sistema Q (1974):

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v$$

$$(RQD = 0 \text{ para } J_v > 35, \text{ y } RQD = 100 \text{ para } J_v \leq 4.5)$$

Posteriormente Palmström (2005) actualizó la relación, el cuál está incluida en el sistema Q (2007) y está definida como:

$$RQD = 110 - 2.5 * J_v$$

$$(RQD = 0 \text{ para } J_v > 44, \text{ y } RQD = 100 \text{ para } J_v \leq 4)$$

Por otra parte, J_v se puede determinar a partir de los espaciamientos de cada familia de discontinuidades (Palmström, 2005), según la siguiente ecuación:

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} + \frac{Nr}{5\sqrt{A}} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{S_i}$$

Donde:

S_i = Espaciamiento de la familia i .

N_r = Número de familias aleatorias.

A = Área de análisis.

Se puede determinar un valor de espaciamiento representativo del conjunto de familias de discontinuidades presentes en el área de interés a partir del J_v . Obteniéndose:

$$\bar{s} = \frac{1}{J_v}$$

2.2.2.10.3. Para el mapeo por línea de detalle

Priest y Hudson (1976), propusieron determinar el RQD en función a la frecuencia de discontinuidades (λ), a través de la ecuación que proporciona el valor mínimo.

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

Siendo λ la inversa de la frecuencia de discontinuidades (1/frecuencia).

Figura 17: Relación entre espaciamiento de discontinuidad y RQD.



Fuente: (Bieniawski, 1989).

Bieniawski (1989) ha vinculado el espaciamiento promedio de las discontinuidades al RQD (Figura 15). Las calificaciones en la figura se refieren al RMR89. Cabe señalar que el RQD máximo, corresponde a la relación propuesta por Priest y Hudson.

Limitaciones del RQD:

- Puede ser sensible a la dirección de medición.
- El RQD no es afectado por cambios en el espaciamiento de las juntas si este es superior a 1 m.
- No tiene en cuenta la resistencia al corte de las discontinuidades.

2.2.2.11. *Sistema RMR*

El sistema de clasificación RMR o sistema Rock Mass Rating fue desarrollado por Bieniawski (1973) en Sudáfrica y clasifica los macizos rocosos de 0 a 100 puntos. Posteriormente ha tenido dos modificaciones principales: en 1989 el autor actualizó tomando como base 300 casos reales de túneles, cavernas y cimentaciones; y Celada et al. (2014) actualizaron el sistema basándose en la base de datos de Geocontrol de 2,298 nuevos casos de frentes de túneles en los que se había calculado el RMR89.

Tabla 14: Interpretación de los valores de RMR.

Descripción	Clase de macizo rocoso	RMR
Roca muy buena	I	81 – 100
Roca buena	II	61 – 80
Roca regular	III	41 – 60
Roca mala	IV	21 – 40
Roca muy mala	V	0 - 20

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Las versiones más usadas son el RMR76 y el RMR89. Ambas incorporan parámetros:

- Resistencia de la roca intacta.
- Índice de calidad del macizo rocoso (RQD).
- Espaciamiento de discontinuidades.
- Condición de las discontinuidades (Persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración).
- Presencia de agua subterránea.

(vi) Ajuste por orientación de principal familia de discontinuidades.

El valor está definido por: $RMR89 = (i) + (ii) + (iii) + (iv) + (v) - (vi)$

2.2.2.11.1. *Sistema RMR de 1989 (RMR89)*

Esta versión realiza una valoración de 6 parámetros:

Tabla 15: Valoración ponderada de la resistencia de la roca intacta - RMR89.

Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)	Índice de resistencia bajo carga Puntual (Is) (MPa)	Valor
> 250	> 10	15
100 – 250	4 – 10	12
50 – 100	2 – 4	7
25 – 50	1 – 2	4
5 - 25	Para este bajo rango se recomienda	2
1 – 5	ensayo de resistencia a la	1
< 1	compresión uniaxial	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 16: Valoración ponderada del RQD - RMR89.

Índice de calidad de la roca RQD (%)	Calidad	Valoración
< 25	Muy mala	3
25 – 50	Mala	8
50 – 75	Regular	13
75 – 90	Buena	17
90 - 100	Muy buena	20

Fuente: (Deere et al., 1967).

Tabla 17: Valoración ponderada del espaciamiento entre discontinuidades - RMR89.

Espaciamiento entre discontinuidades	Valoración
> 2 m	20
0.6 - 2 m	15
200 - 600 mm	10
60 - 200 mm	8
< 60 mm	5

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 18: Valoración de la persistencia de las discontinuidades - RMR89.

Descripción	Persistencia	Valoración
Muy baja	< 1 m	6
Baja	1 - 3 m	4
Media	3 - 10 m	2
Alta	10 - 20 m	1
Muy Alta	> 20 m	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 19: Valoración de la abertura de las discontinuidades - RMR89.

Descripción	Abertura	Valoración
Ninguna	Nada	6
Muy Cerrada	< 0.1 mm	5
Cerrada	0.1 - 1.0 mm	4
Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
Abierta	> 5 mm	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 20: Valoración de la rugosidad de las discontinuidades - RMR89.

Grado	Rugosidad	Valoración
1	Muy rugosa	6
2	Rugosa	5
3	Ligeramente rugosa	3
4	Lisa	1
5	Pulida (espejo de falla)	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 21: Valoración del relleno en las discontinuidades - RMR89.

Grado	Relleno	Valoración
1	Ninguno	6
2	Duro < 5 mm	4
3	Duro > 5 mm	2
4	Blando < 5 mm	2
5	Blando > 5 mm	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 22: Valoración de la alteración de la discontinuidad - RMR89.

Grado	Alteración	Valoración
1	No alterada	6
2	Ligeramente alterada	5
3	Moderadamente alterada	3
4	Muy alterada	1
5	Descompuesta	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 23: Valoración del agua subterránea - RMR89.

Flujo por 10 m de longitud de túnel (l/min)	(Presión de agua en las juntas)/(σ principal mayor)	Condiciones Generales	Valor
Ninguno	0	Completamente seco	15
< 10	< 0.1	Húmedo	10
10 - 25	0.1 - 0.2	Mojado	7
25 - 125	0.2 - 0.5	Goteando	4
> 125	> 0.5	Fluyendo	0

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 24: Valoración del ajuste por orientación de las discontinuidades - RMR89.

Rumbo perpendicular al eje de la excavación		Rumbo paralelo al eje de la excavación	
Avance a favor del buzamiento		Buzamiento 45° - 90°	Buzamiento to 20° - 45°
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Muy desfavorable	Regular
Muy favorable	Favorable	Buzamiento 0° - 20° Independiente del rumbo	
Avance en contra del buzamiento		Independiente del rumbo	
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Desfavorable	
Regular	Desfavorable	Desfavorable	

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 25: Valoración del calificativo de los ajustes por orientación de discontinuidades - RMR89

Calificativo	Valoración		
	Túneles y minas	Fundaciones	Taludes
Muy favorable	0	0	0
Favorable	-2	-2	-5
Regular	-5	-7	-25
Desfavorable	-10	-15	-50
Muy desfavorable	-12	-25	-60

Fuente: (Bieniawski, 1989).

Tabla 26: Calidad del macizo rocoso con relación al índice RMR.

Clase	Calidad	RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Roca muy buena	81 - 100	> 4 Kg/cm ²	> 45°
	Roca buena	61 – 80	3 - 4 Kg/cm ²	35° - 45°
II III	Roca regular	41 – 60	2 - 3 Kg/cm ²	25° - 35°
IV	Roca mala	21 – 40	1 - 2 Kg/cm ²	15° - 25°
V	Roca muy mala	0 - 20	< 1 Kg/cm ²	< 15°

Fuente: (Bieniawski, 1989).

2.2.2.12. Clasificación de Barton et al. (1974)

2.2.2.12.1. Definición del índice de calidad Q

En esta clasificación se catalogan los macizos rocosos según el denominado índice de calidad Q, basado en los 6 parámetros siguientes:

- RQD (Rock Quality Designation)
- J_n – Número de familias de juntas
- J_r – Rugosidad de las juntas
- J_a – Meteorización de las juntas
- J_w – Coeficiente reductor que tiene en cuenta la presencia de agua
- SRF (Stress Reduction Factor) – Factor dependiente principalmente de las tensiones existentes en el macizo rocoso.

El valor de los parámetros J_r y J_a depende también de la presencia de relleno y del tamaño de las juntas.

Mediante los parámetros indicados, se define la calidad del macizo rocoso de la siguiente manera:

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

- El primer cociente, RQD/J_n, representa el tamaño de los bloques.
- J_r/J_a permite estimar la resistencia al corte entre bloques.
- J_w/SRF indica el estado de tensiones en el macizo rocoso.

2.2.3. Elementos de sostenimiento de excavaciones subterráneas

Existen diversos tipos de sostenimiento para excavaciones subterráneas, que pueden utilizarse individualmente o en combinación con otros para estabilizar las excavaciones subterráneas tanto civiles como mineras. Para excavaciones subterráneas civiles se utilizan: Pernos de anclaje, revestimiento de concreto, Shotcrete (simple o reforzado con fibra), cimbras metálicas (rígidas y cedentes), malla metálica eslabonada y electrosoldada.

El sostenimiento de labores subterráneas es un conjunto de elementos que tienen la finalidad de asegurar, controlar y mantener la estabilidad de dichas excavaciones. Su propósito es proporcionar condiciones seguras de trabajo y brindar acceso a las labores subterráneas.

El sostenimiento se clasifica según cómo actúa en la roca:

2.2.3.1. *Sostenimiento Pasivo:*

Son elementos que actúan en la superficie de la excavación o en su interior.

Requieren que la roca se desplace o se deforme para recién empezar a funcionar como soporte. A los sostenimientos pasivos instalados en la superficie también se les denomina soporte de roca. Los que pueden ser los siguientes: cimbras metálicas, cuadros de madera, concreto lanzado (shotcrete), y pernos cementados.

2.2.3.2. *Sostenimiento Activo:*

Son elementos que actúan en el interior del macizo rocoso (refuerzo de roca).

Tienen la capacidad de proporcionar refuerzo a la roca desde el momento mismo de su instalación, logrando que la roca forme una zona de compresión y participe en la estabilidad de la excavación. Los que pueden ser los siguientes: pernos de anclaje tensados y cables de anclaje tensados

2.2.3.3. *Pernos de Anclaje*

Los pernos proporcionan esfuerzos a la roca desde el instante mismo de su colocación, logrando que sea partícipe del sostenimiento. Existen muchos tipos de pernos que se diferencian por la característica del anclaje (pernos de expansión, de adherencia o de fricción), o por su capacidad de deformarse (pernos rígidos o pernos dinámicos).

Tabla 27: Resistencias típicas a la adherencia

Tipo de perno	Adherencia del perno (Ton/m)
Split set 39mm en terreno blando (RMR < 45)	0.75 - 3.6
Split set 39mm en terreno resistente (RMR > 55)	2.5 - 5
Swellex estándar en terreno blando (RMR < 45)	8.1 - 13.8
Swellex estándar en terreno resistente (RMR > 55)	9 - 15
Cable bolt en terreno blando (RMR < 45)	24
Cable bolt en terreno resistente (RMR > 55)	28
Barra #6 en terreno blando (RMR < 45)	12 - 14
Barra #6 en terreno resistente (RMR >55)	59

Fuente: (Pakalnis, 2015).

Tabla 28: Propiedades de los pernos de anclaje

Tipo de perno	Resistencia del límite elástico (Ton)	Resistencia a la ruptura (Ton)
5/8" perno mecánico		10.2
Split set (ss-33)	6.1	10.6
Split set (ss-39)	8.5	14
Swellex estándar	12.7	11
Swellex deformable	N/A	9.5
Super Swellex	N/A	22
Barra Helicoidal #6 20mm (6/8")	N/A	18.5
Barra Helicoidal #7 22mm (7/8")	12.4	23
Barra Helicoidal #8 25mm	16	30.8
Dywidag #6 o 6/8"	20.5	18
Dywidag #7 o 7/8"	11.9	24.5
Dywidag #8	16.3	32.3
Dywidag #9	21.5	40.9
Dywidag #10	27.2	52
Cable bolt 1/2" (12.7 mm)	34.6	18.8
Cable bolt 5/8" (15.9 mm)	15.9	25.5
Strap (MS) 1/4"x4" (6.35x102 mm)	21.6	39
	25	

Fuente: (Pakalnis, 2015).

El tipo de perno a emplear en el macizo rocoso a sostener se determinará por las características estructurales del macizo rocoso y el efecto que se quiere lograr con ellos (en rocas suaves el anclaje puntual no funciona; bajo condiciones de estallido de rocas o en condiciones de altos esfuerzos inducidos, se requiere un perno dinámico, pero de alta resistencia).

Es necesario recalcar que estos elementos de sostenimiento tienen una resistencia en cuanto a la capacidad del acero a la tracción, y otra resistencia a la adherencia que se obtiene en la interfase del mortero de cemento y/o resina con el macizo rocoso, siendo lo recomendable que el elemento de sostenimiento se ancle a la longitud necesaria para que la resistencia a la adherencia alcance la máxima resistencia del acero.

Tabla 29: Propiedades físicas y mecánicas de barras helicoidales – Norma ASTM A615 Grado 75:

Descripción	#6	#7	#8	#10
Diámetro (mm)	19	22	25	32
Fluencia (KN)	146	200	263	425
Resistencia a la tracción (KN)	195	270	350	564
Límite de fluencia (Kg/cm ²)	5270	5270	5270	5270
Alargamiento mínimo (%)	7	7	7	7
Peso nominal (Kg/m)	2.14	2.85	3.85	6.03
Menor diámetro de la barra (mm)	17.7	20.6	23.0	30.3
Mayor diámetro de la barra (mm)	18.3	21.4	24.4	30.6
Diámetro exterior (mm)	21.5	24.6	27.9	34.8

Fuente: (Aceros Arequipa, 2015).

2.2.3.4. *Malla metálica*

La instalación de malla en el techo y en los hastiales de las excavaciones es un método muy eficaz para retener la caída de bloques pequeños de roca. En este caso la malla se emplea conjuntamente con el perno de anclaje. Se pondrá especial atención a la fijación de la malla mediante la placa de retén del perno.

La malla metálica es un sostenimiento de seguridad (Hoek et al., 1997). Deberá ser capaz de soportar los fragmentos de roca (pequeños) que se pueden desprender entre un perno

a otro, es muy efectiva y económica comparada con otros sistemas de retención de rocas sueltas (Ucar, 2004). Consideraciones para su empleo:

- Este tipo de sostenimiento no está diseñado para soportar cargas estáticas y/o dinámicas, pero en combinación con otros sistemas de soporte es capaz de contener las cargas mencionadas.
- Conjuntamente con los pernos dinámicos se utiliza un sistema de retención de los fragmentos de roca eyectados por la actividad micro sísmica, la capacidad de absorción de energía de una malla electrosoldada de 10 m x 10 m x 4 mm es: 3 – 6 kJ /m² (deberá ser verificado por el fabricante).
- La instalación de este sistema de sostenimiento es apropiada para asegurar lugares para el tránsito de personal, lugares de reunión de los trabajadores, subestaciones eléctricas, cámaras de chancado etc.

Existen tres tipos de malla: malla no metálica, malla de alambre tejido y la malla electrosoldada. La malla de alambre tejido es muy flexible y se la emplea para contener la caída de rocas de techo y hastiales de las excavaciones, aunque no se recomienda este tipo de malla en el concreto lanzado porque dificulta que éste llegue a la roca y queda “soplado” detrás de la malla. La malla electrosoldada es más rígida pero más adecuada para emplearla conjuntamente con el concreto lanzado.

Tabla 30: Resistencia al abultamiento de malla con distribución 1.2 m x 1.2 m y con resistencia al Corte del Shotcrete de 2 MPa = 200 toneladas/m²

Tipo de malla	Resistencia al abultamiento (Ton)
Malla Electrosoldada 4x4" (Calibre 4 = 0.23" Ø)	3.6
Malla Electrosoldada 4x4" (Calibre 6 = 0.20" Ø)	3.3
Malla Electrosoldada 4x4" (Calibre 9 = 0.16" Ø)	1.9
Malla Electrosoldada 4x4" (Calibre 12 = 0.11" Ø)	1.4
Malla de Eslabones 2" (Calibre 11 metal desnudo)	2.9
Malla de Eslabones 2" (Calibre 11 galvanizado = 0.125" Ø)	1.7
Ø)Malla de Eslabones 2" (Calibre 9 metal desnudo)	3.7
Malla de Eslabones 2" (Calibre 9 galvanizado)	3.2

Fuente: (Pakalnis, 2015).

2.2.3.5. *Concreto lanzado*

El concreto lanzado es un mortero que es transportado a través de mangueras y lanzado neumáticamente sobre la superficie a recubrir, fraguando, endureciendo y adquiriendo considerable resistencia (Ucar, 2004). Se utilizan dos procesos de mezclado: mezcla seca y mezcla húmeda, cada una con características propias. La tendencia actual es emplear el concreto reforzado con fibras de acero y/o sintéticas.

El concreto lanzado tiene dos efectos bien marcados cuando actúa en la superficie de la roca, que son:

- Sella la superficie de la roca cerrando las fracturas.
- Evita la descompresión y la alteración de la roca.

La forma ideal de trabajo es formar un anillo (rociado en todo el perímetro de la excavación) que permitirá resistir las cargas que son transferidas por la deformación de la roca circundante, así como resistir cargas puntuales de bloques deslizantes que se apoyan sobre la superficie del concreto.

Si por razones operativas no es posible formar el anillo, se recomienda cubrir la totalidad de las paredes y techos de los túneles. No se recomienda cubrir áreas reducidas de la superficie a sostener.

El módulo de elasticidad o módulo de Young, es una medida de la rigidez mecánica del concreto proyectado. El módulo de elasticidad en general se sitúa entre 25-30 GPa a una edad de 1 año.

El hormigón proyectado con acelerante es generalmente menos rígido que el hormigón proyectado que no tiene acelerante. El módulo de elasticidad se ve afectado por el tipo de agregado grueso utilizado en una mezcla, pero es difícil de controlar y, por tanto, rara vez se especifica en aplicaciones de hormigón proyectado.

CAPITULO III:

III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

El presente estudio adopta un enfoque cuantitativo de tipo no experimental y transversal. En este diseño, las variables (condiciones geomecánicas y diseño de sostenimiento) se observan, miden y analizan en su contexto natural y en un momento específico, sin que el investigador intervenga o manipule deliberadamente los factores en estudio. Este enfoque es pertinente ya que busca caracterizar una situación existente, a partir de ella, proponer un diseño de ingeniería, siguiendo los fundamentos metodológicos establecidos para la investigación aplicada. (Hernández, 2016).

3.2. Nivel de investigación

El nivel de la investigación es descriptivo-correlacional. En su fase principal, el estudio es descriptivo, ya que tiene como finalidad medir, caracterizar y sistematizar las propiedades, condiciones y comportamientos del macizo rocoso en las cámaras de estudio (Hernández, 2016). A partir de esta descripción sistemática, el análisis avanza hacia un nivel correlacional, al establecer relaciones entre las variables geomecánicas identificadas

y las especificaciones técnicas del sistema de sostenimiento propuesto. Este nivel permite no solo detallar la realidad del problema, sino también fundamentar las decisiones de diseño en las relaciones técnicas identificadas. (Hernández, 2016)

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

La población objetivo de la investigación realizada es todas las excavaciones subterráneas de la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., que tiene la necesidad de evaluar e implementar un diseño definitivo del sostenimiento de sus labores dentro de sus operaciones mineras.

3.3.2. Muestra

Dentro de la determinación de la muestra, en la Unidad Minera Austria Duvaz, se toma a las cámaras de winche y poleas del Pique 740, donde se realizará la evaluación geomecánica.

3.3.2.1. Tipo de muestra

La muestra que se utiliza es no probabilística, porque los datos obtenidos para la investigación se han generado a criterio del investigador, según la recopilación de los datos e instrumentos utilizados. (Hernandez, 2016).

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La recolección de datos se realizará de acuerdo a la naturaleza del estudio, según las posibilidades de acceso a esta data, teniendo en cuenta el tamaño de la población, los recursos con los que se cuente y la oportunidad para la obtención de los datos. Estos pueden ser recolectados según el análisis de datos y la observación no experimental.

Análisis datos: Esta técnica de la obtención de datos se realiza de la fuente primaria del cual se recolectará las variables de interés para la presente investigación.

Observación no experimental: Sera para profundizar en el conocimiento del comportamiento de la exploración.

3.4.1. Técnicas de recolección de datos

Para la Evaluación Geomecánica para el Sostén Definitivo en las cámaras de winche y polea del Pique 740, se emplearán técnicas combinadas que permitan caracterizar la masa rocosa, condiciones de discontinuidades, presencia de agua y estado tensional. Las técnicas propuestas son:

- Observación de campo (no experimental, sistemática)
- Mapeo geológico y geomecánico.
- Revisión documental y entrevistas

3.4.2. Instrumentos de recolección de información

A continuación, se listan los instrumentos y formatos necesarios, agrupados según su uso:

- Instrumentos de campo para observación y mapeo.
- Instrumentos para ensayos in situ y monitoreo.
- Instrumentos y equipos de laboratorio para muestras.
- Instrumentos para documentación y recolección de datos.
- Formatos y herramientas informáticas.
- Observación directa y registro fotográfico.

3.5. Procesamiento y análisis de datos.

Una vez recolectado los datos, estos serán procesados de acuerdo al análisis de evaluación se realizará el diseño definitivo del sostenimiento de las cámaras de winche y poleas, para obtener los resultados que se requieren para el análisis de datos.

Para el análisis de los datos, se evaluará los datos, tanto estos serán desarrollados gráficamente para identificar las tendencias y los patrones que de algún modo no estaría claros. Para el caso de la investigación se utilizará hojas de cálculos Excel, diseño de planos en Autocad, Dips y Phase2 para analizar los datos recolectados.

CAPITULO IV:

IV. EVALUACIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1. Antecedentes.

Actualmente la construcción del laboreo subterráneo en las zonas de interés para propósitos de esta investigación la cámara de winche y cámara de poleas, se encuentra construido. Este laboreo se prevé la instalación del sostenimiento definitivo para el control de la estabilidad de las cámaras evaluadas durante la vida operativa del Pique 740.

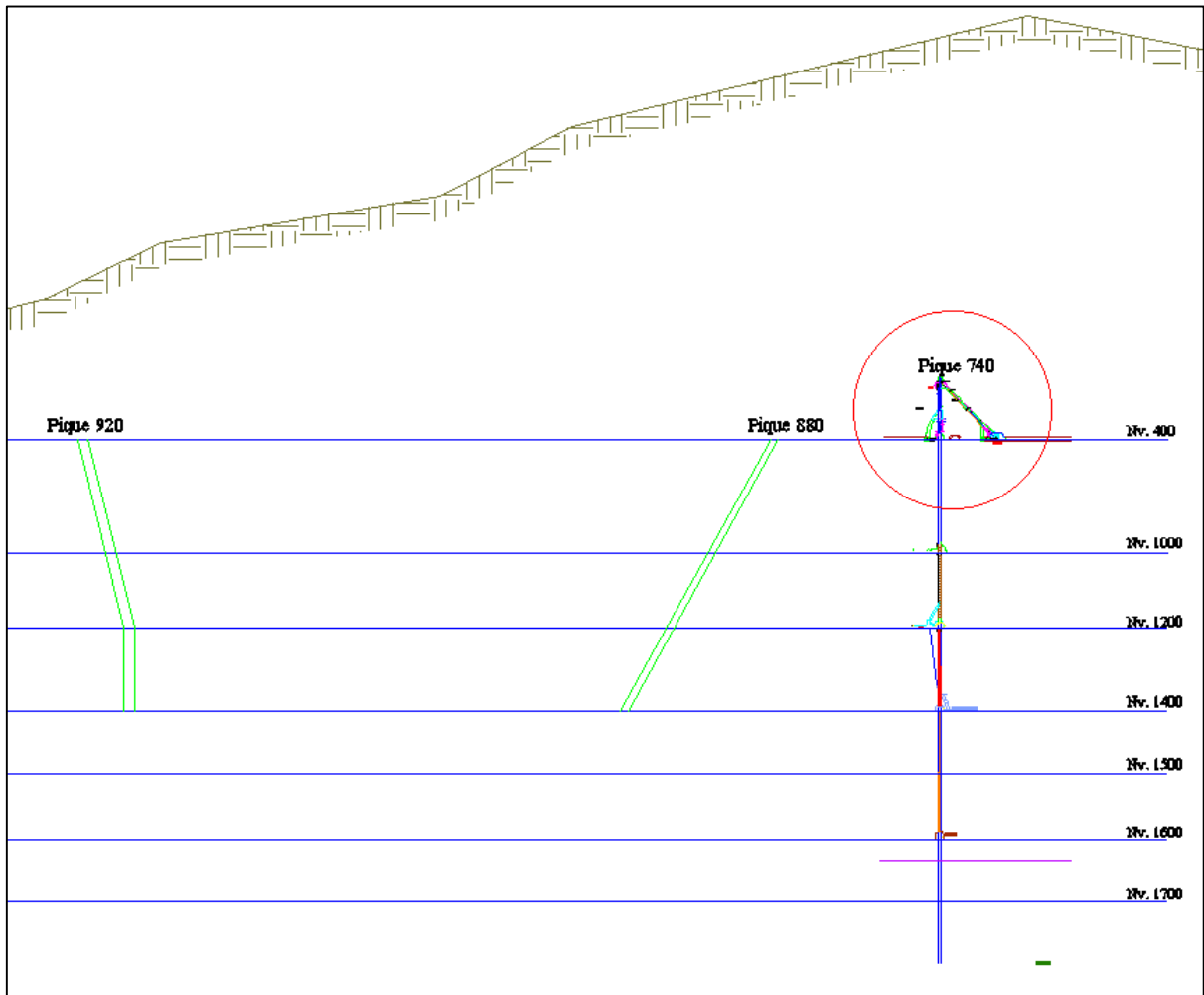
4.1.1. Ubicación del pique 740

El Pique 740 es el pique principal de la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. Nivel de evaluación y operación: Las cámaras de Winche y Polea del Pique 740 que fueron objeto de la evaluación geomecánica se encuentran ubicadas en el Nivel 400 de la mina.

El pique principal comunica el nivel más profundo Nivel 1750 con el nivel superficial Nivel 400, cubriendo 430 metros de construcción.

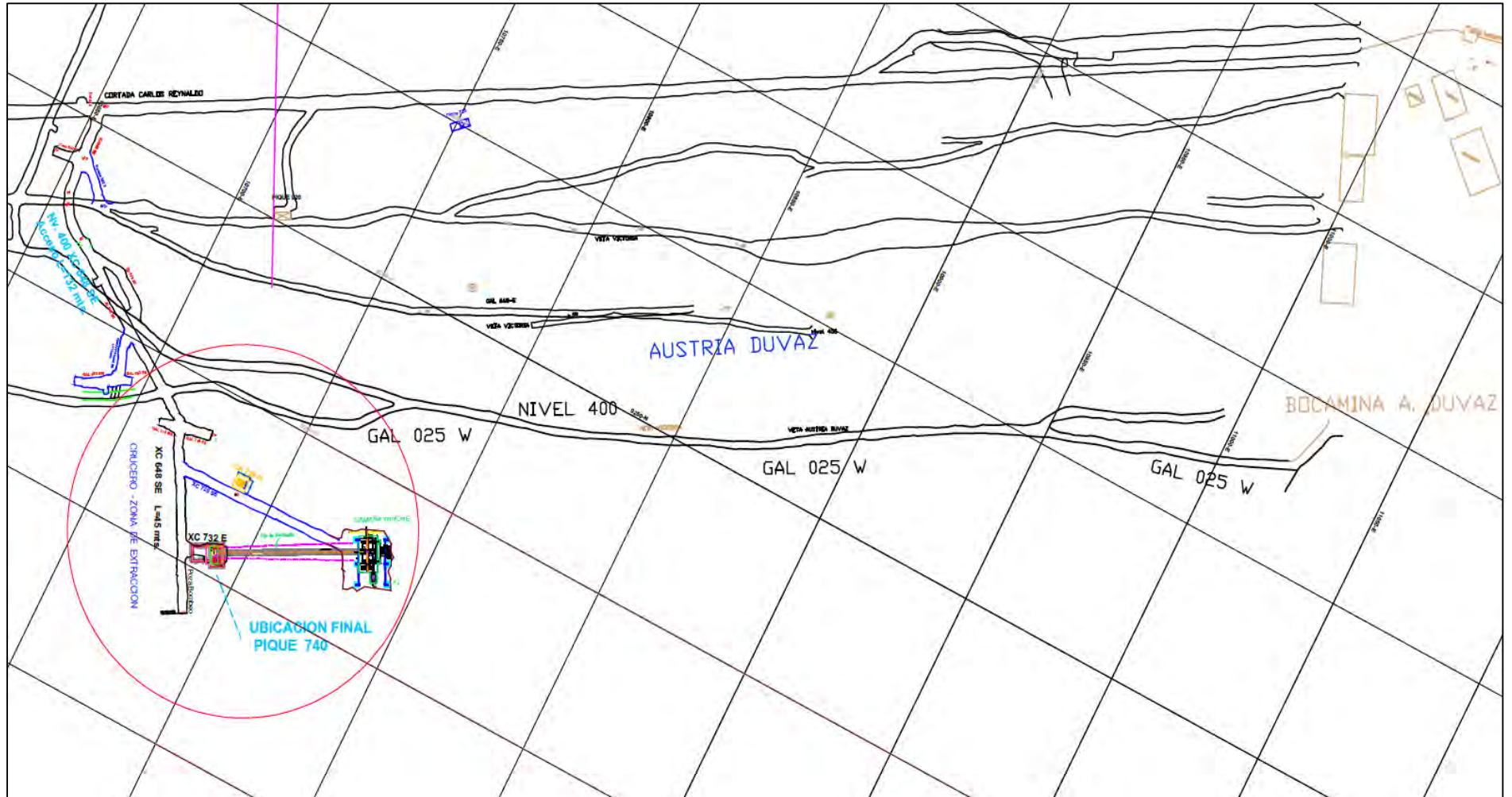
La profundización del proyecto se enfoca en la profundización del pique desde el Nivel 1750 al Nivel 1800.

Figura 18: Ubicación de pique 740



Fuente: Planificación A. Duvaz

Figura 19: Ubicación vista en planta del pique 740

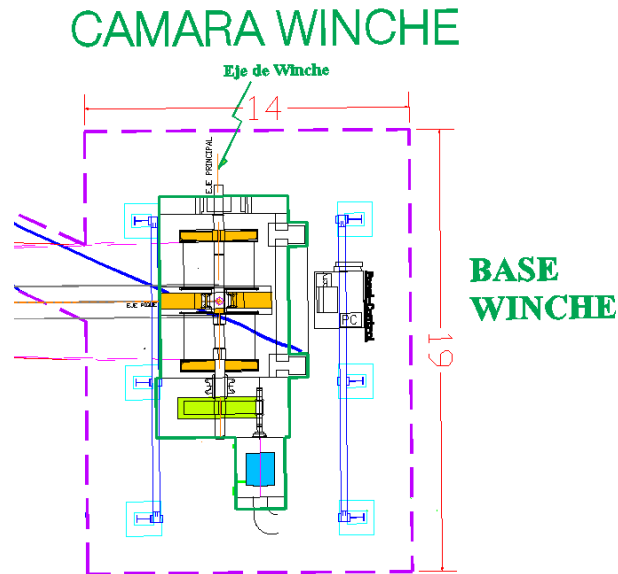


Fuente: Planificación de A.Duvaz

4.1.2. Características de la cámara de winche

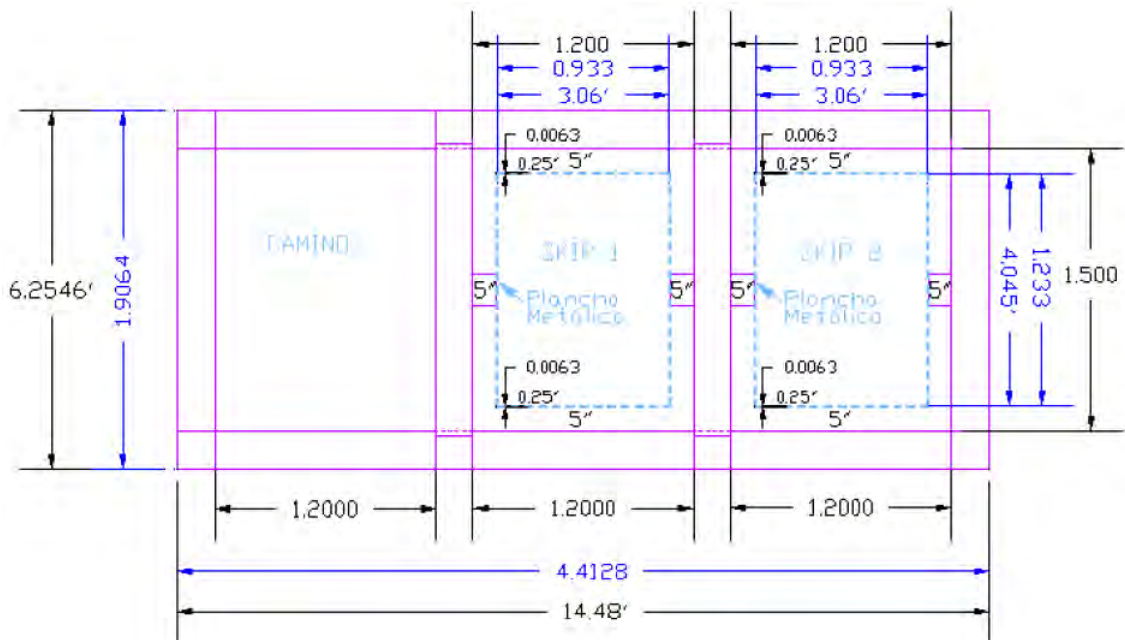
La cámara del winche tiene las dimensiones de 14.00 m x 19.00 m con una altura de 2.50 m aproximadamente

Figura 20: Dimensionamiento de cámara de winche



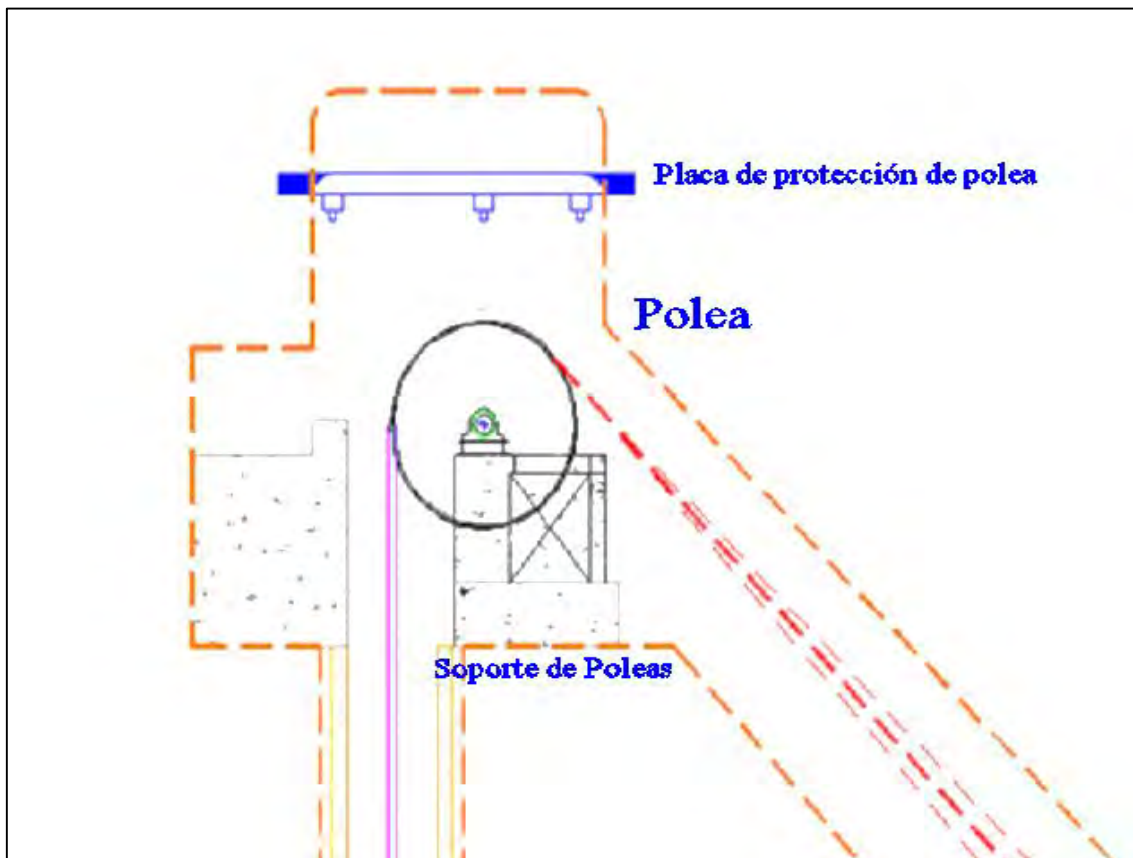
Fuente: Propia

Figura 21: Dimensiones del pique



Fuente: Propio

Figura 22: Ubicación de Cámara de Polea



Fuente: Propio

El winche instalado en el Pique 740 de la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. presenta las siguientes características de potencia y capacidad:

- La capacidad de winche instalada es de 23 Ton.
- Esta capacidad equivale a 350 HP.
- Según un análisis de capacidad, se observa que teóricamente, con el winche instalado (23 Ton), se podrá trabajar hasta 500 metros de longitud de izaje (hasta el Nv 1850).
- El proyecto de profundización del pique está planeado hasta el Nivel 1800, por lo tanto, el winche actual es viable para el proyecto

4.1.2.1. *Parámetros de Carga y Factor de Seguridad (Pique 740)*

Para calcular la potencia mecánica, se considera el ROPE PULL del sistema de izaje, que incluye la carga a utilizar (con factores de esponjamiento y humedad), el peso del skip o balde, el peso total del cable suspendido, las fricciones y el factor de seguridad.

- El Peso Real (PR) calculado para el traslado de material (utilizando un Factor de Seguridad - FS = 5) es de 16.73 Ton.
- El Peso Real (PR) calculado para el traslado de personal (utilizando un Factor de Seguridad - FS = 7) es de 20.96 Ton.
- Basado en la capacidad instalada de 23 Ton, el Factor de Seguridad del sistema resultante es de 1.37 para traslado de material y 1.10 para traslado de personal

4.2. Caracterización geomecánica en el área de la cámara.

4.2.1. Aspectos litológicos.

Los dominios “lito-estructurales” conceptuados en los trabajos de investigación geomecánica de campo e información proporcionada por la empresa minera evidencian a nivel local (área de influencia de las cámaras) la presencia de un tipo de litología predominante constituido por rocas volcánicas tipificadas como tobas andesíticas de textura afanítica moderadamente alteradas por procesos hidrotermales que se exponen a modo de vetillas con rellenos de pirita friable de dureza media a baja.

4.2.2. Distribución de discontinuidades.

Las discontinuidades estructurales registradas en esta evaluación están referidas a las estructuras menores (diaclasas), las cuales se encuentran formando distintos arreglos estructurales en función a los ejes de las excavaciones evaluadas y el dominio geomecánico que representan. Es necesario precisar que en el sector de interés no se aprecian fallas.

En la tabla se muestran los resultados de la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades estructurales presentes en la masa rocosa, en cada uno de las estaciones geomecánicas evaluadas.

Tabla 31: Principales sistemas de discontinuidades estructurales

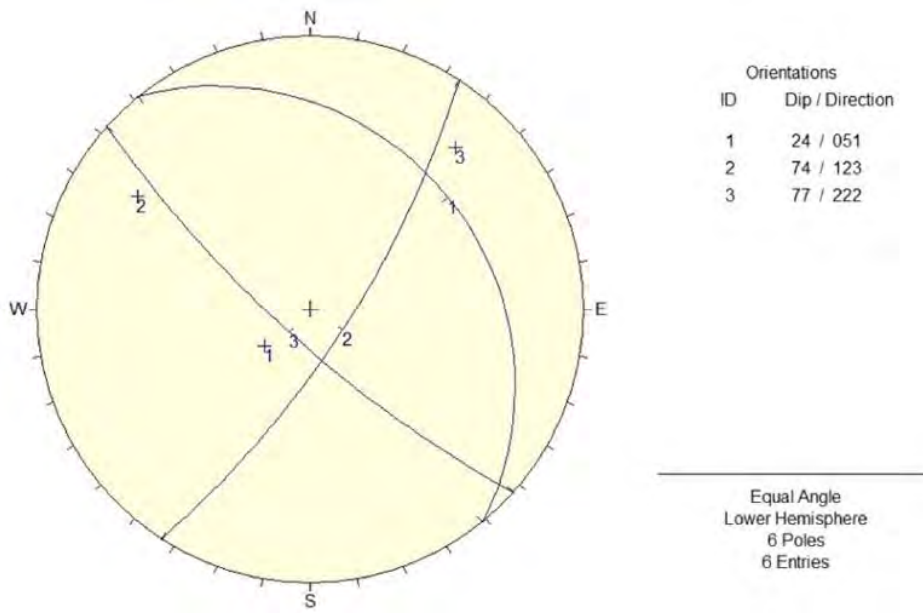
Dominio Estructural	Sistema de Discontinuidad Estructural		
	Sistema 1	Sistema 2	Sistema 3
Sector A	051/24	123/74	222/77
Sector AI	338/80	259/69	081/37
Sector B	239/69	326/77	047/40
Sector C	153/79	086/41	319/36
Sector D	184/75	103/43	287/69
Sector E	097/43	250/60	120/76
Sector F	343/72	103/35	217/53
Nota: El sistema de discontinuidad estructural se denota como “dirección de buzamiento/buzamiento”			

Fuente: Propia

En la tabla 31, se resume el arreglo estructural de cada estación geomecánica realizada en el sector de interés. Los sistemas de discontinuidades estructurales en este informe se tipifican como “sistemas 1, 2, 3” jerarquizados por su grado de importancia desde el punto de vista de la “estabilidad estructuralmente controlada”.

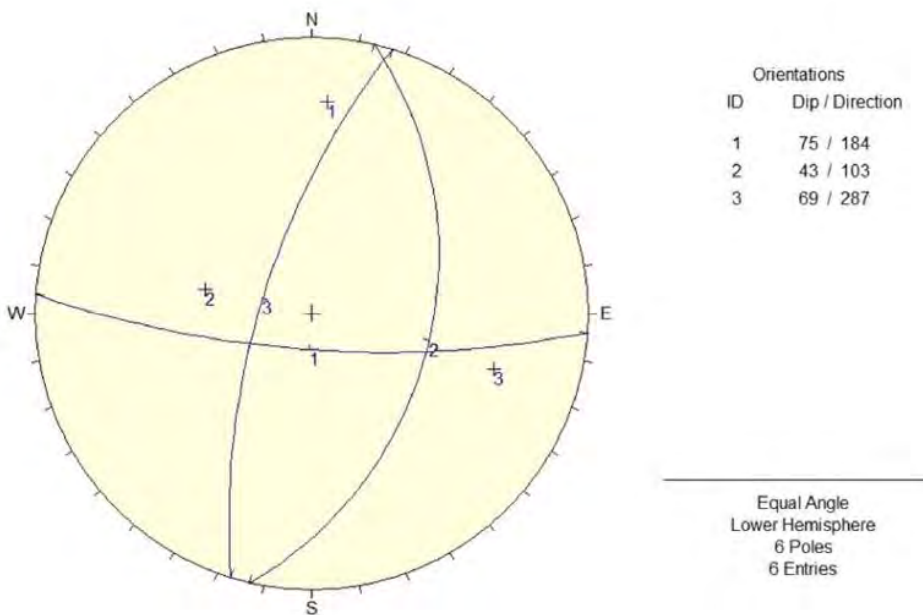
En las figuras, se aprecian el arreglo estructural de los sectores “B y D” presente en la masa rocosa de los dominios geomecánicos que corresponden a las cámaras de “Winche y Poleas” respectivamente. Estos resultados son producto del proceso y el análisis estereográfico de los datos estructurales registrados en el “mapeo geomecánico” durante las investigaciones geomecánicas de campo.

Figura 23: Planos principales sector B



Fuente: Propia

Figura 24: Planos principales sector D



Fuente: Propia

Los resultados del proceso de datos estructurales del “mapeo geomecánico” mostrados en la tabla y figuras, constituyen información válida para posteriores análisis que permitirán definir la dirección preferencial del minado, identificar los modos de falla predominantes

y el tipo de sostenimiento adecuado desde el punto de vista del “análisis de estabilidad estructuralmente controlada”.

4.2.3. Aspectos estructurales.

A nivel local las características estructurales promedias de las discontinuidades (estructuras menores) presentes en la masa rocosa se aprecian detalladas en los reportes de campo (Anexo: Reportes del mapeo geomecánico). En este acápite a modo de resumen se exponen las características más relevantes de los aspectos estructurales:

4.2.3.1. Fallas.

En el sector evaluado no se aprecian fallas, sin embargo, en zonas adyacentes se exponen vetas asociados a mecanismos de fallamiento.

4.2.3.2. Diaclasas.

La características geomecánicas de las discontinuidades observadas en la excavaciones evaluadas (cámaras y su entorno físico) presentan espaciamientos que varían entre los “6-20 cm, 20-60 cm”, la persistencia es variable entre “3-10 metros, 10-20 metros y mayor a > 20 metros”, el grado de apertura en las cajas varía desde “muy angostas a angostas”, la rugosidad de las paredes varía desde “rugosas a ligeramente rugosas con ciertas ondulaciones”, en cuanto al relleno de las discontinuidades se aprecian rellenos suaves (pirita friable) y puntualmente rellenos duros (pirita masiva) con espesores menores a 5mm, en cuanto al grado de alteración que exponen las superficies de la discontinuidad se aprecian ligeramente alteradas a moderadamente alteradas es muy probable que esto sea asociado a la influencia de los procesos hidrotermales.

4.2.4. Clasificación geomecánica de la masa rocosa.

Para clasificar la masa rocosa en este informe, se utiliza la información desarrollada en la etapa de “investigaciones geomecánicas de campo”, el cual fue realizado usando el sistema de “Clasificación Geomecánica RMR89 de Bieniawski”; los valores de resistencia a la compresión uniaxial de la roca fueron estimados usando el martillo de rebote, los valores del índice de calidad de roca “RQD” fueron determinados mediante el registro volumétrico de discontinuidades utilizando la relación propuesta por “Palmstrom” ($RQD=115-3.3*J_v$; J_v = número de discontinuidades por metros cúbico).

Como se refirió líneas arriba el criterio adoptado para clasificar la masa rocosa en este informe ha sido considerar el “sistema de clasificación geomecánica RMR89 de Bieniawski, modificado por Romana, 2000” cuyo criterio de valoración se aprecia en la siguiente tabla.

Tabla 32: Criterio para clasificación de la masa rocosa, según el sistema de valoración “RMR89 de Bieniawski, modificada por Romana 2000”.

Tipo de Roca	Rango de Valoración “RMR”
IA	91-100
IB	81-90
IIA	71-80
IIB	61-70
IIIA	51-60
IIIB	41-50
IVA	31-40
IVB	21-30
V	<21

Fuente: Área de Geomecánica


En la siguiente tabla, se presenta el resumen de la caracterización geomecánica de la masa rocosa que involucra las cámaras y su entorno físico, usando el sistema de clasificación geomecánica “RMR89 de Bieniawski, modificada por Romana, 2000”.

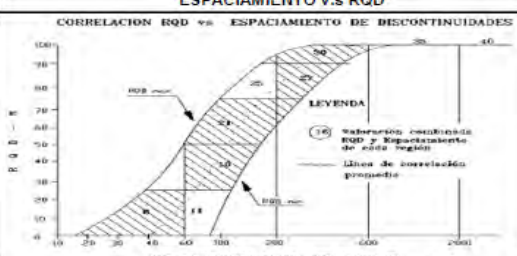
Tabla 33: Clasificación geomecánica RMR89. Modificado por Romana 2000.

Dominio Lito-Estructural			Calidad de Masa Rocosa	
Dominio	Litología	Descripción	RMR	Descripción
Sector A	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta, fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostasangostas, superficies de rugosas, con relleno suave, ligeramente alteradas, secas.	II-B	Buena A
Sector AI	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta, fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostasangostas, superficies de rugosas, con relleno suave, ligeramente alteradas, secas.	II-B	Regular A
Sector B	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta-moderada, muy fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostas-angostas, superficies de rugosasligeramente rugosas, con relleno suave, ligeramoderadamente alteradas, secas.	III-A	Regular A
Sector C	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta, fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostasangostas, superficies de rugosas, con relleno suave, ligeramente alteradas, secas.	II-B	Mala A
Sector D	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta, fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostasangostas, superficies de rugosas, con relleno suave, ligeramente alteradas, secas.	II-B	Buena B
Sector E	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta-moderada, muy fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostas-angostas, superficies de rugosasligeramente rugosas, con relleno suave, ligeramoderadamente alteradas, secas.	III-A	Buena B
Sector F	Tobas Andesíticas	Roca con resistencia a compresión alta-moderada, muy fracturada, persistencia 3-10m, discontinuidades muy angostas-angostas, superficies de rugosasligeramente rugosas, con relleno suave, ligeramoderadamente alteradas, secas.	III-A	Buena B

Fuente: Área de Geomecánica

Tabla 34: Mapeo geomecánico sector A

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro													
		NIVEL: 400		LABOR: CAMARA		RMR		Fract.		RQD													
		FECHA: 03-02-2022		HECHO POR: NC// ST		DESCRIPCION																	
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				Referencia de Inicio				Litología															
ESTACION N°		EG-A1		Azimut Labor		95		Punto A															
								Volcánico Andesítico															
								Dimensiones de la Labor:															
Param.		Gc		RQD		Espaciamiento entre Discontinuidad		CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES															
Resistencia a la Compresion								Persistencia		Apertura		Rugosidad		Relleno		Meteorización		Agua Subterránea		Orientación Discontinuidades			
Val.		15 12 7 4 2		20 15 10 5		20 15 10 5		6 4 2 1 0		6 5 4 3 2 1 0		6 5 3 1 0		6 4 2 1 0		6 5 3 1 0		15 10 7 4 0		0 -2 -5 -10 -12			
Punto de Mapeo		1-> 350 Mpa 2-> 100-250 Mpa 3-> 50-100 Mpa 4-> 25-50 Mpa 5-> < 25 Mpa		1-> 100% 2-> 75-80% 3-> 50-75% 4-> 25-50% 5-> < 25%		1-> 2m 2-> 0.5-2m 3-> 200-600 mm 4-> 60-200 mm 5-> < 60 mm		1-< 1m 2-> 1-3m 3-> 3-10m 4-> 10-20m 5-> > 20m		1-> Cometa G 2-> Muy Aperta < 0.5 mm 3-> Aperta 0.5 - 1.0 mm 4-> Abierta 1.0 - 5.0 mm 5-> Muy abierta > 5.0 mm		1-> Muy rugosa 2-> Rugosa 3-> Ligeramente rugosa 4-> Lisa 5-> Muy lisa		1-> No meteorizada 2-> Relleno fino < 5mm 3-> Relleno fino > 5mm 4-> Relleno fino < 5mm 5-> Relleno fino > 5mm		1-> No meteorizada 2-> Ligeramente meteorizada 3-> Moderadamente meteorizada 4-> Altamente meteorizada 5-> Descompuesta		1-> Completamente seco 2-> Seco 3-> Moderado 4-> Guboso 5-> Fluviado		1-> Muy favorable 2-> Favorable 3-> Regular 4-> Desfavorable 5-> Muy desfavorable		VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO	
A		12 10 10		20 15 10		20 15 10		6 4 2		6 5 4		6 5 3		6 4 2		15 15 15		0 -2 -5		RMR			
																		DESCRIPCION		OBSERVACIONES			
																		51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70		74 72 71 71 70 69 68 66 66 66 65 64 63 63 62 61 60 59			
																		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31		100 98 95 94 91 88 84 81 77 74 70 66 63 60 56 53 50 46 44 41 38 35 33 31 29 26 24 21 18 16			
																		64 65 63 64 63 62 63 62 61 61 60 59		IIB Buena B			
																		64 65 63 64 63 62 63 62 61 61 60 59		64 65 63 64 63 62 63 62 61 61 60 59			

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
CORRELACION RQD vs ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
		A	1	D	74	160	1	
				D	78	171	1	
				D	85	220	1	
				D	84	233	1	
				D	25	50	1	
				D	24	55	1	

EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS TUNELES				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO		INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"		RANGO (MPa)	
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel		Volcánico Andesítico		S Sana		F Falla		RQD= 115 - 3.3 (Jv)							
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)			L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla								
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular	A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.	Est.	Estratificación			1	Deslizable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.		1.0-5.0		
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M	Muy Meteoriz.	D	Descompuesta	D	Diaclasas			2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)		5.0 - 25		
Regular	Desfavorable	Regular										4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo		25 - 50		
												7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo		50 - 100		
												12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra		100 - 250		
												15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo		> 250		

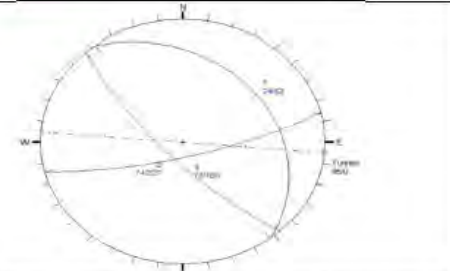

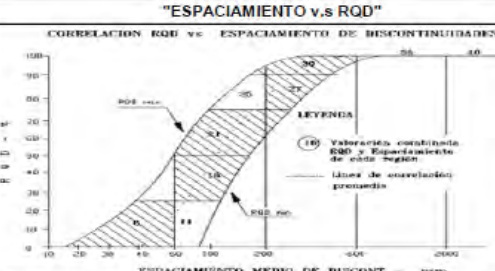
W		E	
		S N T	


Tabla 35: Mapeo geomecánico sector AI

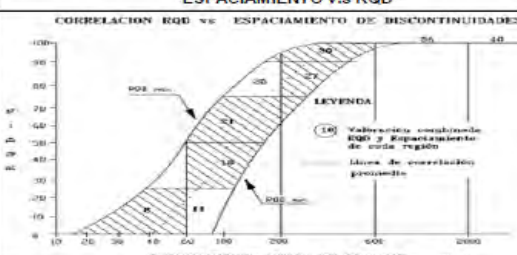
		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro			
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR		NIVEL: 400		LABOR: CAMARA		RMR		Fract.	RQD	Fract.	RQD		
ESTACION N°		EG-12		Azimut Labor		FECHA: 03-02-2022		HECHO POR: NC// ST		DESCRIPCION			
Punto 1		Referencia de Inicio		Litología		RMR		DESCRIPCION		OBSERVACIONES			
CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES		Agua Subterránea		Orientación Discontinuidades		VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO							
Param	cc	RQD	Espaciamiento entre Discontinuidad	Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización	Agua Subterránea	Orientación Discontinuidades	RMR	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
Resistencia a la Compresion													
15	12	20	20	6	6	6	6	6	15	0	71	lib	Buena B
7	4	15	15	4	4	4	4	10	0	66	66		
4	2	10	10	2	2	2	2	5	-2	62	62		
2	1	5	5	1	1	1	1	3	-5	60	60		
									-10	58	58		
									-12	56	56		
										52	52		
										51	51		
										50	50		
										49	49		
										48	48		
										47	47		
										46	46		
										45	45		
										44	44		
										43	43		
										42	42		
										41	41		
										40	40		
										39	39		
										38	38		
										37	37		
										36	36		
										35	35		
										34	34		
										33	33		
										32	32		
										31	31		
										30	30		
										29	29		
										28	28		
										27	27		
										26	26		
										25	25		
										24	24		
										23	23		
										22	22		
										21	21		
										20	20		
										19	19		
										18	18		
										17	17		
										16	16		
										15	15		
										14	14		
										13	13		
										12	12		
										11	11		
										10	10		
										9	9		
										8	8		
										7	7		
										6	6		
										5	5		
										4	4		
										3	3		
										2	2		
										1	1		
										0	0		

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES							
CORRELACION RQD vs ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.	
		1	2	D	42	100	1		
				D	43	96	1		
				D	82	348	1		
				D	78	3	1		
				D	88	280	1		
				D	71	283	1		

EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS TUNELES				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO		INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"		RANGO (MPa)	
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel		Volcánico Andesítico		S Sana		F Falla		RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1		Destachable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.		1.0-5.0	
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)		Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)				L Ligera Meteoriz.		MF Microfalla				2		Se desconcha con dificultades con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta).		5.0 - 25	
Muy Favorable		Favorable				A Moderada Meteoriz.		C Contacto Lit.				4		No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo.		25 - 50	
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)		Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)				M Muy Meteoriz.		Est. Estratificación				7		La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo		50 - 100	
Regular		Desfavorable				D Descompuesta		D Diaclasas				12		Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra		100-250	
												15		Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo		> 250	

Tabla 36: Mapeo geomecánico sector AII

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro				
		NIVEL: 400	LABOR: CAMARA		RMR	DESCRIPCION	Fract.	RQD	Fract.	RQD				
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				Referencia de Inicio		Litología								
ESTACION N°		EG-23	Azimut Labor	156		Volcánico Andesítico								
Param.		OC	RQD	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				Agua Subterránea	Orientación Discontinuidades	VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				
Vál.		15 12 7 4 2	20 15 10 8 5	Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización						
Punto de Mapeo		1- > 250 Mpa 2- 150-250 Mpa 3- 100-150 Mpa 4- 25-100 Mpa 5- < 25 Mpa	1- 90-100% 2- 75-90% 3- 50-75% 4- 25-50% 5- < 25%	1- > 20 m 2- 0.62 m 3- 200-600 mm 4- 60-200 mm 5- < 60 mm	1- < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	1- Cementa G 2- Muy Angosa < 0.1 mm 3- Angosa 0.1 - 1.0 mm 4- Jorrea 1.0 - 3.0 mm 5- Muy Jorrea > 3.0 mm	1- Muy rugoso 2- Rugoso 3- Ligeros rasgos 4- Liso 5- Muy liso	1- Ninguna 2- Relleno fino < 5mm 3- Relleno fino 5-15mm 4- Relleno blanco < 5mm 5- Relleno blanco > 5mm	1- No meteorizada 2- Ligera meteoriz. 3- Moderadamente meteorizada 4- Avanzada meteorizada 5- Descompuesta	1- Completamente seco 2- Húmedo 3- Mojado 4- Goteando 5- Fluviando	1- Muy favorable 2- Favorable 3- Regular 4- Desfavorable 5- Muy desfavorable	RMR	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
2		7	8	8	2	4	3	3	15	0		51	III A	Regular A
	7	8	10	1	4	3	1	5	15		54			
	7	8	10	2	5	3	1	5	15		56			

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
CORRELACION RQD vs ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
		2	3	D	35	50	5	
				D	32	48	6	
				D	70	253	1	
				D	68	250	1	
				D	81	315	1	
				D	83	322	1	

EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel		Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1	Delezable con golpes firmes con la punta de martillo de geologo se desconcha con una cuchilla.	1.0-5.0
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)	L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla					2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5.0 - 25
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular	A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.					4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M	Muy Meteoriz.	Est.	Estratificación					7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
Regular	Desfavorable	Regular		D	Descompuesta	D	Diaclasas					12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
												15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo	> 250

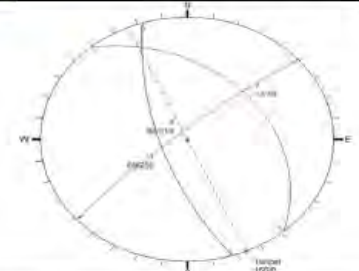

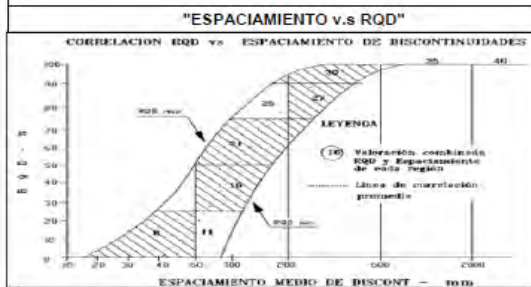
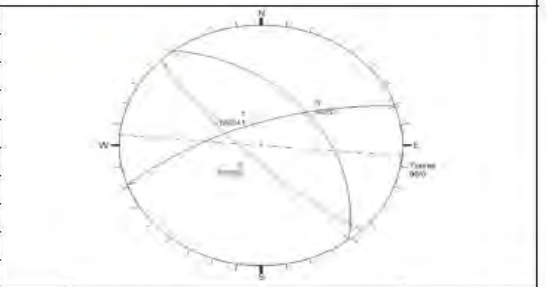
"ESPACIAMIENTO MEDIO DE DISCONT."		LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD	
		Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD= 115 - 3.3 (Jv)	

Tabla 38: Mapeo geomecánico sector B

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro									
		NIVEL: 400		LABOR: CAMARA		RMR DESCRIPCION		Fract. RQD		Fract. RQD									
		FECHA: 03-02-2022		HECHO POR: NC// ST		40 81 41 80 42 79 43 78 44 77 45 76 46 75 47 74 48 73 49 72 50 71 51 70 52 69 53 68 54 67 55 66 56 65 57 64 58 63 59 62 60 61 61 60 62 59 63 58 64 57 65 56 66 55 67 54 68 53 69 52 70 51													
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR																			
ESTACION N°		EG-BC		Azimut Labor		Referencia de Inicio		Litología											
95						Punto B		Volcánico Andesítico											
Dimensiones de la Labor:																			
CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES																			
Persistencia		Apertura		Rugosidad		Relleno		Meteorización		Agua Subterránea									
Orientación Discontinuidades		VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO																	
VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO																			
DESCRIPCION		OBSERVACIONES																	
B	12	8	10	1	4	5	1	5	15	0	-2	-5	-10	-12	61	IIIA	Regular A		
	12	8	10	2	4	5	1	5	15	0	-2	-5	-10	-12	62				
	7	8	10	2	4	5	1	5	15	0	-2	-5	-10	-12	57				




REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES							
Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.	
B	C	D	47	53	1		
		D	42	50	1		
		D	63	342	1		
		D	76	340	1		
		D	67	225	1		
		D	68	226	1		

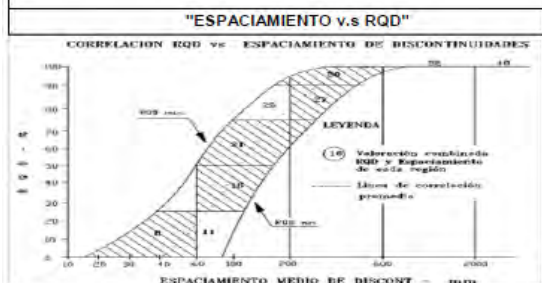


EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"			
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel	
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo	
Regular	Desfavorable	Regular	

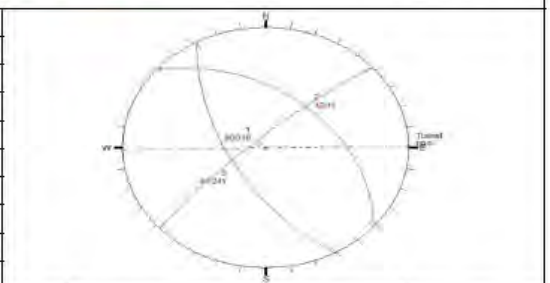
LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO		INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"		RANGO (MPa)	
Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1		Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geologo se desconcha con una cuchilla.		1,0-5,0	
		L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla			2		Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)		5,0 - 25	
		A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.			4		No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo		25 - 50	
		M	Muy Meteoriz.	Est.	Estratificación			7		La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo		50 - 100	
		D	Descompuesta	D	Diaclasas			12		Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra		100 - 250	
								15		Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo		> 250	

Tabla 39: Mapeo geomecánico sector C

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro									
		NIVEL: 400		LABOR: CAMARA		RMR		Fract.	RQD	Fract.	RQD								
		FECHA: 03-02-2022		HECHO POR: NC// ST		DESCRIPCION													
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				Referencia de Inicio				Litología											
ESTACION N°		EG-C4		Azimut Labor		89°		Punto C											
								Volcánico Andesítico											
								Dimensiones de la Labor:											
Puzam.		Gc		Espaciamiento entre Discontinuidad		CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES													
Resistencia a la Compresión		RQD				Persistencia		Apertura		Rugosidad		Relleno		Meteorización		Agua Subterránea		Orientación Discontinuidades	
15		20		6		6		6		6		6		15		10		0	
12		15		4		4		4		4		4		10		7		-2	
7		10		2		2		2		2		2		7		4		-5	
4		5		1		1		1		1		1		4		0		-10	
																		-12	
Punto de Mapeo																		VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO	
1- > 250 Mpa		1- 90-100%		1- > 20 m		1- < 4 m		1- Grietas 0		1- Ninguna		1- No meteorizada		1- Conglomerado seco		1- 50-70		51	
2- 100-250 Mpa		2- 75-90%		2- 10-20 m		2- 1-3 m		2- Muy Angosta < 0.1 mm		2- Rellenos de 0.1-10 mm		2- Ligera		2- Humedo		2- 40-50		52	
3- 50-100 Mpa		3- 50-75%		3- 5-10 m		3- 0.5-1 m		3- Angosta 0.1-10 mm		3- Rellenos de 0.1-10 mm		3- Moderada		3- Regular		3- 30-40		53	
4- < 50 Mpa		4- 25-50%		4- 0.5-5 m		4- 0.1-0.5 m		4- Angosta 0.1-10 mm		4- Rellenos de 0.1-10 mm		4- Alta		4- Desfavorable		4- 20-30		54	
5- < 25 Mpa		5- < 25%		5- < 0.5 m		5- > 20 m		5- Muy abierta > 10 mm		5- Rellenos base > 10 mm		5- Descompuesta		5- Muy favorable		5- 10-20		55	
																		56	
																		57	
																		58	
																		59	
																		60	
																		61	
																		62	
																		63	
																		64	
																		65	
																		66	
																		67	
																		68	
																		69	
																		70	




REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
C	4	D	44	43	3	
		D	41	38	4	
		D	78	310	3	
		D	83	325	2	
		D	55	240	3	
		D	87	242	4	




EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS TUNELES*			
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel	
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo	
Regular	Desfavorable	Regular	


LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD	GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD = 115 - 3.3 (Jv)	1	Desmenuzable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desmenuza con una cuchilla.	1.0-5.0
	L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla	2		Se desmenuza con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5.0 - 25	
	A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.	4		No se raya ni desmenuza con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50	
	M	Muy Meteoriz.	Est.	Estratificación	7		La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100	
	D	Descompuesta	D	Diaclasas	12		Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250	
					15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo	> 250		

Tabla 40: Mapeo geomecánico sector CI


				PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR				L = 5 metros		L = 1 metro			
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				NIVEL: 400				LABOR: CAMARA				RMR	DESCRIPCION	Fract.	RQD	Fract.	RQD
ESTACION N°				FECHA: 03-02-2022				HECHO POR: NC// ST				51-100	MUY BUENA "A"	41	80	2	98
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				Referencia de Inicio				Litología				81-90	MUY BUENA "B"	42	79	3	96
ESTACION N°				Punto 5				Volcánico Andesítico				71-80	BUENA "A"	43	79	4	94
EG-5Y				Azimut Labor				250				61-70	BUENA "B"	44	78	5	91
Azimut Labor				250				Dimensiones de la Labor:				51-60	REGULAR "A"	45	77	6	89
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				Agua Subterránea				41-50	REGULAR "B"	46	77	7	84
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				Orientación Discontinuidades				31-40	MALA "A"	47	76	8	81
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				21-30	MALA "B"	48	75	9	77
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				0-20	MUY MALA "A"	49	74	10	74
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				50		50	74	11	70
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				51		51	73	12	66
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				52		52	72	13	63
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				53		53	71	14	60
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				54		54	70	15	56
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				55		55	69	16	53
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				56		56	68	17	50
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				57		57	67	18	47
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				58		58	66	19	44
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				59		59	65	20	41
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				60		60	64	21	38
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				61		61	63	22	35
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				62		62	62	23	32
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				63		63	61	24	29
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				64		64	60	25	26
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				65		65	59	26	23
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				66		66	58	27	20
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				67		67	57	28	17
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				68		68	56	29	14
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				69		69	55	30	11
Espaciamiento entre Discontinuidad				CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				70		70	54	31	8

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
CORRELACION RQD vs. ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
		5	Y	D	38	97	4	
				D	34	92	2	
				D	95	203	8	
				D	82	185	2	
				D	87	142	2	
				D	85	148	5	


EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Volcánico Andesítico		S Sana		F Falla		RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1	Desconcha con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.	1.0-5.0
Rumbo paralelo al eje del túnel						L Ligera Meteoriz.		MF Microfalla				2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta).	5.0 - 25
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 45°-90°)		A Moderada Meteoriz.		C Contacto Lit.				4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M Muy Meteoriz.		Est. Estratificación				7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
Regular				Regular		D Descompuesta		D Diaclasas				12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
												15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo.	> 250

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
		5	Y	D	38	97	4	
				D	34	92	2	
				D	95	203	8	
				D	82	185	2	
				D	87	142	2	
				D	85	148	5	

EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Volcánico Andesítico		S Sana		F Falla		RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1	Desconcha con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.	1.0-5.0
Rumbo paralelo al eje del túnel						L Ligera Meteoriz.		MF Microfalla				2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta).	5.0 - 25
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 45°-90°)		A Moderada Meteoriz.		C Contacto Lit.				4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M Muy Meteoriz.		Est. Estratificación				7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
Regular				Regular		D Descompuesta		D Diaclasas				12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
												15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo.	> 250


"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
		5	Y	D	38	97	4	
				D	34	92	2	
				D	95	203	8	
				D	82	185	2	
				D	87	142	2	
				D	85	148	5	



EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Volcánico Andesítico		S Sana		F Falla		RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1	Desconcha con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.	1.0-5.0
Rumbo paralelo al eje del túnel						L Ligera Meteoriz.		MF Microfalla				2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta).	5.0 - 25
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 45°-90°)		A Moderada Meteoriz.		C Contacto Lit.				4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M Muy Meteoriz.		Est. Estratificación				7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
Regular				Regular		D Descompuesta		D Diaclasas				12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
												15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo.	> 250

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES						
		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.
		5	Y	D	38	97	4	
				D	34	92	2	
				D	95	203	8	
				D	82	185	2	
				D	87	142	2	
				D	85	148	5	

EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Volcánico Andesítico		S Sana		F Falla		RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1	Desconcha con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.	1.0-5.0
Rumbo paralelo al eje del túnel						L Ligera Meteoriz.		MF Microfalla				2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta).	5.0 - 25
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 45°-90°)		A Moderada Meteoriz.		C Contacto Lit.				4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)				Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M Muy Meteoriz.		Est. Estratificación				7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
Regular				Regular		D Descompuesta		D Diaclasas				12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
												15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo.	> 250


Tabla 43: Mapeo geomecánico sector Cámara de Polea

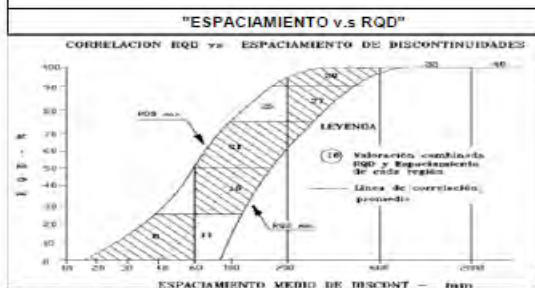
		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro			
		NIVEL: 400	LABOR: CAMARA			RMR	DESCRIPCION	Fract.	RQD	Fract.	RQD		
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR		Referencia de Inicio				Litología							
ESTACION N°		EG-CP	Azimut Labor	360°	CAMARA DE POLEA				Volcánico Andesítico				
Param		Resistencia a la Compresión	RQD	Espaciamento entre Discontinuidad	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				Agua Subterránea	Orientación Discontinuidades	VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO		
Val.	15 12 7 4 2	20 15 10 8 5	20 15 10 8 5	Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización			RMR	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
Punto de Mapeo	1- > 250 MPa 2- 100-250 MPa 3- 50-100 MPa 4- 25-50 MPa 5- < 25 MPa	1- > 60-100% 2- 35-60% 3- 20-35% 4- 10-20% 5- < 10%	1- > 2m 2- 0.6-2 m 3- 200-600 mm 4- 60-200 mm 5- < 60 mm	1- < 1m 2- 1-3m 3- 3-10m 4- 10-20m 5- > 20m	1- Completo 2- Muy Angosta < 0.5 mm 3- Angosta 0.5 - 1.0 mm 4- Abierta 1.0 - 5.0 mm 5- Muy abierta > 5.0 mm	1- Muy rugosa 2- Rugosa 3- Unicamente rugosa 4- Lisa 5- Muy lisa	1- Negativa 2- Relativo ancho < 10 mm 3- Relativo ancho > 10 mm 4- Relativo ancho > 50 mm 5- Relativo ancho > 50 mm	1- No infiltración 2- Infiltración 3- Moderadamente infiltración 4- Alfarado 5- Descompuesta	1- Consolidado con 2- Húmedo 3- Mojado 4- Gaseoso 5- Fluyente	1- Muy favorable 2- Favorable 3- Regular 4- Desfavorable 5- Muy desfavorable			
6	12	10	8	2	4	5	1	5	15		82	IIB	Sólida
	12	10	10	2	4	5	1	5	15		64		
	12	10	10	2	5	5	1	5	15		85		
											64		

"ESPACIAMIENTO v.s RQD"		REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES							
CORRELACION RQD vs ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES		Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.	
		8	8	D	78	185	12		
				D	72	180	3		
				D	42	95	5		
				D	45	110	3		
				D	68	290	4		
				D	78	287	3		

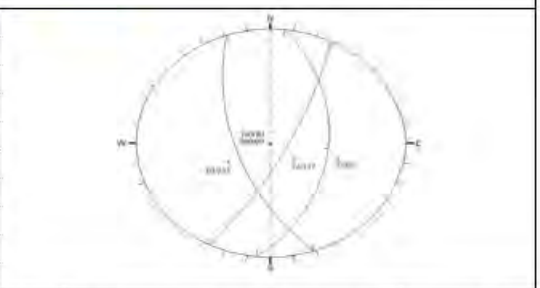
EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"				LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel		Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD= 115 - 3.3 (Jv)		1	Se desmenuza con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desmenuza con una cuchilla.	1.0-5.0
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)	L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla					2	Se desmenuza con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5.0 - 25
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular	A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.					4	No se raya ni desmenuza con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo		M	Muy Meteoriz.	Est.	Estratificación					7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
Regular	Desfavorable	Regular		D	Descompuesta	D	Diolajas					12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
												15	Solo se rompe equitativa de la muestra con el martillo	> 250

Tabla 44: Mapeo geomecánico sector Primera Plataforma de Pique

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR			L = 5 metros		L = 1 metro						
		NIVEL: 400		LABOR: CAMARA		RMR		DESCRIPCION		Fract.	RQD	Fract.	RQD				
		FECHA: 03-02-2022		HECHO POR: NC// ST		91 - 100		MUY BUENA "A"		41	80	2	96				
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				Referencia de Inicio				Litología									
ESTACION N°		EG-1P	Azimut Labor	PRIMERA PLATAFORMA DEL PIQUE				Volcánico Andesítico									
				Dimensiones de la Labor:				Volcánico Andesítico									
Param	cc	RQD	Espaciamiento entre Discontinuidad	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES						Agua Subterránea	Orientación Discontinuidades	VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO					
				Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización	RMR			DESCRIPCION	OBSERVACIONES				
Val.	15 12 7 4 2	20 15 10 8 5	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	6 5 3 2 0	15 10 7 4 0	0 -2 -5 -10 -12	55 58 57	IIIA	Regular A	70 69 68 67 66 65 64 63 62 61 60 59	81 80 79 78 77 76 75 74 74 74 73 72 71 70 69 68 69 67 66 65 64 63 62 61 60 59	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 20 19	100 96 95 94 91 88 84 81 77 74 70 66 63 60 57 53 50 47 44 41 38 35 33 31 29 28 18
Punto de Mapeo	1- > 20 Mpa 2- 100-250 Mpa 3- 50-100 Mpa 4- 25-50 Mpa 5- < 25 Mpa	1- 65-100% 2- 75-90% 3- 80-95% 4- 85-98% 5- > 95%	1- > 2 m 2- 0.6-2 m 3- 200-600 mm 4- 60-200 mm 5- < 60 mm	1- < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	1- Cercado 2- Muy Angosta < 0.1 mm 3- Angosta 0.1 - 1.0 mm 4- Abierta 1.0 - 5.0 mm 5- Muy abierta > 5.0 mm	1- Muy rugoso 2- Rugoso 3- Ligero/rugoso 4- Lisa 5- Muy lisa	1- Ninguno 2- Relleno fino < 5mm 3- Relleno fino 5-10mm 4- Relleno grueso > 10mm 5- Relleno blando > 5mm	1- No meteorizado 2- Ligero/meteo 3- Moderadamente meteorizado 4- Alameda meteorizada 5- Descompuesta	1- Completamente seco 2- Húmedo 3- Mojado 4- Goteado 5- Infiltrado	1- Muy favorable 2- Favorable 3- Regular 4- Desfavorable 5- Muy desfavorable	55 58 57	IIIA	Regular A	70 69 68 67 66 65 64 63 62 61 60 59	81 80 79 78 77 76 75 74 74 74 73 72 71 70 69 68 69 67 66 65 64 63 62 61 60 59	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 20 19	100 96 95 94 91 88 84 81 77 74 70 66 63 60 57 53 50 47 44 41 38 35 33 31 29 28 18
B	7 7 7	8 8 8	8 10 10	2 2 2	4 5 4	5 5 5	1 1 1	5 5 5	15 15 15	55 58 57	IIIA	Regular A	70 69 68 67 66 65 64 63 62 61 60 59	81 80 79 78 77 76 75 74 74 74 73 72 71 70 69 68 69 67 66 65 64 63 62 61 60 59	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 20 19	100 96 95 94 91 88 84 81 77 74 70 66 63 60 57 53 50 47 44 41 38 35 33 31 29 28 18	




REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES							
Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.	
6	1P	D	83	248	4		
		D	80	255	5		
		D	45	91	7		
		D	42	102	5		
		D	74	120	2		
		D	78	115	8		

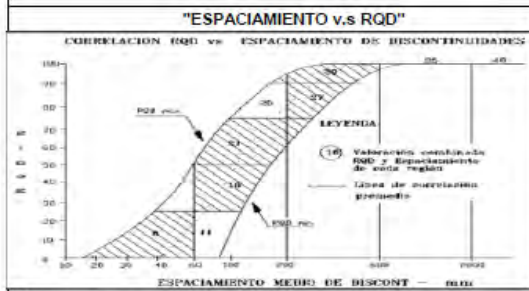


EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS TUNELES			
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel	
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo	
Regular	Desfavorable	Regular	

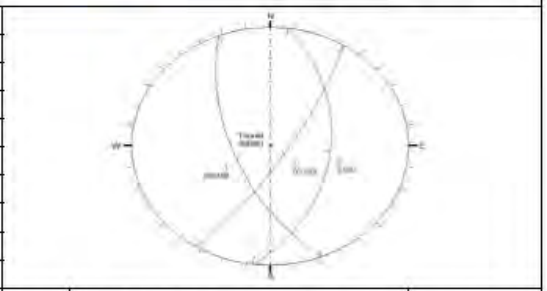
LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD	GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"	RANGO (MPa)
Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD= 115 - 3.3 (Jv)	1	Deslizable con golpes firmes con la punta de martillo de geologo se desconcha con una cuchilla.	1.0-5.0
		L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla		2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta).	5.0 - 25
		A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.		4	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
		M	Muy Meteoriz.	Est.	Estratificación		7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
		D	Descompuesta	D	Diaclasas		12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 -250
						15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo	> 250	

Tabla 45: Mapeo geomecánico sector Tercera Plataforma de Pique

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro				
		NIVEL: 400		LABOR: GAMARA		RMR		Fract.		RQD				
		FECHA: 03-02-2022		HECHO POR: NC// ST		DESCRIPCION								
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACION RMR				Referencia de Inicio				Litología						
ESTACION N°		EG-3P		Azimut Labor		360°		Tercera Plataforma del Pique						
								Volcánico Andesítico						
Punto de Mapeo		RQD		Espaciamiento entre discontinuidad		CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES				VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO				
Val.														
Punto de Mapeo														
1P														
7	8	8	8	2	4	5	1	5	15	0	55	III A	Regular A	
7	8	10	10	2	5	5	1	5	15	0	58			
7	8	10	10	2	4	5	1	5	15	0	57			
											57			




REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES							
Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.	
1P	3P	D	62	245	5		
		D	58	252	4		
		D	42	93	3		
		D	44	100	7		
		D	75	118	3		
		D	78	125	2		

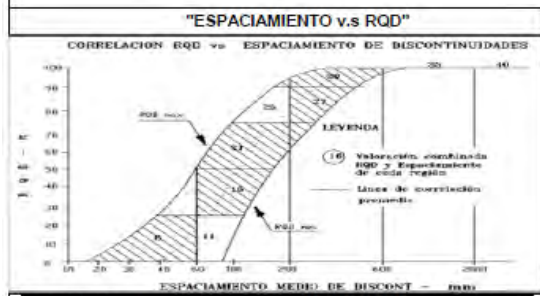


EFECTO DE LA ORIENTACION DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS "TUNELES"			
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel	
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo	
Regular	Desfavorable	Regular	

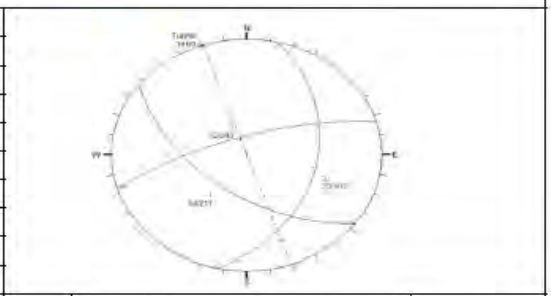
LITOLOGIA		METEORIZACION		TIPO DE ESTRUCTURA		EST. DEL RQD		GRADO		INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACION DE CAMPO"		RANGO (MPa)				
Volcánico Andesítico		S	Sana	F	Falla	RQD= 115 - 3.3 (Jv)				Dezainable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla.		1.0-5.0				
	L	Ligera Meteoriz.	MF	Microfalla	2							Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)		5.0 - 25		
	A	Moderada Meteoriz.	C	Contacto Lit.	4							No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo		25 - 50		
	M	Muy Meteoriz.	Est.	Estratificación	7							La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo		50 - 100		
	D	Descompuesta	D	Diadasas	12							Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra		100 - 250		
					15		Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo		> 250							

Tabla 46: Mapeo geomecánico sector Tope Crucero de Pique

		PARA LA EMPRESA: SOC. MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.				CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO RMR		L = 5 metros		L = 1 metro							
		NIVEL: 400		LABOR: CAMARA		RMR	DESCRIPCIÓN	Fract.	RQD	Fract.	RQD						
REGISTRO GEOMECANICO Y CLASIFICACIÓN RMR		Referencia de Inicio				HECHO POR: NC// ST											
ESTACIÓN N°		EG-PP1	Azimut Labor	341°		Litología											
		TOPE DE CRUCERO (P)				Volcánico Andesítico											
		Dimensiones de la Labor:															
Páram	cc	RQD	Espaciamento entre Discontinuidad	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES					Agua Subterránea	Orientación Discontinuidades	VALORACION RMR DEL MACIZO ROCOSO						
				Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización									
Vál.	15 12 7 4 2	20 15 10 8 5	20 15 10 8 5	6 4 2 1 0	6 5 4 3 2 1 0	6 5 3 2 1 0	6 4 2 1 0	6 5 3 2 1 0	15 10 7 4 0	0 -2 -5 -8 -10 -12							
Punto de Mapeo	1- > 250 Mpa 2- 150-250 Mpa 3- 100-150 Mpa 4- 25-50 Mpa 5- < 25 Mpa	1- > 60% 2- 50-60% 3- 40-50% 4- 20-30% 5- < 20%	1- > 2 m 2- 0.62 m 3- 200-600 mm 4- 60-200 mm 5- < 60 mm	1- < 1 m 2- < 1.5 m 3- < 2 m 4- 15-20 m 5- > 25 m	1- Continua 2- Muy Angosta < 0.5 3- Angosta 0.5 - 1.0 mm 4- Abierta 1.0 - 5.0 mm 5- Muy abierta > 5.0 mm	1- Muy lisa 2- Muy lisa 3- Ligeramente rugosa 4- L-aa 5- Muy lisa	1- Ninguna 2- Relano que < 5mm 3- Relano que > 5mm 4- Relano que > 5mm 5- Relano que > 5mm	1- No meteorizada 2- Ligera 3- Moderada 4- Moderada 5- Descompuesta	1- Completamente seco 2- Un poco 3- Moderado 4- Goteando 5- Flujo	1- Muy favorable 2- Favorable 3- Regular 4- Desfavorable 5- Muy desfavorable	RMR	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES				
P	12	8	10	2	5	5	1	3	15		61	IIIa	Regular A	40	31	1	100
	12	8	10	2	4	5	1	3	15		60			41	30	2	98
	12	8	8	2	1	5	1	3	15		55			42	29	3	95
														43	28	4	94
														44	27	5	91
											45	26	6	88			
											46	25	7	84			
											47	24	8	81			
											48	23	9	77			
											49	22	10	74			
											50	21	11	70			
											51	20	12	66			
											52	19	13	63			
											53	18	14	60			
											54	17	15	56			
											55	16	16	52			
											56	15	17	49			
											57	14	18	46			
											58	13	19	43			
											59	12	20	41			
											60	11	21	38			
											61	10	22	35			
											62	9	23	33			
											63	8	24	31			
											64	7	25	29			
											65	6	26	28			
											66	5	27	27			
											67	4	28	26			
											68	3	29	25			
											69	2	30	24			
											70	1	31	23			



REGISTRO DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES							
Desde	Hasta	Tip. de Est.	Buz.	D-Buz.	Frec.	Obs.	
P	P1	D	55	215	4		
		D	52	219	3		
		D	34	105	4		
		D	38	102	2		
		D	72	348	12		
		D	72	340	17		



EFECTO DE LA ORIENTACIÓN DEL "RUMBO Y BUZAMIENTO" DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS TUNELES			
Rumbo perpendicular al eje del túnel		Rumbo paralelo al eje del túnel	
Excavación hacia el Buzamiento (buz: 45°-90°)	Excavación hacia el Buzamiento (buz: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 45°-90°)	Buzamiento (buz: 20°-45°)
Muy Favorable	Favorable	Muy Desfavorable	Regular
Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 45°-90°)	Excavación contra el sentido del buzamiento (Buzamiento: 20°-45°)	Buzamiento (buz: 0°-20°) independiente del rumbo	
Regular	Desfavorable	Regular	

LITOLOGIA	METEORIZACIÓN	TIPO DE ESTRUCTURA	EST. DEL RQD
Volcánico Andesítico	S	Sana	F
	L	Ligera Meteoriz.	MF
	A	Moderada Meteoriz.	C
	M	Muy Meteoriz.	Est.
	D	Descompuesta	D

GRADO	INDICES DE RESISTENCIA "IDENTIFICACIÓN DE CAMPO"	RANGO (MPa)
1	Desmenuzable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desmenuza con una cuchilla	1.0-5.0
2	Se desmenuza con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5.0 - 25
4	No se raya ni desmenuza con cuchilla. La muestra se rompe con golpe firme del martillo.	25 - 50
7	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
12	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 -250
15	Solo se rompe esquinas de la muestra con el martillo	> 250

4.2.5. Zonificación geomecánica de la masa rocosa.

En base a los resultados de la clasificación geomecánica del macizo rocoso y considerando los dominios geomecánicos identificados se realiza la “zonificación geomecánica” cuyo resultado se muestra en el Anexo 2 (Láminas 1-3), en los cuales se observa los rangos de calidad geomecánica descritos en la tabla anterior.

4.2.6. Parámetros de resistencia a nivel de la masa rocosa.

Para la estimación de los parámetros de resistencia a nivel de la masa rocosa, en este informe se han utilizado los criterios de “Hoek- Brown; 2002, Serafin-Pereira; 1983, Karzulovic, 1999”, a los cuales se ingresan como datos de entrada información obtenida en los resultados de la “Caracterización geomecánica”. Estos criterios, si bien es cierto son empíricos, pero resultan importantes en la práctica ingenieril para la estimación de los parámetros a nivel de la masa rocosa, supliendo en alguna forma los errores por efecto del escalamiento de los parámetros obtenidos en “ensayos de laboratorio” a nivel de roca intacta para obtener los parámetros a nivel de la masa rocosa.

En la tabla siguiente, muestra el resumen de los parámetros “estimados” a nivel de la masa rocosa, utilizando los criterios de “Criterio de Hoek- Brown; 2002, Serafin-Pereira; 1983, Karzulovic, 1999” basados en los parámetros obtenidos de la “Clasificación geomecánica y ensayos de campo” según sugieren las normas de la “Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas”.

Tabla 48: Parámetros de resistencia de la masa rocosa

DOMINIO	CALIDAD DE LA MASA ROCOSA			PARÁMETROS GEOMECÁNICAS DE LA MASA ROCOSA									
	Litología	RMR	GSI	P.E. (KN/m3)	σ_{ci} (Mpa)	mi	mb	s	a	E(Mpa)	ν	$\Phi(^{\circ})$	C (Mpa)
Sector A	Tobas Andesíticas	65	60	27.50	115	12	1.79	0.0048	0.503	23714	0.22	52	1.41
Sector AI	Tobas Andesíticas	65	60	27.50	110	12	1.79	0.0048	0.503	23714	0.22	51	1.38
Sector B	Tobas Andesíticas	55	50	27.50	95	12	1.11	0.0048	0.506	13335	0.25	47	0.88
Sector C	Tobas Andesíticas	65	60	27.50	101	12	1.79	0.0048	0.503	23714	0.22	51	1.30
Sector D	Tobas Andesíticas	65	60	27.50	110	12	1.79	0.0048	0.503	23714	0.22	51	1.38
Sector E	Tobas Andesíticas	55	50	27.50	95	12	1.11	0.0048	0.506	13335	0.25	47	0.88
Sector F	Tobas Andesíticas	55	50	27.50	110	12	1.11	0.0048	0.506	13335	0.25	48	0.95

Fuente: Área de Geomecánica

Los parámetros de resistencia de la masa rocosa mostrados en la tabla anterior, son los parámetros geomecánicos que se emplearán para como datos de ingreso “Inputs” en los análisis de estabilidad y cálculos geomecánicos en las áreas de interés para los propósitos de este informe.

4.2.7. Condiciones del agua subterránea.

Respecto a las condiciones de agua subterránea observadas en el área de interés, éstas corresponden a condiciones “secas a parcialmente húmedas”. Es necesario precisar que a la fecha evaluada febrero del 2019 “la presencia de humedad” es superficial en las paredes de la excavación y está asociada a la carencia de un circuito de ventilación óptimo que permita recircular el volumen de aire confinado. Proveer un circuito de ventilación adecuado en la zona evitará que la humedad del aire se impregne en la superficie de roca y por capilaridad ingrese en la estructura rocosa provocando alternaciones “físico-mecánicas” que resultan en una degradación de la “Calidad Geomecánica de la Masa Rocosa”.

Es necesario precisar que las condiciones de humedad observadas en las superficies expuestas de la masa rocosa en las excavaciones evaluadas “no están asociadas a un nivel freático y tampoco a la fecha evaluada se asocian a las aguas infiltración por medio de la permeabilidad secundaria inducida por el grado de fracturamiento en la masa rocosa el cual si puede ocasionar daños significativos en la estructura rocosa y al sostenimiento instalado cuyo efecto resulta en una inestabilidad de la excavación.

4.2.8. Esfuerzos in-situ.

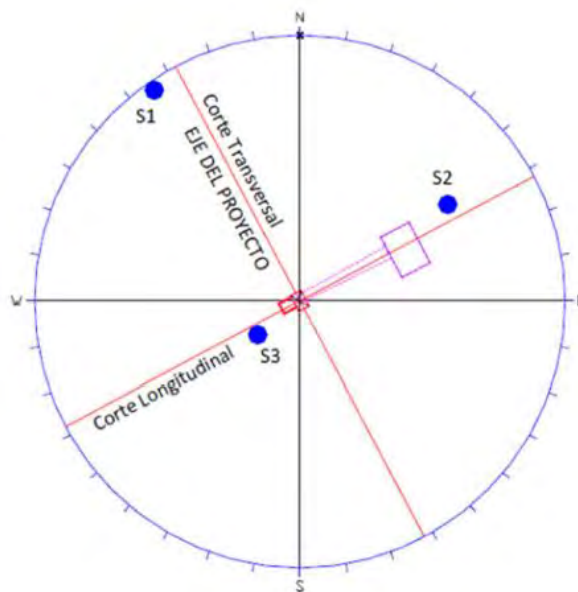
El conocimiento de las magnitudes y direcciones de estos esfuerzos in-situ e inducidos, es una componente esencial del diseño de excavaciones subterráneas, en muchos casos “la resistencia de la masa rocosa es superada por el nivel de esfuerzos existentes” generando procesos de inestabilidad que pueden tener graves consecuencias en el comportamiento de las excavaciones.

4.2.8.1. **Rumbo y buzamiento (orientación).**

La condición de los esfuerzos “in-situ” evaluados en el este informe con la finalidad de obtener la “rumbo y buzamiento” de los esfuerzos en la zona de interés se obtuvieron aplicando la hipótesis de Fallas Conjugadas o Diedros Rectos.

En la figura siguiente, se muestra la orientación de esfuerzos principales definidas por la notación “Dirección de buzamiento // buzamiento”.

Figura 25: Orientación de los esfuerzos principales



Fuente: Área de Geomecánica

De la figura anterior, se puede deducir la orientación de los esfuerzos y su influencia en el comportamiento de la excavación en la dirección transversal y longitudinal (secciones AA', BB') son los resultados que se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 49: Orientación de los esfuerzos principales

ID	Buzamiento	Rumbo	Transversal	Longitudinal
σ_1	2	N35°W	SI	NO
σ_2	23	N57°E	NO	SI
σ_3	67	S51°W	SI	SI

Fuente: Área de Geomecánica

4.2.8.2. *Magnitud de esfuerzos.*

Para estimar la magnitud de los esfuerzos en el área de interés (Cámaras de Winche, Polea y Volteo del Pique 740, en el Nivel 400) se plantea la hipótesis de un caso puramente geostático, considerando que el sector evaluado se ubica a una profundidad menor a los 150 metros, donde la constante de transmisión de esfuerzos (K) se considera equivalente a 1. Los resultados de estas estimaciones se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 50: Magnitud de esfuerzos principales

Magnitud de esfuerzos principales		
Constante de transmisión de esfuerzos	K	1.0
Esfuerzo máximo (Mpa)	σ_1	2.0
Esfuerzo medio (Mpa)	σ_2	2.0
Esfuerzo mínimo (Mpa)	σ_3	2.0

Fuente: Área de Geomecánica

4.2.9. **Resumen de las características geomecánicas**

La caracterización geomecánica de las cámaras de Winche y Polea del Pique 740 se realizó utilizando el sistema de Clasificación Geomecánica RMR89 de Bieniawski. Dicha evaluación permitió diferenciar dos dominios principales que influyen en el diseño del sostenimiento definitivo.

A continuación, se resume la información geomecánica clave en un cuadro y su descripción.

El macizo rocoso en el área de influencia del Pique 740 (Nivel 400) está compuesto principalmente por rocas volcánicas, específicamente tobas andesíticas de textura afanítica. Geomecánicamente, la zona presenta una heterogeneidad clave: la Cámara de Polea se clasifica generalmente como Roca Buena (Tipo II-B), mientras que la Cámara de Winche se clasifica como Roca Regular (Tipo III-A), según el sistema RMR89 modificado. La diferencia en esta clasificación (RMR 61-70 vs. RMR 51-60) se basa en la resistencia a la compresión (Alta en Polea, Alta-Moderada en Winche) y el grado de fracturamiento (Fracturada en Polea, Muy Fracturada en Winche)

Tabla 51: Resumen de Características Geomecánicas

Característica	Dominio: Cámara de Polea	Dominio: Cámara de Winche	Aspectos Estructurales Comunes
Litología	Rocas volcánicas tipificadas como Tobas Andesíticas	Rocas volcánicas tipificadas como Tobas Andesíticas	La litología predominante a nivel local son las tobas andesíticas de textura afanítica
Calidad del Macizo (RMR)	Buena (Tipo II-B)	Regular (Tipo III-A)	La evaluación se basa en el RMR89
Resistencia Roca Intacta	Alta.	Alta-Moderada	Estimada a partir de ensayos de campo
Fracturamiento	Fracturada	Muy Fracturada	Las discontinuidades registradas son estructuras menores - diaclasas
Relleno y Alteración	Relleno suave (pirita friable) y puntualmente pirita masiva, con superficies ligeramente alteradas	Relleno suave (pirita friable) y puntualmente pirita masiva, con superficies ligera o moderadamente alteradas	Los rellenos suelen tener espesores menores a 5mm
Condiciones de Agua	Secas	Secas	Condiciones secas a parcialmente húmedas, no asociadas a un nivel freático
Espaciamiento Discontinuidades	Persistencia de 3 a 10 metros	Persistencia de 3 a 10 metros	El espaciamiento varía entre "6-20 cm" y "20-60 cm"

Fuente: Propia

A nivel estructural, la estabilidad está definida por la presencia de diaclasas (estructuras menores), ya que no se aprecian fallas en el sector evaluado, Estas diaclasas forman distintos arreglos estructurales y son cruciales porque su orientación y espaciamiento (que varía entre "6-20 cm" y "20-60 cm") generan bloques y cuñas, haciendo necesario el sostenimiento estructuralmente controlado, Las discontinuidades exhiben rellenos suaves (pirita friable) y se encuentran ligeramente o moderadamente alteradas.

En cuanto a las condiciones ambientales, la masa rocosa se encuentra de seca a parcialmente húmeda. Es fundamental destacar que esta humedad es superficial y se atribuye a la carencia de un circuito de ventilación óptimo, y no a un nivel freático, aunque puede provocar una degradación progresiva de la calidad geomecánica si no se controla, La rugosidad de las paredes de las discontinuidades varía desde rugosas a ligeramente rugosas. Estos parámetros geomecánicos (RMR, GSI, y las propiedades de resistencia a nivel de la masa rocosa) fueron esenciales como datos de entrada para los análisis de estabilidad subsiguientes

4.3. Análisis de estabilidad

4.3.1. Métodos de cálculo.

Para el análisis de estabilidad en las excavaciones subterráneas evaluadas (cámara de winche y cámara de polea) realizado para la operación del "Pique 740" que se ubica en el Nivel 400 de la "Mina Austria Duvaz S.A.C.", se han empleado los siguientes "métodos de cálculo":

- Dimensionamiento del Puente "Crown Pillars", según el modelo de "Carter, 1992".
- Adicionalmente se hacen evaluaciones de estabilidad usando los algoritmos "Phases2 y Unwedge" para los análisis de estabilidad debido a esfuerzos y el análisis de estabilidad estructuralmente controlada, como herramientas numéricas de comprobación y en alguna forma la validación de las aproximaciones empíricas.

La información válida para los propósitos del análisis de estabilidad en este informe consiste en:

- Información gráfica “modelo topográfico y geológico” proporcionados por el personal de la empresa Minera.
- Información del “modelo geomecánico” del sector de interés elaborado por el Área de Geomecánica, como resultado del proceso, análisis e interpretación de los trabajos de “investigación geomecánica de campo”.

Los análisis de estabilidad para el dimensionamiento de “Puentes” (Pilar corona) utilizando el modelo desarrollado por “Carter, 1992” se realiza sobre la base del dimensionamiento de las Cámaras usando la técnica del “Método Grafico de Estabilidad”.

El análisis de estabilidad empleando modelamiento numérico, se realiza utilizando el “Software Phase2”. Este análisis consiste en simular para determinadas condiciones de “magnitud y dirección de esfuerzos en la masa rocosa” las distintas geometrías de diseño, obtenidas según cálculos realizados usando los métodos empíricos. Los resultados de este análisis muestran vistas de la distribución de “los esfuerzos y las deformaciones” en el borde de las excavaciones.

El análisis de estabilidad estructuralmente controlada, se realiza utilizando el “Software Unwedge”. Este software está diseñado específicamente para el “análisis de estabilidad de cuñas en excavaciones subterráneas”, cuyo procedimiento consiste en la determinación de la “dirección de buzamiento/ buzamiento” de los principales sistemas de discontinuidades estructurales, identificación de cuñas potencialmente inestables y/o susceptibles al desprendimiento, determinación del factor de seguridad de las cuñas.

4.3.2. Factor de seguridad de diseño.

El factor de seguridad del diseño subterráneo aceptable para propósitos de éste informe, considerado en el “Análisis de estabilidad de las cámaras” se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 52: Criterios de seguridad para el diseño

Condiciones de Análisis	Criterio de Estabilidad
Análisis de estabilidad estructuralmente controlada	F.S> 1.5
Análisis de estabilidad por métodos numéricos	F.S> 1.1
F.S: Factor de Seguridad del Diseño	

Fuente: Área de Geomecánica

El factor de seguridad adoptado para el “Análisis de estabilidad de las cámaras” mostrado en la tabla anterior, representa los valores mínimos referenciales del “factor de seguridad” considerados típicos en la práctica ingenieril y con aceptación en el medio local.

4.3.3. Condiciones para el análisis de estabilidad.

Para el “análisis de estabilidad” en las cámaras se ha considerado la sección del eje longitudinal de las cámaras (ver plano: Lámina 1, 2, 3). Esta sección geomecánica es representativa desde el punto de vista “topográfico–geológicogeomecánico” para el análisis de estabilidad; en el cual se analizarán de modo iterativo las dimensiones de excavación expuestas.

Los parámetros geomecánicos de los materiales que conforman el modelo geomecánico son los valores mostrados en la tabla 4, los mismos que servirán como parámetros de ingreso “Inputs” para los distintos análisis de estabilidad que se realizarán en los siguientes acápite. Estos análisis se efectuarán iterativamente, tendiendo a determinar las dimensiones óptimas de las excavaciones y el establecimiento de condiciones de estabilidad que garanticen operaciones eficientes. Es necesario precisar que por la calidad de masa rocosa presente en los dominios evaluados para las dimensiones de las cámaras excavadas será necesario la aplicación de ciertos ajustes en la geometría de las excavaciones y la aplicación de variantes del sostenimiento para la particularidad de cada una considerando el tiempo de vida útil prolongado del Pique 740 y su importancia en los planes estratégicos de la empresa Minera Austria Duvaz.

4.3.4. Caso dimensionamiento de cámaras.

La aplicación del “Método Gráfico de Estabilidad” como herramienta de diseño es importante debido a que “considera los principales factores de influencia en el dimensionamiento de excavaciones”:

- “Información sobre la estructura rocosa: resistencia de la masa rocosa, el estado de esfuerzos alrededor de la excavación y el arreglo estructural de la masa rocosa.
- La geometría de la excavación: el tamaño, la forma y orientación de las excavaciones”.

Con la finalidad de determinar si las excavaciones serán estables “sin la aplicación del sostenimiento” (auto-soporte), estables “con la aplicación del sostenimiento”.

4.3.4.1. *Determinación del número de estabilidad “N”.*

El número de estabilidad “N” que representa la respuesta de la masa rocosa para permanecer estable bajo una condición de esfuerzos dado, se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$N = Q' * A * B * C$$

Donde:

N: Numero de estabilidad

Q’: Es el índice de calidad tunelera **Q modificado**, Determinado como resultado del “mapeo geomecánico de la masa rocosa”, el procedimiento de estimación del Q’ es similar a la clasificación NGI (Barton et al., 1974) estándar con la diferencia que el “Q” considera el factor de los esfuerzos activos $J_w/SRF = 1.0$

A: **Factor de reducción por esfuerzos.** Refleja los esfuerzos que actúan sobre la cara libre expuesta de la excavación; se define como el ratio entre “la resistencia a compresión uniaxial de la roca y el esfuerzo máximo inducido en la masa rocosa”.

B: **Factor de ajuste por orientación de discontinuidades.** Este factor toma en cuenta la influencia de las discontinuidades sobre la estabilidad de las superficies expuestas de la excavación, cuanto menor es el ángulo que forma la discontinuidad crítica con respecto a la superficie de la excavación será una condición más desfavorable para la estabilidad esta y viceversa; en resumen la influencia de las discontinuidades críticas sobre la estabilidad de la superficie de las excavaciones, será mayor cuando el rumbo de estas sea paralelo a la superficie libre y más pequeña cuando los planos tiendan a ser

perpendiculares. Este factor está en función de la diferencia entre la orientación del sistema de discontinuidad crítica (dominante) y la cara expuesta de la excavación.

C: Factor de ajuste para deslizamiento y caídas de bloques. Es un número que ingresa la componente de riesgo asociado al efecto de la gravedad sobre las cuñas que forma el arreglo estructural de los sistemas de discontinuidades con las superficies expuestas de la excavación (hastiales y corona); para el cálculo de este factor se parte del postulado que las fallas pueden ocurrir desde la corona (como desprendimiento de cuñas), desde las paredes (como lajamientos y deslizamientos de cuñas).

Los resultados obtenidos de la estimación del número de estabilidad “N” para los distintos dominios geomecánicos (hastiales y corona) que involucra el diseño considerando la valoración “Q” modificada” y los factores de ajuste “A, B y C” determinados en función a “la resistencia de la roca, la magnitud de los esfuerzos principales y la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades estructurales” se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 53: Numero de estabilidad “N”

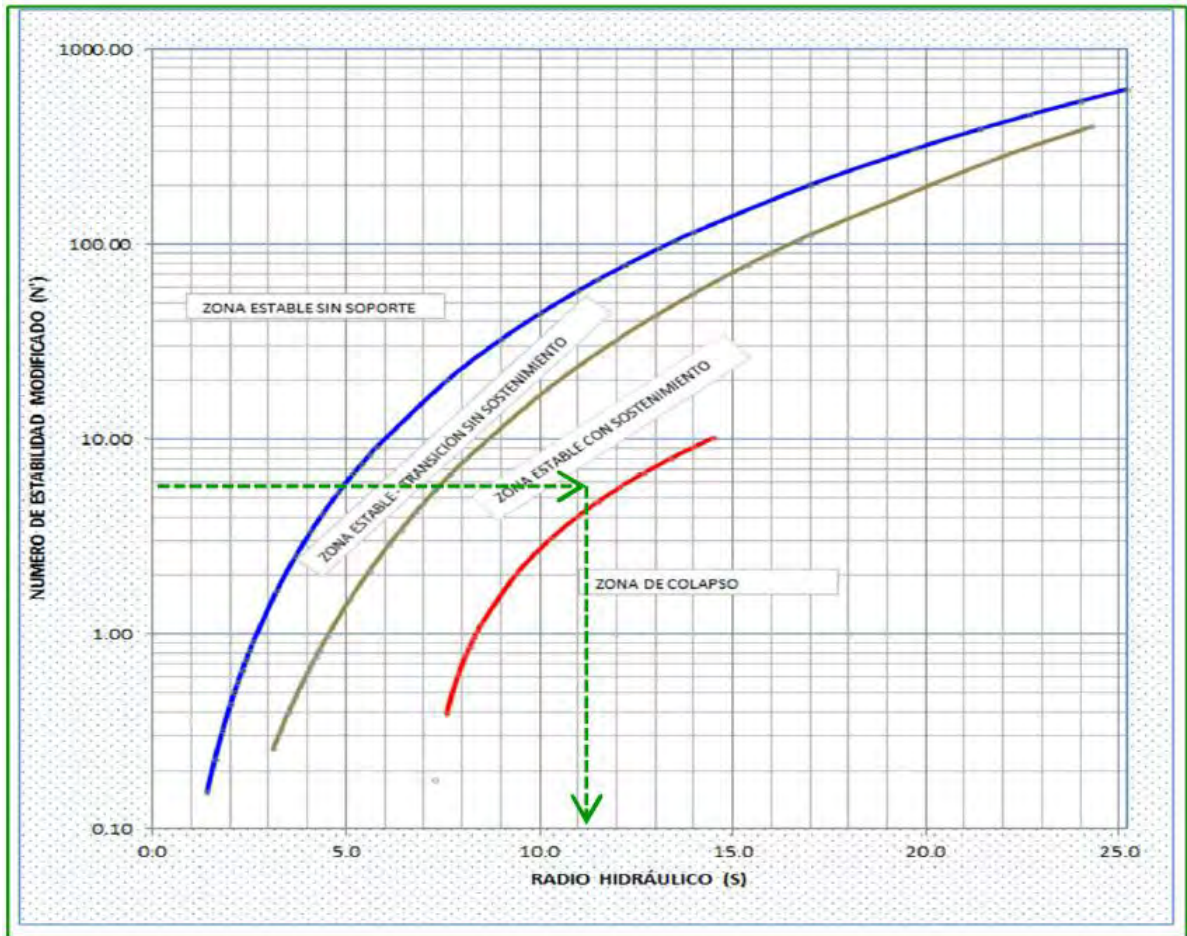
Zona de Diseño			Estimación del Numero de Estabilidad N'						
Labor	RMR	GSI	Q'	σ_{ci}	σ_{max}	A	B	C	N'
Cámara de Winche	55	50	1.95	95	6.7	1.05	0.53	5	5.9
Inclinado	65	60	5.92	101	6.7	1.07	0.19	5	6.5
Cámara de Poleas	65	60	5.92	110	6.7	1.08	0.50	5	17.3

Fuente: Área de Geomecánica

4.3.4.2. Cálculo del radio hidráulico “S”.

Para estimar los valores del radio hidráulico “S”, se ingresa con los valores del número de estabilidad “N” al ábaco “Gráfico de Estabilidad”, según el escenario de diseño (diseño de excavaciones con la aplicación del sostenimiento) obteniéndose el valor del radio hidráulico “S” de la superficie de excavación evaluada. Este valor de radio hidráulico “S” representa una relación dimensional entre el área y el perímetro de la superficie de excavación y se estima mediante la siguiente expresión matemática:

Figura 26: Gráfico de ábaco de estabilidad



Fuente: Área de Geomecánica

Del proceso de cálculo en base a la información de los modelos “geológico y geomecánico” y considerando que la “masa rocosa es homogénea dentro del dominio evaluado” (cámara de winche, inclinado o cámara de polea), para los propósitos del dimensionamiento geomecánico empleando la técnica del “Método Gráfico de Estabilidad” se toman en consideración sólo los dominios geomecánicos “hastiales y corona” de la excavación. Los resultados de la estimación del radio hidráulico para los “Dominios Geomecánicos” de interés con la aplicación del sostenimiento se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 54: Radio hidráulico “S”

Zona de Diseño			Numero de Estabilidad (N')	Radio Hidráulico “S”
Labor	RMR	GSI		Diseño con Sostenimiento
Cámara de Winche	55	50	5.9	11.2
Inclinado	65	60	6.5	11.6
Cámara de Poleas	65	60	17.3	16.9

Fuente: Área de Geomecánica

Las dimensiones de las cámaras (ancho, altura y longitud) para los valores de radio hidráulico mostrados en la tabla 9, se obtienen reemplazando los valores (datos) en la ecuación “ $Sc=W*H/2(W+H)$ ”, donde se tiene que “W y Sc” son datos conocidos “Sc= Radio hidráulico de la corona, W= Ancho de excavación” con los cuales se determina el valor de “H= Altura de excavación”, luego haciendo constante la altura “H” y utilizando la relación “ $Sh=H*L/2(H+L)$ ” donde se tiene que “H y Sh” son datos conocidos “Sh= Radio hidráulico de la de los hastiales (paredes), H= Altura de la excavación” se determina el valor de “L= Longitud de la excavación”.

Los resultados de éste proceso (dimensionamiento de excavaciones utilizando la técnica del método gráfico de estabilidad) considerando el diseño de excavaciones con la aplicación del sostenimiento se muestran en la tabla siguiente, en el cual se aprecian las dimensiones máximas de las excavaciones.

Tabla 55: Dimensiones máximas de las excavaciones.

LABOR	ANCHO (m)	ALTURA (m)	LONGITUD (m)
Cámara de Winche	hasta 10 metros	hasta 7 metros	hasta 15 metros
Inclinado	hasta 5 metros	hasta 6 metros	hasta 40 metros
Cámara de Poleas	hasta 10 metros	hasta 12 metros	hasta 25 metros
Nota: Las dimensiones "ancho y altura" de las excavaciones corresponden a estimaciones realizadas en función al número de estabilidad y radio hidráulico de las mismas. La longitud se ha estimado según la funcionalidad de la labor.			

Fuente: Área de Geomecánica

Los resultados mostrados en la tabla 55, corresponden a las dimensiones de las excavaciones con la aplicación del sostenimiento. A modo didáctico se puede indicar que en la cámara de winche para anchos de excavación hasta 10 metros con el radio hidráulico “S= 11.2” de la estructura mineralizada se obtiene una altura de excavación equivalente a 7 metros; para esta altura y considerando el radio hidráulico “S=11.2” (el dominio se considera homogéneo) se estima una longitud 15 metros.

4.3.5. Caso dimensionamiento de puentes (Crown Pillars).

El dimensionamiento del pilar corona (Crown Pillars) considerado en este informe como un aspecto importante del diseño de las cámaras del Pique 740, por su cercanía a la superficie toda vez que la calidad geomecánica disminuye considerablemente en su proximidad a la superficie. Esto condiciona a dimensionar los puentes de mayor altura y establecer estrictos controles de instrumentación geotécnica para control de estabilidad.

En éste informe el dimensionamiento de los puentes, está condicionado a las aberturas de diseño de los “Cámaras”, para cuyas dimensiones se estimará la altura de los puentes, usando el formulismo desarrollado por “Carter, 1992”, como se detalla en la siguiente ecuación:

$$Crown\ Stability\ (C.S) = \left[\frac{T * \sigma_h * \theta}{S * L * u' * \gamma} \right]$$

Donde:

T: Altura del Puente (m)

σ_h : Esfuerzo horizontal (Mpa)

θ : 90° (constante)

S: Ancho de la excavación (m)

L: Longitud de la excavación (m)

γ : Densidad del material (gr/cm³)

u: Presión ejercida por el agua (Mpa).

Para el dimensionamiento de puentes (Crown Pillars) se han realizado una serie de estudios del tipo estructural como por ejemplo los desarrollados por “Betournay, 1987, Golder Asociates 1990, Carter 1992”. Estos estudios demostraron que independientemente de la calidad geomecánica de la masa rocosa la estabilidad de los puentes está controlada principalmente por la geometría (S, T, L), la forma (θ) de la excavación, los esfuerzos horizontales (σ_h), el efecto del agua (u) y el peso del material (γ). El modelo de “Carter, 1992”, postula que la estabilidad del puente (Crown Pillars) se puede expresar en términos del factor de seguridad, usando la relación mostrada en la ecuación 2, donde un valor de “C.S < 1.0” implica condiciones de inestabilidad, “F.S = 1.0-1.5” condición de equilibrio límite y “F.S \geq 1.5” implica condiciones relativamente estables.

En la tabla siguiente, se muestran los resultados del “cálculo de puentes” para las condiciones geomecánicas expuestas adyacentes al borde de las excavaciones (cámaras de winche y poleas) del Pique 740 en el Nivel 400.

Tabla 56: Dimensionamiento de los puentes

ZONA DE DISEÑO	PARAMETROS DE CÁLCULO (Según "Carter, 1992)							
	Ancho de Excavación (S)	Longitud de Excavación (L)	Altura del Puente (T)	Densidad del Material (γ)	Inclinación de Labor (Θ)	Esfuerzo en el Puente (σ_h)	Presión del Agua (u)	Estabilidad del Puente (C.S)
EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS	10	60	30	3	45	7	1	2.6
EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS	15	60	30	3	45	7	1	1.7

Nota: La inclinación de la excavación corresponde al inclinado y el ancho excavado e ancho de las cámaras en una sección transversal al eje longitudinal del inclinado.

Fuente: Área de Geomecánica

4.3.6. Análisis de estabilidad estructuralmente controlada.

En las excavaciones subterráneas desarrolladas en masas rocosas diaclasadas, (caso del proyecto) los tipos de falla más comunes son: “caídas de cuñas” y “deslizamiento de las cuñas”. Estas cuñas (bloques discretos) se forman por la intersección de los sistemas discontinuidades estructurales los cuales generan bloques discretos y entrelazados; cuando la cara libre es generada por la excavación minera “la cuña” queda expuesta al desprendimiento y su probable caída estará en función a las “condiciones geomecánicas” que exponen las paredes de las discontinuidades, donde “el tiempo de exposición sin sostenimiento” será mayor en condiciones de masa rocosa buenas y viceversa; sin embargo en el tiempo toda excavación requiere de un control (sostenimiento) para estabilizar las cuñas y brindar condiciones seguras a la operación.

El análisis de estabilidad estructuralmente controlada, en este informe se realiza usando el “Software Unwedge 3.0”. Este software está diseñado específicamente para el “análisis de estabilidad de cuñas en excavaciones subterráneas”, cuyo procedimiento consiste en:

- Determinación de la “dirección de buzamiento/ buzamiento” de los principales sistemas de discontinuidades estructurales.
- Identificación de cuñas, potencialmente inestables y/o susceptibles al desprendimiento.
- Determinación del factor de seguridad de las cuñas.

4.3.6.1. *Consideraciones para el análisis de estabilidad.*

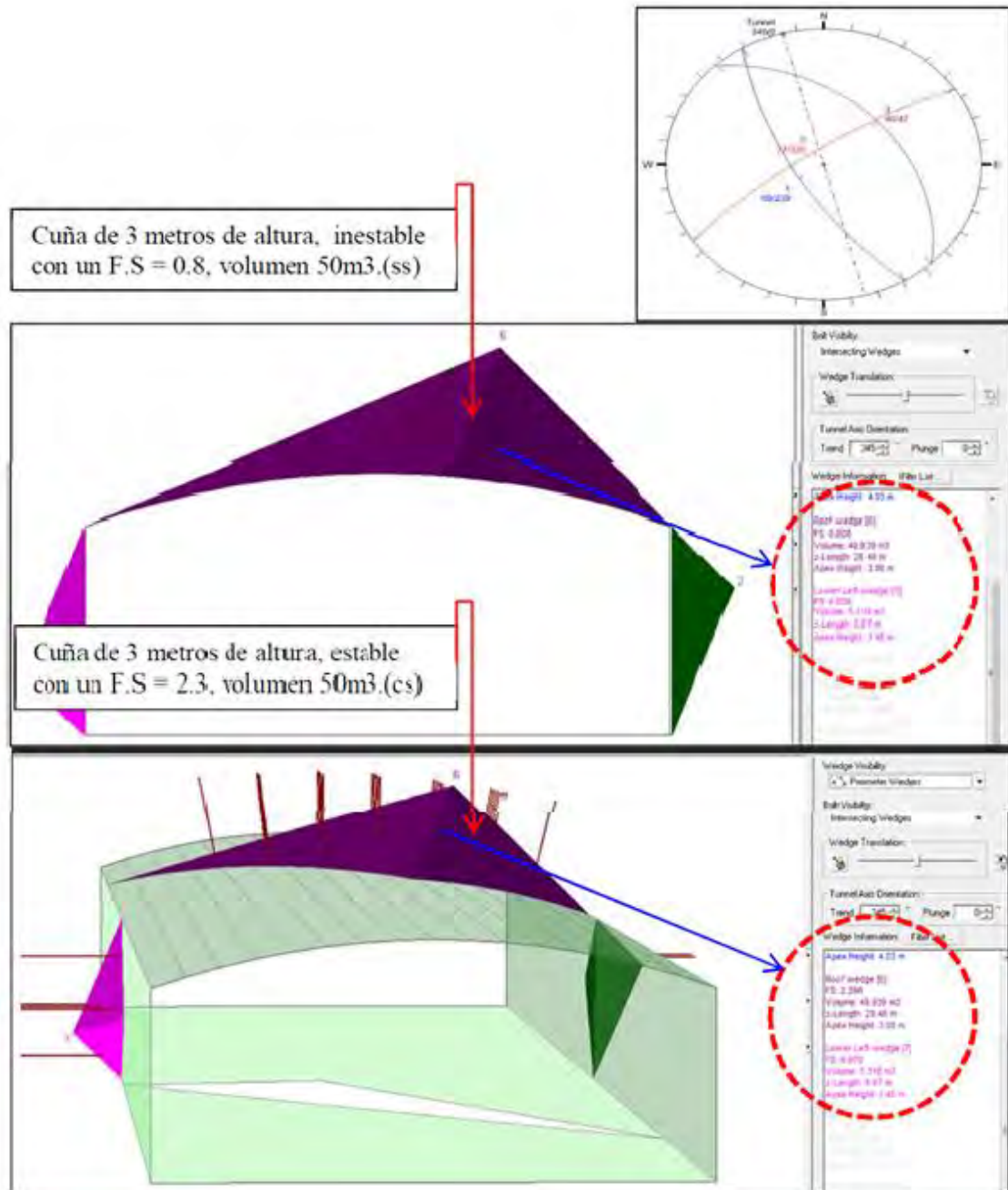
Las consideraciones para el análisis de estabilidad son las siguientes:

- Los parámetros de resistencia (cohesión, fricción, peso específico) asignados al modelo geomecánico.
- Las condiciones de los esfuerzos principales.
- El arreglo estructural que presenta la masa rocosa.
- La dirección del eje de excavaciones.
- La geometría de la excavación considerada para el “análisis de estabilidad” corresponde a una típica sección longitudinal al eje de las excavaciones realizadas.

En base a las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, se ha efectuado el análisis de cuñas en “techos y paredes de la excavación” en función al arreglo estructural que presentan las discontinuidades y el eje longitudinal de las excavaciones.

Los resultados de este análisis se pueden apreciar en la figura siguiente. En esta se observa que el arreglo estructural existente en la masa rocosa y su intersección con la orientación de los ejes de excavación (condición del diseño preestablecida) genera la formación de cuñas en el “techo y las paredes de la excavación”, también se aprecian las características de las cuñas como resultado del análisis de estabilidad estructuralmente controlada (factor de seguridad, volumen de cuña, altura de la cuña).

Figura 27: Análisis de estabilidad estructuralmente controlada



Fuente: Área de Geomecánica

El arreglo estructural de la masa rocosa en el sector de la cámara de Winche (sección transversal Azimut = 345°, al eje mayor de la cámara con dimensiones de 14 metros de ancho, 10 metros de longitud y una altura de 6 metros)). En la parte superior derecha de la figura se aprecia el estereograma correspondiente al sector, en la parte intermedia se tiene una vista tridimensional de los bloques (cuñas) que forman los sistemas de

discontinuidades con el eje de la cámara sin sostenimiento, donde se aprecian cuñas potencialmente inestables. En la parte inferior del mismo gráfico se muestra el mismo arreglo estructural y orientación de la excavación, la diferencia es que en esta fase se emplea los pernos para el control de cuñas.

La aplicación del sostenimiento con pernos cementados a columna completa en este análisis incrementa el factor de seguridad de la cuña, para el abierto de excavación y según el volumen de cuñas se tiene que la longitud mínima de los pernos será 3 metros.

4.3.7. Análisis de estabilidad mediante el “modelamiento numérico”.

El análisis de estabilidad mediante el “Modelamiento numérico” para los alcances de este informe se realiza empleando el “Software Phase2” con la finalidad de evaluar la estabilidad de las geometrías excavadas (cámaras) simulando de modo iterativo alternativas de sostenimiento acordes con el tiempo de vida útil e importancia de la obra (Pique de Extracción). Los parámetros de físicos y mecánicos asignados al “modelo geomecánico”, para el análisis de estabilidad mediante “simulación numérica” son los valores de resistencia mostrados; “la magnitud y orientación de los esfuerzos” considerando que el sector de interés se ubica a una profundidad menor a los 150 metros desde la superficie y aplicando la hipótesis de un caso puramente geostático, se obtendrá que la constante de transmisión de esfuerzos es equivalente a 1, siendo los valores del esfuerzos horizontal y vertical similares. Es necesario precisar que esta acotación obedece a criterios observados en campo y la experiencia observada en casos similares, por lo tanto, serán de valides sola y exclusivamente para los propósitos de este informe.

Nota: Para realizar el análisis de estabilidad de las cámaras mediante “modelamiento numérico” en este informe se asume que las “Cámaras” tienen una gran longitud en el rumbo, de modo tal que el “análisis de los esfuerzos” mediante un modelo bidimensional como el “Phase2”, es posible de realizarse. La magnitud y orientación de los esfuerzos considerados en el análisis bidimensional son los valores mostrados; donde $\sigma_{h1} = 2.0$ Mpa (normal al rumbo de la estructura), $\sigma_{v3} = 2.0$ Mpa (sub-vertical).

Es importante precisar que el “modelo geomecánico”, considerado para el análisis de estabilidad, varía según las secciones geomecánicas, en este contexto para propósitos de evaluar el sostenimiento se empleará en el modelamiento numérico solamente en la

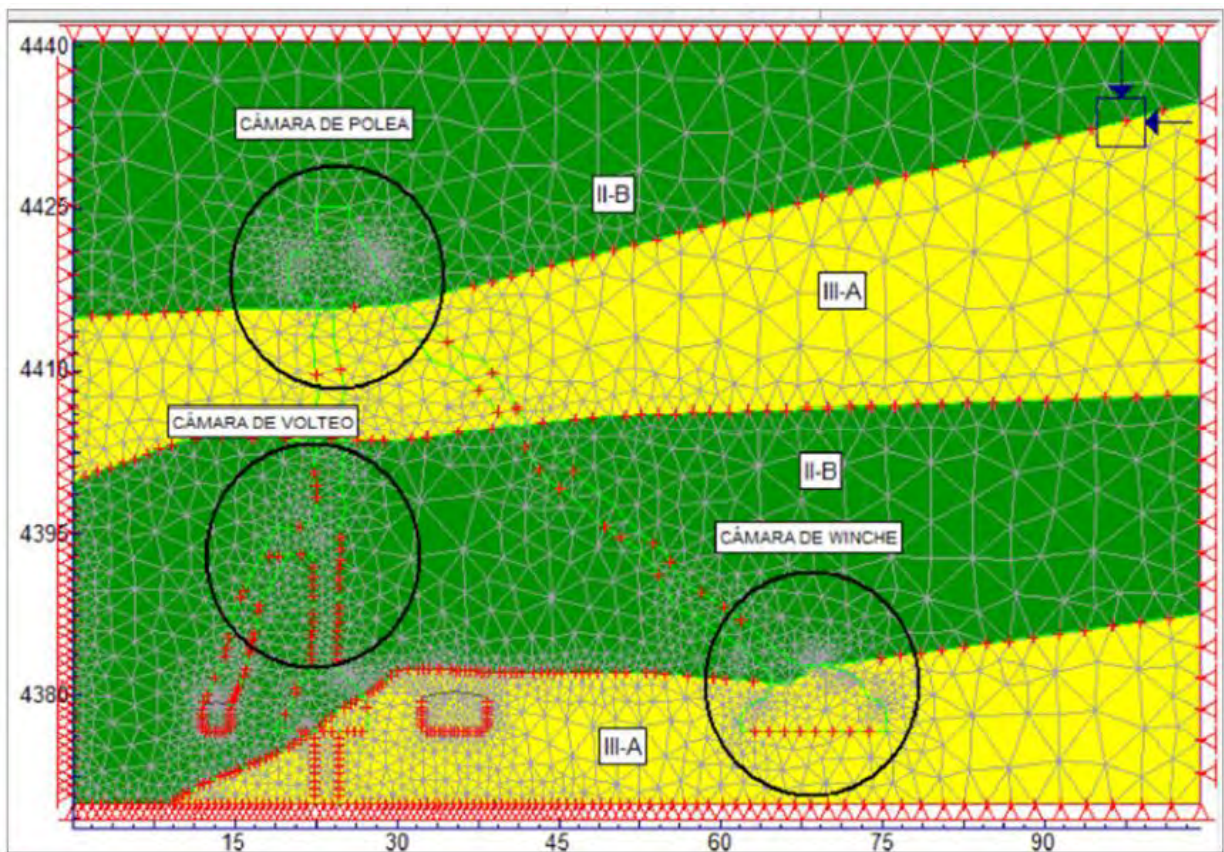
sección representativa para otras secciones se sugiere realizar las simulaciones respectivas.

Líneas abajo se realiza el análisis de estabilidad mediante el “modelamiento numérico” cuyas salidas muestran “vistas gráficas” en las cuales se aprecia la distribución del factor de seguridad (F.S= resistencia // esfuerzo inducido) para las alternativas de sostenimiento evaluadas (pernos cementados + malla electrosoldada y pernos cementados + shotcrete).

4.3.7.1. Simulación geomecánica por métodos numéricos.

Modelo geomecánico – sección BB’ (sección longitudinal al eje del inclinado):

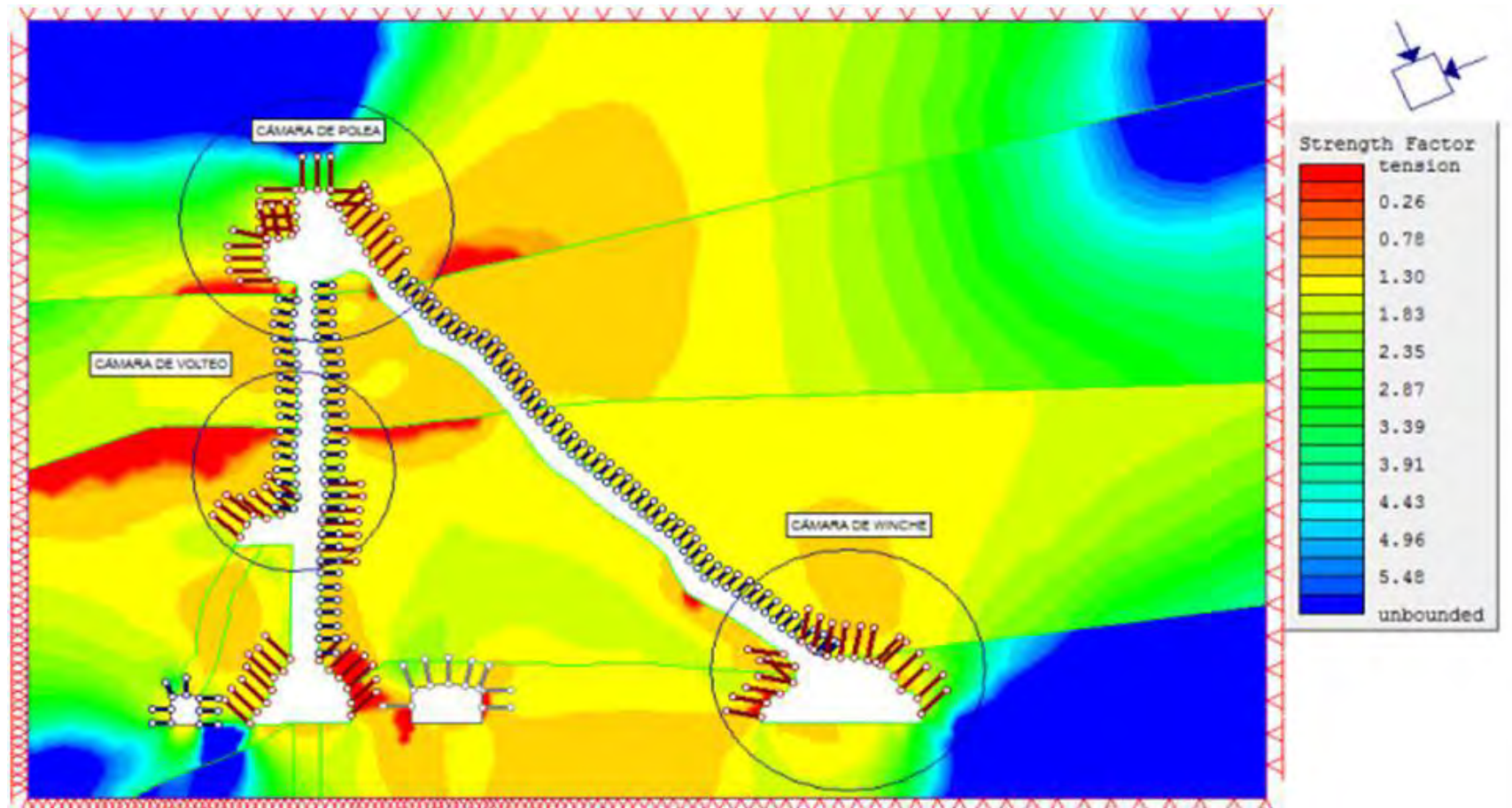
Figura 28: Modelo geomecánico, “Sección BB’”, mostrando la malla de elementos finitos.



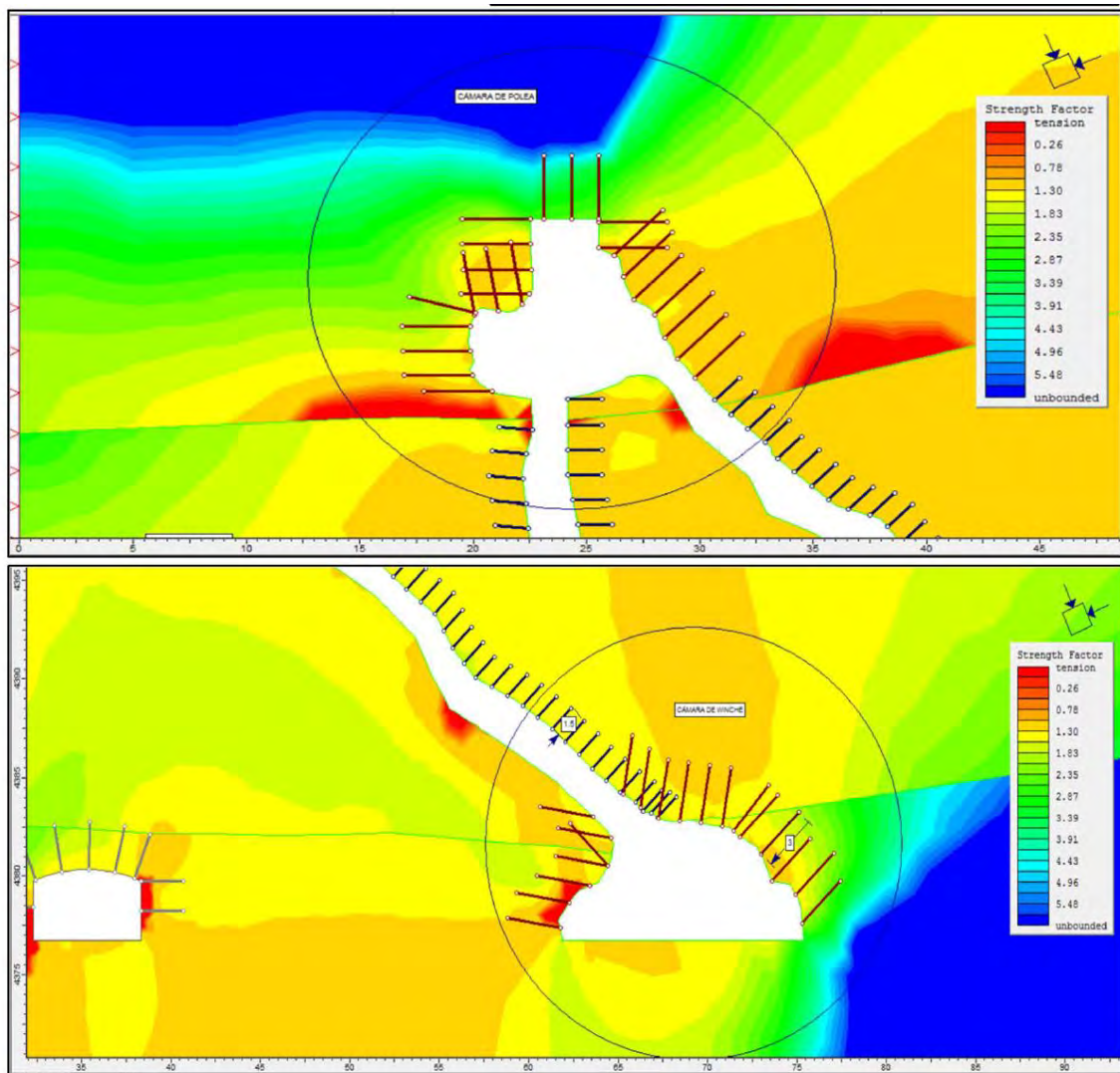
Fuente: Área de Geomecánica

4.3.7.1.1. CASO 1: Sostentamiento definitivo mediante la aplicación de un sistema combinado “Perno Cementado + Malla Electrosoldada”.

Figura 29: Distribución del “Factor de seguridad” en las cámaras de “Winche y Polea” del Pique 740.



Fuente: Área de Geomecánica

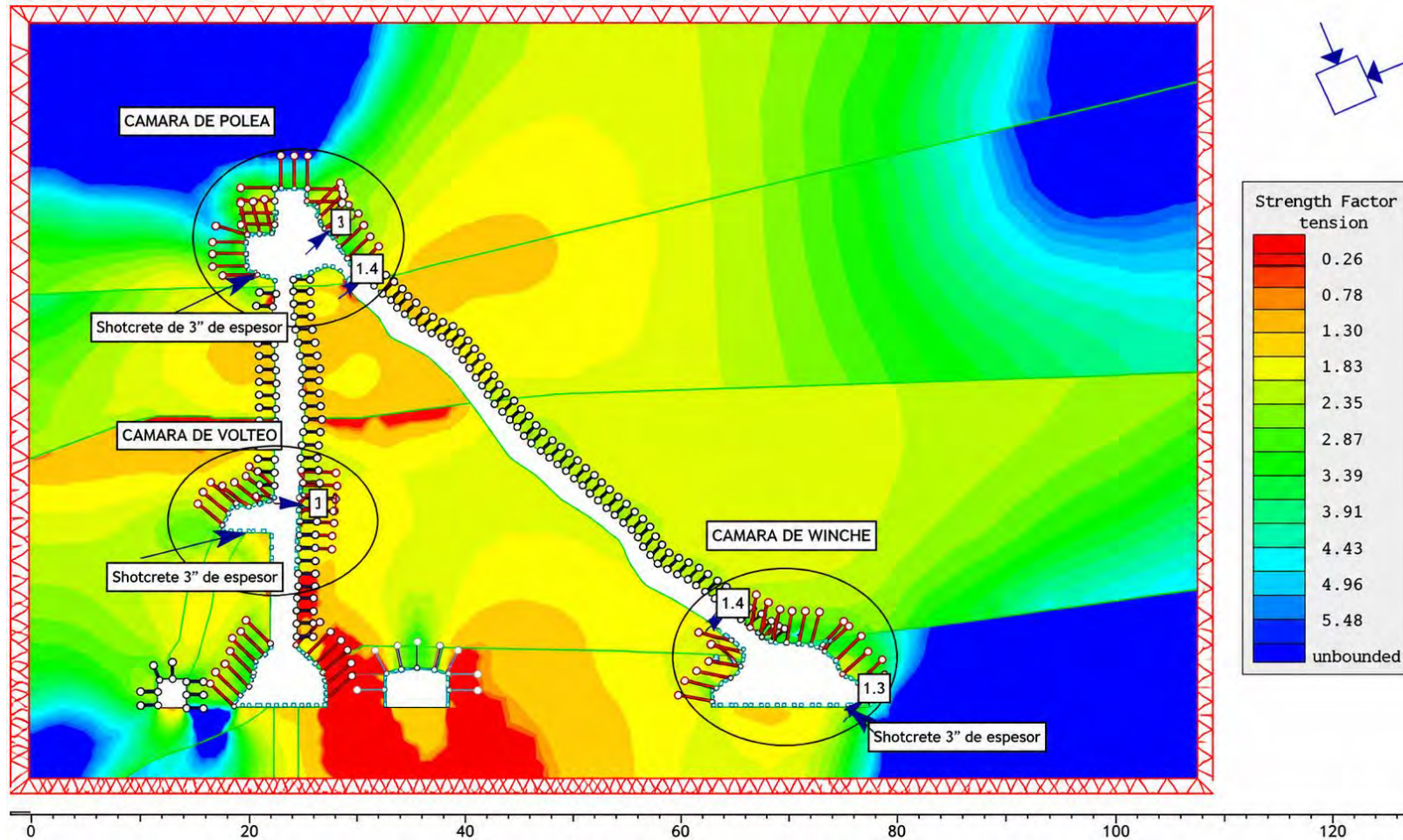


Fuente: Área de Geomecánica

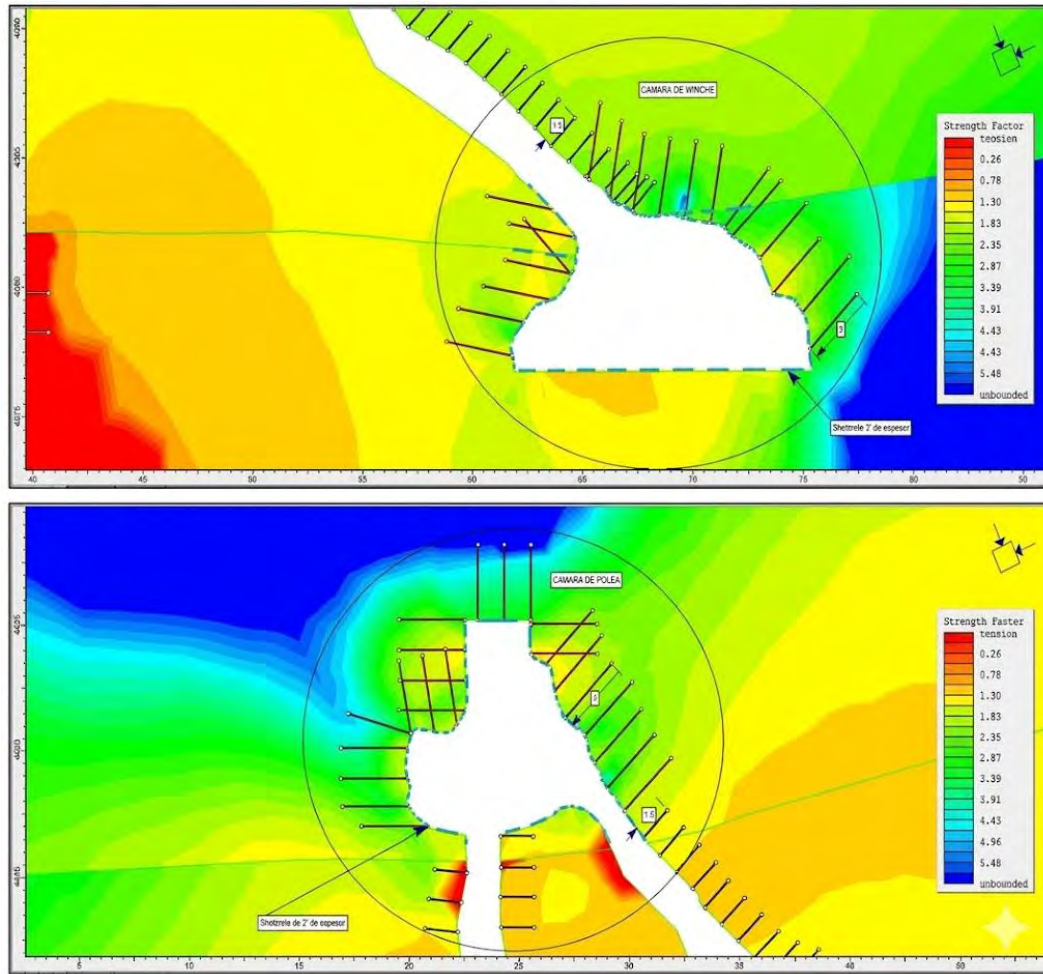
Se aprecian valores del factor de seguridad ligeramente superiores a 1.1, en algunos sectores se observan concentraciones de valores inferiores a 1.0, específicamente en los sectores con geometrías y perfiles muy irregulares y en las zonas de contacto entre los dominios litológicos II-B y III-A. Pero en líneas generales se aprecia valores del factor de seguridad aceptables para la combinación del sostenimiento establecido.

4.3.7.1.2. CASO 2: Sostentamiento definitivo mediante la aplicación de un sistema combinado “Shotcrete + Malla Electrosoldada”.

Figura 30: Distribución del “Factor de seguridad” en las cámaras de “Winche y Polea” del Pique 740.



Fuente: Área de Geomecánica



Fuente: Área de Geomecánica

En esta salida se aprecian valores del factor de seguridad superiores a 1.1, muy puntualmente se ubican concentraciones con valores inferiores a 1.0, en los sectores con geometrías y perfiles muy irregulares y en las zonas de contacto entre los dominios litológicos II-B y III-A. En líneas generales se aprecia un considerable incremento del factor de seguridad en los bordes de las excavaciones con la implementación de un soporte más rígido (shotcrete reforzado).

CAPITULO V:

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Establecimiento de las direcciones preferenciales de excavación.

En base a la información obtenida de los análisis previos y considerando la infraestructura subterránea (ya desarrollada) se tiene que la dirección del diseño de excavación más estable desde el punto de vista del análisis de estabilidad estructuralmente controlada es en dirección N65°E. Es necesario precisar que las dimensiones de excavación tanto en la cámara de winche y cámara de polea no se ajustan a esta orientación. El cual influirá negativamente en la sección para el diseño y dimensionamiento del sostenimiento.

5.2. Especificaciones técnicas para la aplicación del sostenimiento.

En base a la evaluación geomecánica, los tipos de sostenimiento aplicables en el proyecto serán:

- Concreto lanzado (Shotcrete)
- Pernos helicoidales cementados.
- Malla electrosoldada de cuadrícula 10 x 10 cm.

5.2.1. Concreto lanzado (Shotcrete).

5.2.1.1. Alcances.

El Concreto lanzado se instalará en toda la geometría de las excavaciones (Galería, Subnivel, Rampa, Crucero).

5.2.1.2. Marco de referencia.

Las normas listadas en su versión más reciente, forman parte de estas consideraciones técnicas.

- ACI-214: Práctica recomendada para evaluar ensayos a la compresión en probetas de concreto.
- ACI-506R-90: Guía del Shotcrete.
- ACI-506.1R: Estado del Arte en Shotcrete reforzado con fibras de acero.
- ACI-506.2R: Especificaciones para materiales, proporción de mezcla y aplicación del Shotcrete.
- ACI-506.3R: Guía para la certificación de los operarios del Shotcrete.
- ASTM-A820: Especificaciones para las fibras de acero.
- ASTM-C1116: Especificaciones para el Concreto reforzado con fibra de acero.

5.2.1.3. Descripción técnica.

- a) **Generalidades.-** El Shotcrete se aplicará por lo general mediante proceso húmedo para reducir el rebote y por lo general los problemas de polvo, siguiendo las Normas “ASTM C1116-89, ACI 506.2-77, ACI 506.1R- 84 y ACI 506-85”. Se aplicará el Shotcrete en una o más capas hasta alcanzar el espesor final especificado en los cuadros de sostenimiento y planos. El Shotcrete en general, tendrá siempre microsíllica.
- b) **Materiales.-** El shotcrete estará compuesto de cemento, agregados, agua, fibras de acero y microsíllica, además se implementará el uso de acelerantes de fragua, el cemento y el agua deben cumplir las normas especificadas, microsíllica para mejorar la resistencia del shotcrete se tiene que prever el uso de microsíllica la que será suministrada en forma dosificada, cumpliendo con los siguientes requerimientos: Fineza: El área superficial no será menor que 18,000 m²/kg, Tamaño de partículas: 0.2 micrones en promedio que pasa por la malla 325:

Mayor que 99%, contenido de SiO₂: No menor que 92-94%, contenido de C no mayor que el 5%, contenido total de álcalis: no mayor que 1.5%; una vez combinada con el cemento, el contenido total de álcalis no será mayor que 0.6%. La adición de microsilica se efectúa en porcentaje del peso del cemento, en el rango de 10 a 15 por ciento. Su inclusión, por lo general, elimina la necesidad de usar acelerantes para lograr alta resistencia a edades tempranas (1 a 3 días), reduce las pérdidas por rebote y permite aplicar espesores de shotcrete en capas más gruesas en una sola pasada o aplicación. Las fibras de acero cumplirán con la Norma ASTM 820 tipo I u otras aceptables por el Supervisor, con una resistencia última de 1240 Mpa. La dosificación de las fibras en peso no será inferior a 40 Kg/m³.

c) **Diseño.** - El shotcrete tendrá una resistencia a la compresión correspondiente a lo indicado en la Norma ASTM C39, de 6 Mpa a las 8 horas, 21 Mpa a los 7 días y de 35 Mpa a los 28 días. En general, los componentes correspondientes a la mezcla para el shotcrete estarán comprendidos en las siguientes proporciones:

- | | |
|---|------------|
| • Contenido de cemento (kg/m ³) | 350 – 400 |
| • Microsilica (kg/m ³) | 30 - 50 |
| • Fibra de acero (kg/m ³) | 40 - 50 |
| • Proporción agregado/cemento | 3 - 5 |
| • Relación agua/cemento | 0.35 -0.45 |

El fraguado del shotcrete debe cumplir con los siguientes límites:

- Tiempo de fragua inicial < 3 min
- Tiempo de fragua final > 12 min

d) **Aplicación del Shotcrete.** - Por las características Geomecánicas de la masa rocosa en Mina, el espesor mínimo de concreto lanzado colocado se encuentra especificado en los cuadros de sostenimiento y planos. El espesor de la capa de diseño se tiene que controlar mediante clavos (calibradores) indicadores sujetos a la superficie de la roca o por otras medidas aprobadas por la empresa minera.

- e) **Control de Calidad.**- Para fines de los ensayos de control de calidad del shotcrete, se debe considerar satisfactorio si cada resultado de los ensayos alcanza por lo menos el 75% de la resistencia especificada y si por lo menos los resultados de tres núcleos de un panel ensayado exceden al 0.85 F'c. Para el caso de muestras cúbicas, el promedio de tres de ellas tomadas de un panel, será igual o mayor que la resistencia (f'c) de diseño (35 Mpa).

5.2.2. Pernos de anclaje helicoidal (con inyección de cemento).

5.2.2.1. Alcance.

Esta parte cubre lo concerniente a la instalación y pruebas de los pernos de anclaje a ser colocados como parte del refuerzo en la Mina, en función de la clasificación geomecánica y conforme se detalla en los planos.

5.2.2.2. Marco de referencia.

La norma particular a observar en cuanto a pernos de anclaje es la ASTM A 615-90.

5.2.2.3. Descripción técnica.

- a) **Generalidades.**-Los pernos de anclaje para los propósitos de estas consideraciones técnicas, se definen de acuerdo al tipo, diámetro, orientación y longitud de los taladros, los métodos de perforación y limpieza de los taladros para el sostenimiento con pernos, serán tales que aseguren su correcta instalación, la orientación de los pernos dependerá de las condiciones geológicas – Geomecánicas de la masa rocosa respecto al buzamiento y la alteración de las discontinuidades estructurales. Los pernos de anclaje serán pernos Helicoidales, de 22 mm de diámetro, con una carga mínima de trabajo garantizada de 20 Tn, de longitudes mínimas determinadas en los cuadros de sostenimiento y en los planos. Los pernos serán totalmente embebidos en lechada de cemento y no se pretensarán después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de roca.
- b) **Materiales.** Los fabricantes deben detallar las características del material de los pernos helicoidales. Las placas de apoyo, las arandelas hemisféricas y las tuercas de los pernos de anclaje serán suministradas de acuerdo con los requisitos que recomiende el fabricante para cada tipo de perno; el cemento de la lechada

inyectada, debe cumplir con las especificaciones de las normas, relación w/c 0.30 – 0.35. Los ensayos deben demostrar y verificar:

- La capacidad del equipo necesario para la instalación de los pernos, totalmente rellenos hasta una longitud máxima de 5 metros.
 - La capacidad de instalar pernos de anclaje totalmente rellenos con mortero de cemento.
 - Las características carga-deformación típicas de los sistemas de pernos.
- c) **Instalación y Pruebas.-** Los taladros para los pernos se perforarán teniendo en cuenta el diámetro y la longitud de los mismos según la ubicación e inclinación mostrada en los planos y según la clasificación del tipo de roca, en concordancia con las instrucciones del fabricante, la ubicación de los pernos se marcará en la superficie de la roca. El método de instalación deberá concordar con las instrucciones del fabricante relativas al uso de los pernos y de sus partes componentes. La efectividad del procedimiento de instalación deberá verificarse realizando ensayos en por lo menos un 10% del total instalado.

5.2.3. Malla electrosoldada de 3"x3" (cuadrícula 10 X 10 Cm).

Principales consideraciones para el uso de mallas electrosoldadas:

- La malla electrosoldada, deberá ir pegada al contorno de la superficie de la roca.
- La malla será anclada sobre la superficie de la excavación mediante ganchos de fierro corrugado de 3/8" a manera de grapas en taladros de 30 cm. de longitud, distribuyéndose sistemáticamente.
- La malla en el sostenimiento cuando este se aplique posterior a la primera capa de concreto lanzado, al igual que el anterior deberá ir anclado mediante ganchos de fierro.
- La longitud de los empalmes entre mallas no será menor de 20 cm. (traslapes).

5.3. Selección del tipo de sostenimiento.

Según la evaluación geomecánica de la masa rocosa realizada en este informe, el sector de interés se caracteriza por presentar en promedio calidades de roca que van de "Buena a Regular" (Láminas 2 -3, tabla 4).

De los análisis previos (dimensionamiento de excavaciones usando el método gráfico, análisis de estabilidad estructuralmente controlada, análisis mediante modelamiento numérico para las cámaras evaluadas) se prevé condiciones de inestabilidad asociadas a los “aspectos estructurales y las condiciones de esfuerzos existentes en el entorno físico de las excavaciones”. En este contexto las cámaras “Winche y Polea” requieren la aplicación del sostenimiento para garantizar su estabilidad a largo plazo (labor permanente).

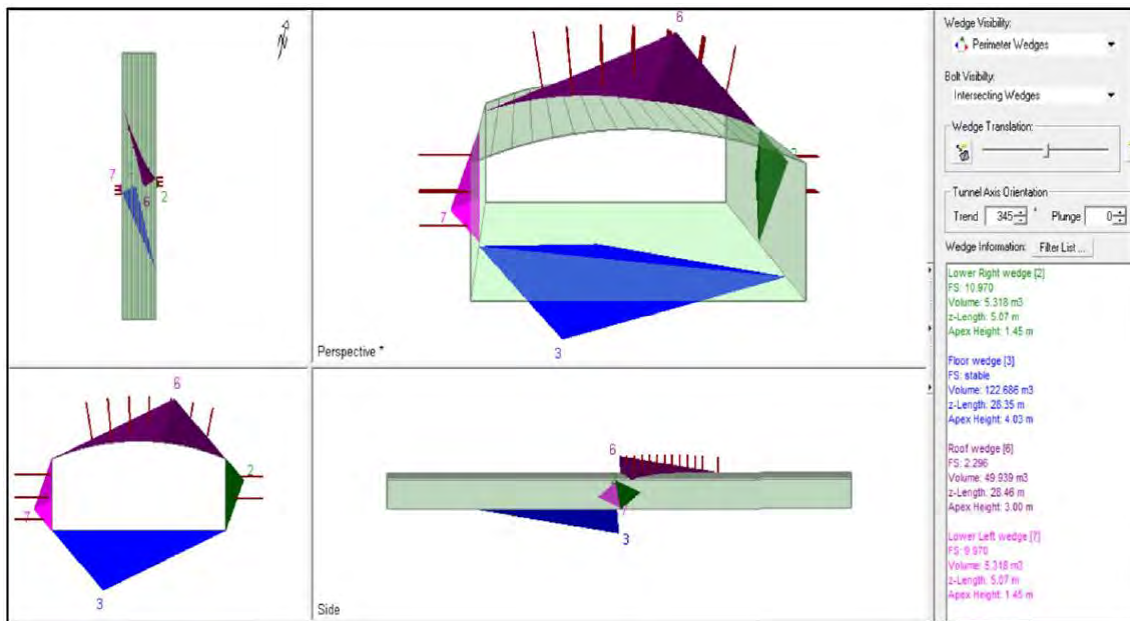
En base a las características geológicas, el arreglo estructural, la caracterización geomecánica y los tipos de sostenimiento evaluados en los análisis de estabilidad (estructuralmente controlada y el análisis de estabilidad mediante modelamiento numérico) y considerando la experiencia con resultados muy favorables en proyectos similares se precisa que los tipos de sostenimiento a aplicarse para el control del terreno en las cámaras evaluadas serán:

5.3.1. Caso Cámara de Winche (Roca Regular, III-A, ver Lámina 3).

Sostenimiento sistemático mediante el uso de pernos cementados a columna completa con placas de sujeción de “20cmx20cm” + malla electrosoldada, longitud mínima del perno = 3 metros en corona y hastiales, + malla electrosoldada a 1 metro del nivel de piso.

El diámetro de taladro sugerido entre los “32-34mm”, la distribución de pernos debe realizarse en forma de rombos, a una densidad areal promedia de “1.2x1.2m²”.

Figura 31: Sostenimiento en la cámara de Winche, con la aplicación de pernos cementados más malla electrosoldada.



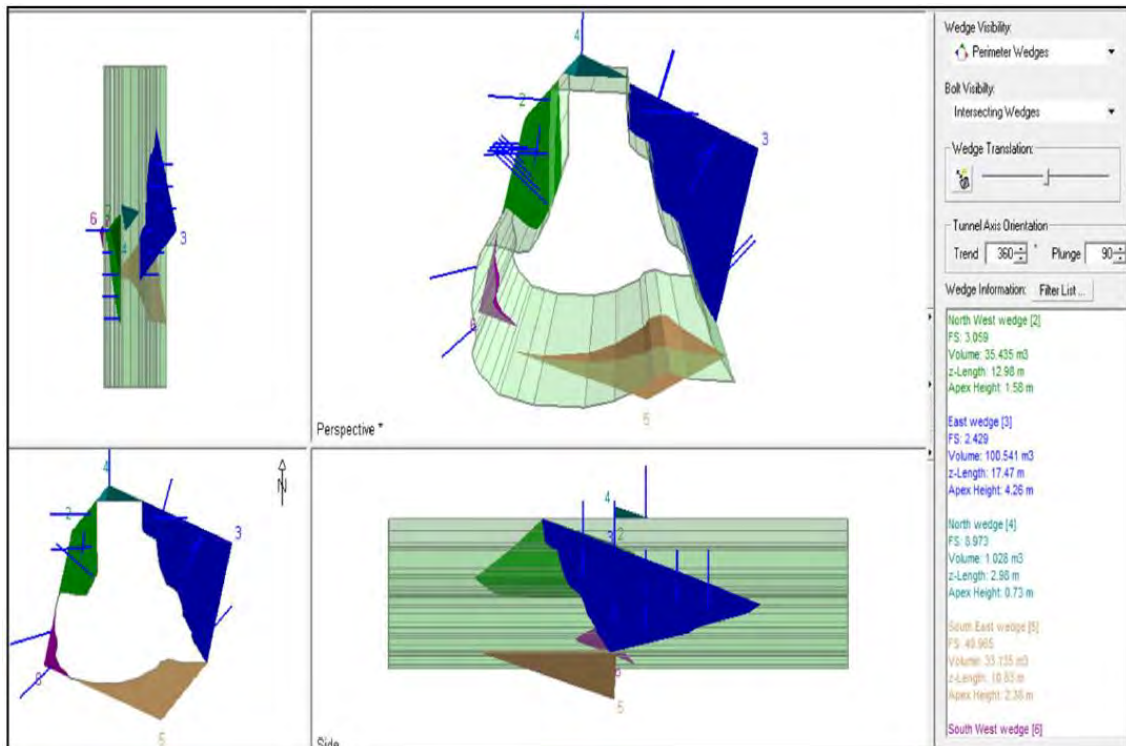
Fuente: Área de Geomecánica

Sostenimiento sistemático mediante el uso de pernos cementados a columna completa con placas de sujeción de “20cmx20cm”, longitud mínima del perno = 3 metros en corona y hastiales, + Shotcrete de 240Kg/cm², con 3 pulgadas de espesor reforzado con fibra de acero a sección completa (hastiales y corona). El diámetro del taladro sugerido entre los “32-34mm”, la distribución de los pernos debe realizarse en forma de rombos, a una densidad areal promedio de “1.5x1.5m²”.

5.3.2. Caso Cámara de Polea (Roca Buena, II-B, ver Lámina 3).

Sostenimiento sistemático mediante el uso de pernos cementados a columna completa con placas de sujeción de “20cmx20cm” + malla electrosoldada, longitud mínima del perno = 3 metros en corona y hastiales, + malla electrosoldada a 1 metro del nivel de piso. El diámetro de taladro sugerido entre los “32-34mm”, la distribución de pernos debe realizarse en forma de rombos, a una densidad areal promedio de “1.5x1.5m²”.

Figura 32: Sostenimiento en la cámara de Polea, con la aplicación de pernos cementados más malla electrosoldada.



Fuente: Área de Geomecánica

Sostenimiento sistemático mediante el uso de pernos cementados a columna completa con placas de sujeción de “20cmx20cm”, longitud mínima del perno = 3 metros en corona y hastiales, + Shotcrete de 240Kg/cm², con 3 pulgadas de espesor reforzado con fibra de acero a sección completa (hastiales y corona). El diámetro del taladro sugerido entre los “32-34mm”, la distribución de los pernos debe realizarse en forma de rombos, a una densidad areal promedia de “1.7x1.7m²”

5.3.3. Diseño del sostenimiento seleccionado

El sostenimiento definitivo se basa en la aplicación sistemática de Pernos cementados a columna completa y Concreto lanzado (Shotcrete) reforzado con fibra de acero a sección completa (corona y hastiales).

El dimensionamiento varía según la calidad del macizo rocoso en cada dominio:

Tabla 57: Diseño del sostenimiento seleccionado

Dominio Geomecánico	Clasificación RMR	Sostenimiento Sistemático Requerido	Densidad del Área de Pernos
Cámara de Winche	Roca Regular (III-A)	Pernos cementados (3 m) + Shotcrete (3 pulgadas) reforzado con fibra de acero	1.5×1.5m ²
Cámara de Polea	Roca Buena (II-B)	Pernos cementados (3 m) + Shotcrete (3 pulgadas) reforzado con fibra de acero	1.7×1.7m ²

Fuente: Propio

5.3.3.1. Descripción Técnica de los Componentes

Pernos de Anclaje Helicoidal (con inyección de cemento)

Los pernos a emplearse deben ser Pernos Helicoidales de 22 mm de diámetro. La longitud mínima determinada en los análisis es de 3 metros tanto en la corona como en los hastiales-

Características y materiales:

- Anclaje: Los pernos deben ser totalmente embebidos en lechada de cemento.
- Lechada de Cemento: Debe cumplir con una relación agua/cemento de 0.30 – 0.35.
- Capacidad: Deben tener una carga mínima de trabajo garantizada de 20 Tn.,
- Instalación: Se deben perforar taladros con un diámetro sugerido entre 32-34 mm, y la instalación no debe ser pretensada.

Concreto Lanzado (Shotcrete)

El Shotcrete se recomienda debido a que sella la superficie de la roca y evita la descompresión y alteración del material.

- Características y materiales:
- Espesor: Se aplicará en capas hasta alcanzar el espesor final de 3 pulgadas.
- Proceso: Se aplicará generalmente mediante proceso húmedo para reducir el rebote y los problemas de polvo.

- Resistencia de Diseño: El Shotcrete debe tener una resistencia a la compresión de 35 Mpa a los 28 días (equivalente a 240 Kg/cm²).
- Refuerzo: Debe ser reforzado con fibras de acero que cumplan con la Norma ASTM 820 tipo I. La dosificación de las fibras en peso no debe ser inferior a 40 Kg/m³.
- Aditivos: Debe contener microsílica (en el rango de 10 a 15 por ciento del peso del cemento) para mejorar la resistencia temprana y reducir el rebote.

Malla Electrosoldada

La malla electrosoldada de cuadrícula 10 x 10 cm (3"x3") es un componente aplicable, que deberá ir pegada al contorno de la superficie de la roca. Cuando se aplique, debe ser anclada mediante ganchos de fierro corrugado de 3/8" a manera de grapas. Este componente se utiliza conjuntamente con los pernos de anclaje para retener la caída de bloques pequeños.

5.4. Discusión de resultados

La presente discusión se centra en contrastar los resultados de la Evaluación Geomecánica de las Cámaras de Winche y Polea del Pique 740 con el antecedente de Ríos Bartolo (2019), cuyo objetivo fue determinar la influencia de la evaluación geomecánica en el tipo de sostenimiento del macizo rocoso en los túneles carreteros "Los Ángeles".

5.4.1. Consistencia en la Caracterización Geomecánica (RMR)

Tanto la investigación en el Pique 740 como la de Ríos Bartolo (2019) utilizaron el sistema de Clasificación Geomecánica RMR89 de Bieniawski, lo cual permite una comparación directa de la calidad del macizo rocoso y las recomendaciones de sostenimiento.

- Roca Regular (Tipo III): El sector de la Cámara de Winche de la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A. fue clasificado como Regular Tipo III-A, con un valor RMR de 55. Este valor se encuentra dentro del rango de Roca Regular (41–60).
- Roca Buena (Tipo II): El sector de la Cámara de Polea fue clasificado como Buena Tipo II-B, con un valor RMR de 65. Este valor se ubica en el rango de Roca Buena (61–80).

Los resultados de esta tesis caen consistentemente dentro de las categorías Roca Tipo II – Buena y Roca Tipo III – Regular manejadas por Bartolo (2019), lo que valida la aplicación del sistema RMR como una base sólida para la estimación de los parámetros de resistencia.

5.4.2. Discusión sobre el Dimensionamiento del Sostenimiento

La principal diferencia radica en la criticidad y el tiempo de vida útil de las excavaciones: el Pique 740 es una labor permanente de importancia estratégica para la extracción de mineral, mientras que los túneles carreteros analizados por Bartolo (2019) probablemente siguen criterios de diseño para infraestructura civil.

Roca Regular (RMR 55 / Tipo III-A)

- Ríos Bartolo (2019): Para Roca Tipo III – Regular, se concluyó la necesidad de bulones de 3 metros de longitud con espaciamiento de 1.5×1.5 m. Además, recomendó Concreto proyectado con un espesor de 8 cm y Malla electrosoldada.
- Tesis Pique 740 (Cámara de Winche): El diseño definitivo de sostenimiento recomendado es pernos cementados a columna completa.
- Esto concuerda perfectamente con la densidad de pernos recomendada por Bartolo. Sin embargo, la tesis enfatiza la necesidad de Shotcrete de 3 pulgadas (aproximadamente 7.6 cm) reforzado con fibra de acero a sección completa.

Análisis: Aunque los diámetros y la densidad de los pernos son equivalentes, el espesor del shotcrete recomendado en la tesis (7.6 cm) es ligeramente menor que el de Bartolo (8 cm), pero la investigación agrega el refuerzo de fibra de acero y garantiza la aplicación sistemática debido a que la simulación numérica (mediante Phase2) demostró que esta combinación (Shotcrete mas Malla) ofrece un incremento considerable del factor de seguridad (valores superiores a 1.1), superando la alternativa de solo perno y malla, especialmente en zonas irregulares.

Roca Buena (RMR 65 / Tipo II-B)

- Ríos Bartolo (2019): Para Roca Tipo II – Buena, se concluyó la necesidad de bulones de 3 metros de longitud con espaciamiento de 2.5×2.5 m y Concreto proyectado con un espesor de 5 cm.

- Tesis Pique 740 (Cámara de Polea): El diseño definitivo recomendado requiere pernos cementados a columna completa.
- Además, se recomienda Shotcrete de 3 pulgadas (aproximadamente 7.6cm) reforzado con fibra de acero a sección completa.

Análisis: Para la Roca Buena, la tesis del Pique 740 es significativamente más conservadora que Bartolo (2019):

La densidad de pernos en la tesis (1.7×1.7m) es mayor (más denso, menos espaciado) que la de Bartolo (2.5×2.5m). El espesor de shotcrete en la tesis (7.6cm) es mayor que el de Bartolo (5cm).

Esta diferencia se justifica porque la estabilidad en las cámaras de izaje no solo está controlada por la calidad media de la roca, sino también por los aspectos estructurales y la importancia permanente de la labor. El análisis estructuralmente controlado (Unwedge) demostró que el arreglo estructural genera la formación de cuñas inestables (F.S = 0.8 sin sostenimiento). Por lo tanto, se requería un sostenimiento más robusto para estabilizar estas cuñas, llevando a la densidad de pernos de 1.7×1.7m y el uso de shotcrete reforzado.

Discusión sobre la Metodología y la Inestabilidad Local

Mientras que Bartolo (2019) utilizó las clasificaciones RMR y Barton, la tesis del Pique 740 empleó un enfoque integral que valida los métodos empíricos con análisis numéricos (Phase2 y Unwedge).

La validación por Unwedge fue crucial, ya que identificó que, incluso en roca que califica como "Buena" o "Regular", la intersección de discontinuidades (diaclasas) provoca la formación de cuñas que son localmente inestables (F.S. < 1.0) sin soporte. Esto justifica la necesidad de un sostenimiento sistemático y definitivo propuesto en la tesis, más allá de lo que implicaría un dimensionamiento basado únicamente en el RMR global. La aplicación de pernos cementados a columna completa incrementó el Factor de Seguridad de la cuña inestable a F.S. = 2.3.

En resumen, los resultados obtenidos en la tesis son coherentes con las categorías geomecánicas presentadas en el antecedente de Ríos Bartolo (2019), pero se ajustaron a un diseño más conservador y robusto (mayor densidad de soporte y uso de shotcrete reforzado) debido a:

- La naturaleza permanente y la importancia estratégica del Pique 740.
- La necesidad de contrarrestar el riesgo de inestabilidad estructural (cuñas) determinado mediante modelamiento numérico avanzado.

Esta necesidad se refuerza por el requisito de que el sostenimiento debe durar un tiempo de vida útil prolongado y prevenir la degradación de la masa rocosa superficial, exacerbada por la humedad parcial y la posible presencia de aguas ácidas generadas por la pirita.

CONCLUSIONES

1. Se concluyó que la caracterización geomecánica de las cámaras demostró que la calidad de la masa rocosa es heterogénea, variando entre la Roca Buena (Tipo II-B), con un valor RMR de 65 (en la Cámara de Polea), y la Roca Regular (Tipo III-A), con un valor RMR de 55 (en la Cámara de Winche).
2. Se concluye que los parámetros de resistencia a nivel de la masa rocosa (incluyendo GSI, módulo de elasticidad E, cohesión C, y ángulo de fricción Φ) fueron calculados mediante metodologías aceptadas en la ingeniería práctica, la estimación de la magnitud de los esfuerzos in-situ se basó en una hipótesis geoestática (constante $K=1.0$), debido a que la labor se encuentra a una profundidad menor a 150 metros. Los esfuerzos principales se estimaron en 2.0 Mpa.
3. Se concluye que el modelamiento numérico con Phase2 validó la solución de soporte, confirmando que, si bien la opción de solo perno y malla proporciona un F.S. ligeramente superior a 1.1, la implementación de un soporte más rígido como el Shotcrete reforzado produce un incremento considerable del factor de seguridad en los bordes de la excavación ($F.S. > 1.1$), garantizando así el cumplimiento de los criterios de seguridad definidos y el análisis (utilizando $F.S. \geq 1.5$ para dimensionamiento) definió las dimensiones máximas seguras con sostenimiento, incluyendo la altura máxima de los Puentes, los cuales resultaron ser relativamente estables $C.S. \geq 1.7$.
4. Se concluye que el sostenimiento definitivo combina pernos helicoidales cementados de 22 mm de diámetro y 3 metros de longitud con Shotcrete de 3" de espesor reforzado con fibra de acero. Este diseño se dimensionó con una densidad de pernos adaptada a la calidad de la roca ($1.5 \times 1.5 \text{ m}^2$ para Roca Regular y $1.7 \times 1.7 \text{ m}^2$ para Roca Buena), siendo un diseño sistemático y robusto, apto para la larga vida útil requerida por la labor principal de izaje.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda al área de geomecánica implementar un diseño de sostenimiento diferenciado y específico que responda a las distintas calidades de roca identificadas (Roca Regular y Roca Buena), optimizando así el uso de materiales y garantizando estabilidad localizada.
2. Para futuros estudios en profundidades mayores o en entornos geológicos complejos, se recomienda al área de geomecánica complementar el análisis con mediciones in situ del campo de esfuerzos, a fin de mejorar la precisión de los modelos y evitar supuestos conservadores.
3. Se recomienda al área de geomecánica priorizar el uso de sistemas de soporte compuestos y rígidos (como la combinación perno-shotcrete), los cuales han demostrado ofrecer un desempeño superior en el control de deformaciones y en la garantía de factores de seguridad adecuados.
4. Para asegurar la efectividad del sostenimiento a largo plazo, se recomienda al área de geomecánica establecer programas de monitoreo geotécnico y control de calidad durante la instalación, así como evaluar periódicamente el estado de los elementos de soporte frente a fenómenos de degradación ambiental.

BIBLIOGRAFÍA

- Bieniawski, Z. (1987). *Engineering Rock Mass Classification, USA*.
- Cáceda Corilloclla, J. A. (2015). *Proyecto Pique Central para Explotación debajo de nivel 1400 - Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C*. Huancayo: Universidad Nacional del Centro del Perú.
- Calderón Quisrós, C. D. (2013). *Análisis, diseño y control geotécnico de la excavación del túnel y pozo vertical de la Descarga de Fondo del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón*. Costa Rica: INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN.
- Compañía de Minas Buenaventura. (2015). *Informe Final del Estudio Geomecánico del Proyecto Minero Tambomayo*. Tambomayo: Vicor Ingenieros.
- García Guzmán, S., & Gaz Carrasco, M. (2015). *Shotcrete - Guía chilena del hormigón proyectado*. Santiago: Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile.
- Hernández Sampieri, R., & Mendoza Torres, C. (2016). *Metodología de la investigación: Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. México: Mc Graw Hill Education.
- Janampa Espino, H. (2014). *Diseño y construcción del Pique 740" en la CIA. Minera Austria Duvaz S.A. para optimizar la producción"*. Ayacucho: Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.
- Marquez Olivera, G. C. (2018). *Geomecánica aplicada al diseño del sostenimiento para mejorar la estabilidad del nivel 730 - unidad minera San Cristóbal – Volcan 2016*. San Cristóbal: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.
- Quispe Espinoza, S. (2015). *Control de calidad en proyectos de infraestructura vial*. PerúVias.
- Rios Bartolo, R. (2019). *Evaluación geomecánica para la determinación del tipo de sostenimiento del macizo rocoso en los túneles carreteros Los Angeles*. Lima: Universidad Nacional Federico Villarreal.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016). *Manual de Diseño y Construcción de Túneles y Carreteras*. Mexico: Dirección General de Servicios Técnicos - México .
- Uchamaco Alanoca, W. B. (2019). *Evaluación geomecánica para determinar el diseño de sostenimiento en minería subterránea: caso Ana María - Rinconada*. Puno: Universidad Nacional del Altiplano.

- Valladolid Garcia, J. B. (2019). *Planeamiento y diseño de la profundización del pique 740 – nv 1750 al nv 1800 – Sociedad Minera Austria Duvas S.A.C.* Huacnayo: Universidad Nacional del Centro del Perú.
- Villalobos , S., Cacciari, P., & Futai, M. (2019). *Evaluación de la estabilidad alrededor de un túnel ferroviario usando los datos de un escáner láser y el análisis de elementos finitos.* Santiago de Chile: Revista ingeniería de construcción de Chile.

ANEXOS

