



UNIVERSIDAD NACIONAL  
"SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO"



FACULTAD DE INGENIERÍA MINAS GEOLOGÍA Y METALURGIA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MINAS

TESIS

APLICACIÓN DEL SISTEMA DE SOSTENIMIENTO DE ARCOS NORUEGOS  
PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD PERMANENTE DE LOS TÚNELES  
DEL POLVORÍN PRINCIPAL DE LA MINA PALLCA – CÍA MINERA SANTA  
LUISA S.A. – 2019

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO DE MINAS

Presentado por:

Bach: MOYA AGUILAR, Gilmer

Asesor:

M.Sc. Ing. TORRES YUPANQUI, Luis Alberto

HUARAZ – PERÚ

2020





**FORMATO DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN DE TESIS Y TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN,  
PARA OPTAR GRADOS ACADÉMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES EN EL REPOSITORIO  
INSTITUCIONAL DIGITAL - UNASAM**

Conforme al Reglamento del Repositorio Nacional de Trabajos de Investigación – RENATI.  
Resolución del Consejo Directivo de SUNEDU N° 033-2016-SUNEDU/CD

**1. Datos del Autor:**

Apellidos y Nombres: **MOYA AGUILAR GILMER**

Código de alumno: 072.0608.289

Teléfono: 947023065

Correo electrónico: **moya.gilmer@gmail.com**

DNI o Extranjería: 44443300

**2. Modalidad de trabajo de investigación:**

Trabajo de investigación

Trabajo académico

Trabajo de suficiencia profesional

Tesis

**3. Título profesional o grado académico:**

Bachiller

Título

Segunda especialidad

Licenciado

Magister

Doctor

**4. Título del trabajo de investigación:**

**"APLICACIÓN DEL SISTEMA DE SOSTENIMIENTO DE ARCOS NORUEGOS PARA  
GARANTIZAR LA ESTABILIDAD PERMANENTE DE LOS TUNELES DE POLVORIN  
PRINCIPAL DE LA MINA PALLCA – CIA MINERA SANTA LUISA S.A. - 2019"**

**Facultad de: Ingeniería de Minas, Geología y Metalurgia**

**6. Escuela, Carrera o Programa: Ingeniería de Minas**

**7. Asesor:**

Apellidos y Nombres: M.Sc. Ing. **Torres Yupanqui Luis Alberto**

Teléfono: 959985879

Correo electrónico: **latorresy@gmail.com**

D.N.I: 08085204

A través de este medio autorizo a la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, publicar el trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Institucional Digital, Repositorio Nacional Digital de Acceso Libre (ALICIA) y el Registro Nacional de Trabajos de Investigación (RENATI).

Asimismo, por la presente dejo constancia que los documentos entregados a la UNASAM, versión impresa y digital, son las versiones finales del trabajo sustentado y aprobado por el jurado y son de autoría del suscrito en estricto respeto de la legislación en materia de propiedad intelectual.

**Firma:** .....

**D.N.I**

44443300

Fecha: 18 / 11 / 20



## **DEDICATORIA**

*Quiero expresar mi gratitud a Dios, quien con su bendición llena siempre mi vida.*

*A mis queridos padres, Lucio Jovino Moya Ventura y Aida Aguilar Quedo quienes confiaron en mí, en quien encontré un incesante e indispensable apoyo moral y material en todo momento y lugar, quienes lucharon por forjar su anhelo expresado en mí ser, y me dan fuerzas para continuar, gracias a su comprensión y apoyo incondicional.*

*A mis hermanos y sobrinos a toda mi familia, que en todo momento son mi fuente de esmero y superación, las mismas que han hecho posible el logro de un nuevo objetivo en mi vida.*

*A quienes me apoyaron y alentaron en todo momento para hacer realidad el presente trabajo.*

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por brindarme salud e iluminarme con el conocimiento necesario para continuar con mis proyectos, y metas a seguir en mi vida.

A mis padres Lucio Jovino Moya Ventura y Aida Aguilar Quedo por su esfuerzo infinito y sacrificio incondicional que hicieron posible mi formación profesional.

Agradezco a mis padres, Lucio Jovino Moya Ventura y Aida Aguilar Quedo por su esfuerzo infinito y sacrificio incondicional y por enseñarme que la vida está llena de retos y de constante aprendizaje, por el amor que siempre me brindaron y mis hermanos por su apoyo en todo momento.

A la Compañía Minera Santa Luisa S.A., por permitirme el desempeño laboral dentro de sus unidades mineras y también por otorgarme las facilidades para el desarrollo de esta Tesis, un reconocimiento sincero a todo el personal de dicha Compañía que me apoyo en los distintos trabajos que me correspondió realizar.

A mi alma mater la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, y a la gloriosa Facultad de Ingeniería de Minas Geología y Metalurgia, por haberme acogido en sus aulas y la oportunidad de alcanzar uno de mis objetivos; a cada uno de los catedráticos de la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, que, con su experiencia, conocimiento y enseñanza, aportaron sus conocimientos en bien de mi formación académica y profesional.

A mis asesores Ingeniero Pedro Martin Maguiña Rodríguez, por sus enseñanzas y su apoyo incondicional para la ejecución del presente trabajo de investigación; al Ing. Luis Alberto Torres Yupanqui, por su orientación y colaboración.

***EL TESISISTA***

## RESUMEN

El presente Trabajo de Tesis titulado “APLICACIÓN DEL SISTEMA DE SOSTENIMIENTO DE ARCOS NORUEGOS PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD PERMANENTE DE LOS TÚNELES DEL POLVORÍN PRINCIPAL DE LA MINA PALLCA – CÍA MINERA SANTA LUISA S.A. – 2019” se ha realizado en la Mina Pallca, localizada en la Cordillera andina pertenece a los yacimientos de Pallca. Constituyéndose como una nueva inversión de Mitsui Mining & Smelting Co. Ltd. de Japón.

El Proyecto describe fundamentalmente de cómo se implementó un sistema de sostenimiento de ARCOS NORUEGOS para la estabilización permanente de dos túneles que son el nuevo polvorín principal de la mina, como sostenimiento definitivo en un macizo rocoso de tipo IV-A y IV-B. Con la aplicación de este tipo de sostenimiento se han podido atravesar terrenos muy críticos; que normalmente pueden requerir de cuadros metálicos como elemento de sostenimiento para poder continuar con el avance de la excavación subterránea de manera segura.

Además, el uso de este tipo de sostenimiento ha contribuido a la reducción de costos en cuanto al uso de materiales para sostenimiento y sobre todo una reducción en el tiempo que se demora en sostener una determinada área en comparación con el uso de los cuadros metálicos; lo cual trae como consecuencia que el avance de la excavación subterránea sea más fluida, mejorando de esta manera el ciclo de minado.

**Palabras clave:** Arcos Noruegos, Sistema de sostenimiento, Garantizar la estabilidad permanente, Túneles del polvorín principal.

## ABSTRACT

This thesis work entitled “APPLICATION OF THE ARCHES NORWEGAN SUSTAINMENT SYSTEM TO GUARANTEE THE PERMANENT STABILITY OF THE TUNNELS OF THE MAIN POLVORIN OF LA MINA PALLCA - CÍA MINERA SANTA LUISA S.A. - 2019” has been carried out in the Pallca Mine, located in the Andean Cordillera belongs to the Pallca deposits. Establishing itself as a new investment of Mitsui Mining & Smelting Co. Ltd. of Japan.

The Project fundamentally describes how a support system of ARCOS NORUEGOS was implemented for the permanent stabilization of two tunnels that are the new main powder magazine of the mine, as definitive support in a rock massif of type IV-A and IV-B. With the application of this type of support, very critical lands have been crossed; which may normally require metal frames as a support element in order to continue the progress of the underground excavation safely.

In addition, the use of this type of support has contributed to the reduction of costs in terms of the use of materials for support and, above all, a reduction in the time it takes to sustain a certain area in comparison with the use of metal frames; which results in the progress of underground excavation being more fluid, thereby improving the mining cycle.

**Keywords:** Norwegian arches, Support system, Guarantee permanent stability, Tunnels of the main magazine.



## INTRODUCCION

Como se sabe el mayor número de accidentes fatales en la industria minera tienen como causa principal la caída de rocas; de esto nace la importancia de un buen sostenimiento del macizo rocoso en una excavación subterránea de manera tal que esta contribuya a su estabilización.

El tipo de sostenimiento a usar en una excavación subterránea dependerá de muchos factores como son: características mecánicas de la roca, el campo de los esfuerzos in situ y también de la disponibilidad y costo de los diferentes tipos de sostenimiento. Evidentemente, los recursos que se destinan al estudio de la estabilidad de excavaciones, así como la calidad y cantidad de sostenimiento tiene que estar en relación con el tiempo durante el cual se pretende mantener la estabilidad.

Una excavación es una estructura de gran complejidad y las únicas herramientas de las que dispone el proyectista son unos modelos para ayudar a los fenómenos que se conjugan para lograr la estabilidad de la excavación.

Por lo general estos modelos solo se podrá usar para analizar determinado fenómeno a la vez, por ejemplo, la influencia de discontinuidades estructurales o de grandes esfuerzos de la roca sobre la excavación.

Aunque sea imposible prever todas las circunstancias geológicas que pueden dar lugar a problemas durante las excavaciones, está bien claro que no hay que ahorrar esfuerzos razonables para obtener una idea clara de las características del macizo en los inicios de cualquier proyecto. Esto implica que en todo proyecto de excavación subterráneo habrá que conceder la cantidad suficiente de recursos, tanto económico como de trabajo, y el tiempo suficiente para la recolección de datos geológicos y la investigación de campo. De no ser así, no habrá base adecuada para el diseño, lo que podrá resultar muy costoso cuando se presenta problemas inesperados en las etapas posteriores.

Por varias décadas fue común el uso de arcos de acero y revestimiento de concreto para el refuerzo de túneles y otras excavaciones subterráneas, actualmente en la minería por el alto costo de estos elementos y la demanda de un factor de seguridad bastante alto han sido reemplazados por otros métodos de sostenimiento de rápida aplicación y de menor costo como son el uso de sostenimientos combinados empleando los Arcos Noruegos, estamos convencidos de que la técnica propuesta denominada llegará a ser el sistema de sostenimiento determinante en el futuro. Se acusa muchas veces a la pobre roca de una estabilidad insuficiente lo que en realidad se tiene no es más que el resultado de una voladura hecha sin cuidado. En la presente tesis se hará una descripción de los tipos de sostenimiento que aplica la Cía. Minera Santa Luisa S.A.– Mina Pallca como son: pernos

cementados, concreto lanzado o shotcrete; cuadros metálicos y los Arcos Noruegos (sostenimiento definitivo); demostrando además que el sostenimiento con Arcos Noruegos, reemplazan al sostenimiento con cuadros de acero.

El uso de los Arcos Noruegos como sostenimiento permanente ha dado muy buenos resultados en la Mina Pallca; debido a que gracias a ellas se han podido atravesar terrenos muy críticos. Además, el uso de este novedoso método de sostenimiento ha contribuido a la reducción de costos y hace que el avance de la excavación subterránea sea más fluido y seguro.

## INDICE

<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>ii</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>iii</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>v</b>
<b>INTRODUCCION</b> .....	<b>vi</b>
<b>CAPITULO I</b> .....	<b>1</b>
<b>GENERALIDADES</b> .....	<b>1</b>
1.1 ENTORNO FISICO.....	2
1.1.1 Ubicación y Vías de Acceso.....	2
1.1.2 Vías de acceso.....	2
1.1.3 Topografía.....	2
1.1.4 Fisiografía.....	2
1.1.5 Recursos naturales.....	3
1.2 ENTORNO GEOLOGICO.....	3
1.2.1 Geomorfología.....	3
1.2.2 Geología Regional.....	3
1.2.3 Geología Local.....	5
1.2.4 Geología Estructural.....	6
1.2.5 Geología Económica.....	7
1.2.6 Orientación de las Estructuras Mineralizadas.....	8
1.2.7 Geometría de las Estructuras Mineralizadas.....	8
1.2.8 Tipos de Mineralización.....	8
1.3 METODO DE EXPLOTACIÓN.....	9
1.3.1 Estructura de la Mina.....	9
1.3.2 Método de Minado.....	10
1.2.3 Operaciones Unitarias.....	12
<b>CAPITULO II</b> .....	<b>14</b>
<b>FUNDAMENTACIÓN</b> .....	<b>14</b>
2.1 MARCO TEORICO.....	14
2.1.1 Antecedentes de la Investigación.....	14
2.1.2 Definición de Términos.....	16
2.2 FUNDAMENTACION TEORICA.....	18

2.2.1 MODELO GEOMECANICO .....	18
<b>CAPITULO III.....</b>	<b>103</b>
<b>METODOLOGÍA.....</b>	<b>103</b>
<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>103</b>
3.1 PROBLEMA DE INVESTIGACION .....	103
3.1.1 Descripción de la Realidad Problematica.....	103
3.1.2 Formulación del Problema .....	104
3.1.3 Delimitación .....	105
3.1.4 Objetivos .....	106
3.1.5 Justificación e Importancia .....	106
3.1.6 Alcances .....	106
3.2 HIPOTESIS.....	107
3.2.1 Hipótesis General .....	107
3.2.2 Hipótesis Especifica.....	107
3.3 IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE VARIABLES.....	107
3.3.1 Variable Independiente .....	107
3.3.2 Variable Dependiente .....	107
3.4 METODOLOGÍA .....	107
3.4.1 Tipo de Investigación .....	107
3.4.2 Nivel.....	107
3.4.3 Método.....	108
3.4.4 Técnicas de Instrumentación de Recolección de Datos.....	108
3.4.5 Población y Muestra .....	109
<b>CAPITULO IV .....</b>	<b>111</b>
<b>RESULTADO DE LA INVESTIGACION.....</b>	<b>111</b>
4.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD Y PROCESAMIENTO DE DATOS .....	111
4.2 ANALISIS E INTERPRETACION DE LA INFORMACION .....	111
4.2.1 Caracterización Geomecánica del Macizo Rocoso .....	111
4.2.2 Características de los Túneles.....	113
4.2.3 Condiciones Geomecánicas Según Bieniawski .....	113
4.2.4 Condición Estructural.....	116
4.2.5 Resistencia de la Masa Rocosa.....	118
4.2.6 Esfuerzos In-situ .....	121

4.2.7 Análisis de los Arcos Noruegos .....	122
4.2.8 Definición de las Propiedades del Material .....	123
4.2.9 Análisis de la Estructura del Arco Noruego.....	126
4.2.10 Análisis de Estabilidad Estructuralmente Controlado.....	130
4.2.11 Análisis de Estabilidad Basado en Análisis de Esfuerzo-Deformación .....	133
4.2.12 Estimación del Sostenimiento Mediante Métodos Empíricos.....	137
4.3 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	139
4.3.1 ANALISIS DE COSTOS.....	139
4.4 APORTE DEL TESISISTA .....	141
4.4.1 CONTROL GEOMECÁNICO - PRUEBAS DE TRACCIÓN DE PERNOS.....	141
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>143</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>144</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>145</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>1</b>

## **CAPITULO I**

### **GENERALIDADES**

El yacimiento minero Pallca, propiedad de Cía. Minera Santa Luisa, es un yacimiento de tipo meta somático de contacto en Skarn de Pb, Zn, en las calizas de la formación Santa y Pariahuanca del cretáceo Inferior, siendo la Mitsui Mining Smelting Ltda. Subsidiaria del Japón quien realiza las investigaciones geológicas.

En sus inicios la fase de exploración inicia el año 1994, con la construcción de la carretera Chiuroco hasta la quebrada Uhuan, luego a la quebrada de Berlín, donde se viene realizando los trabajos de explotación.

La mina Pallca inicia sus operaciones el 19 de marzo de 2006 con una producción de 200 tn/día, de mineral de Pb, Zn siendo el mineral de Zn el predominante, el presente año se tiene estimado tener una producción de 300 Tn/día, el cual es enviado a Huanzala mediante volquetes.

En la actualidad las instalaciones de la mina Pallca cuenta con 03 niveles principales (Nv 4000, Nv 4400 y Nv 4600), por donde se accesa a las labores de explotación, de los cuales el Nv 4000 es el nivel principal de extracción.

Las labores de mina están integradas entre sí mediante rampas y cruceros principales.

## **1.1 ENTORNO FISICO**

### **1.1.1 Ubicación y Vías de Acceso**

La mina Pallca está ubicada en el flanco oeste de la cordillera de Huayhuash. Políticamente pertenece a la localidad de Llamac, Distrito de Pacllón, Provincia de Bolognesi, departamento de Ancash. Está aproximadamente a una altura comprendida entre los 3800 a 5000 m.s.n.m.

Sus coordenadas UTM son los siguientes:

8'870,249.380N

285,497.220E

### **1.1.2 Vías de acceso**

Está situado a 210 Km al Norte de Lima y a 40Km al Sur de la mina Huanzalá de la Cía. Minera Santa Luisa S.A. subsidiaria de Mitsui Mining Smelting Ltda.

Es accesible desde la ciudad de Lima por la Panamericana Norte (567Km) hasta Pativilca (carretera asfaltada) de 205Km, luego se continúa por la ruta de acceso Huaraz a Conococha 235Km (carretera asfaltada). El tramo de Conococha – Huanzalá – Huallanca 85 Km (carretera asfaltada), luego la vía de acceso de Huallanca – Pallca 42 Km (carretera afirmada).

Desde las oficinas del campamento a las instalaciones de la mina es de 5 Kms. (Trocha carrozable). VER ANEXO N°01.

### **1.1.3 Topografía**

La mina Pallca está ubicado sobre quebrada formado por el río Huayhuash, siendo esta zona accidentada por la cual es muy difícil encontrar terrenos planos en gran extensión: los cerros que lo rodean tienen una pendiente muy elevada, debido a la topografía accidentada, el acceso de las diferentes labores mineras, son en su mayoría carreteras en zig – zag.

### **1.1.4 Fisiografía**

La zona de estudio presenta un paisaje accidentado como expresión de un paisaje típicamente glaciar donde sobresale la cordillera del Huayhuash, con sus picos y nevados como el Yerupaja, Jirishanca, Rondoy, Rasac entre otros. La morfología es típico de valles glaciares, en las que resaltan la presencia de un conjunto de lagunas:

Rasac, Solterococha, Jahuacocha, Rondoy, etc. las que dan origen a los ríos Rondoy y Achin con un perfil en forma de “U”.

### 1.1.5 Recursos naturales

#### A. Clima

Se caracteriza por presentar un clima frío, con precipitaciones relativamente estacionales y temperaturas medias mensuales que varían entre 5.8°C y 8.8°C.

La temperatura fue evaluada por información obtenida de tres (03) estaciones meteorológicas: Pallca, Chiquián y Lampas ubicadas en el departamento de Ancash, provincia de Bolognesi donde se encuentran las dos primeras estaciones, y la última en la provincia de Recuay. En estas estaciones se reportaron una temperatura media anual de 9.1, 12.1, 5.6 °C respectivamente, para distintos periodos de registros detallados del año 2000 hasta 2010 y resumido en la tabla N° 01.

**TABLA N° 01:** Estaciones con Registro de Temperatura Media Anual.

Estación	Ubicación			Coordenadas		Altitud	Temp. Media Anual °C
	Dep.	Provincia	Distrito	Long.	Lat.	msnm	
<b>Pallca</b>	Ancash	Bolognesi	Paclón	76° 56' 49	10° 11' 29	4050	9.1
<b>Chiquián</b>	Ancash	Bolognesi	Chiquián	77°09' 01"	10°09' 01"	3382	12.1
<b>Lampas Alto 2</b>	Ancash	Recuay	Catac	77°147 01"	10°07 1"	4150	5.6

**FUENTE:** Estación Pallca, Estación Chiquián y Estación Lampas Alto 2.

## 1.2 ENTORNO GEOLOGICO

### 1.2.1 Geomorfología

La zona de estudio presenta un paisaje, típicamente glaciar donde sobresale la cordillera de Huayhuash, con sus picos y nevados como el Yerupajá, Jirishinca, Rondoy, Rasac, entre otros.

El área lo constituyen principalmente cinco quebradas que conforman el drenaje principal de la zona, sus causas son un tanto estrechos debido a la actividad tectónica.

### 1.2.2 Geología Regional

En el área de explotación del proyecto Pallca está situado en el ramal occidental en depósitos del Cretáceo. Las rocas sedimentarias son de edades Pre Albinos – Albino. Conformado por los grupos Goyllariquisga y Machay.



Estratigráficamente la región se halla dominado por la presencia de rocas sedimentarias que van desde el jurasico superior, formación Chicama hasta el terciario medio, volcánicos Tsacra.

**a) Grupo Goyllarisquizga**

**i) Formación Chimú**

Estratigráficamente es la formación más antigua de la región está constituido por ortocuarcitas de color gris claro a blanco, de grano medio, compacta y masiva con intercalaciones de lutitas de color negro en los niveles inferiores presenta horizontes de carbón característicos de esta formación.

**ii) Formación Santa**

Yace concordante sobre la formación Chimú, consiste en sedimentos marinos fosilíferos conformadas por calizas gris-azuladas, el espesor de sus estratos varía desde 0.1m a 1.0m; algunas veces pueden presentar concreciones de Chert. Es notoria también la presencia de pequeños estratos de lutitas negras y areniscas grises.

**iii) Formación Carhuaz**

La formación yace concordante sobre la formación Santa y es seguida en igual relación por la formación Farrat, consiste principalmente de sedimentos alterados de lutitas arenáceas laminadas de color gris oscuro a marrón mientras que las areniscas presentan una coloración gris pálido a marrón de grano fino a medio.

**iv) Formación Farrat**

Se presenta al tope del Grupo Goyllarisquizga y constituye la unidad más discreta cuyo grosor es mínimo, yace directamente sobre la formación Carhuaz conformadas por cuarcitas areniscas laminadas de color gris pálido a blanco de grano medio a grueso con algunas intercalaciones de lutitas arenáceas.

**b) Grupo Machay**

**i) Formación Pariahuanca o Inca**

Esta formación está constituida por calizas macizas compactas de grano medio a fino presenta una coloración gris-azulado en estratos de 1.0 a 2.0m de espesor algunas veces presentan una ligera apariencia rugosa y cuando esto sucede puede asemejarse

a las calizas del santa, también se pueden observar intercalaciones delgadas de areniscas, lutitas y cuarcitas.

#### **ii) Formación Pariatambo**

Esta formación está conformada mayormente de sedimentos alterados lutitas negras y calizas bituminosas de color gris – oscuro a negro con contenidos de fósiles. Son frecuentes las intercalaciones de las calizas en estratos delgados.

#### **iii) Formación Jumasha**

Esta constituido de sedimentos marinos calizas dolomíticas masivas de colores que van desde marrón naranja a marrón amarillento y gris.

### **c) Rocas Ígneas**

#### **i) Rocas Volcánicas Extrusivas**

Las diversas rocas volcánicas tales como el Tscara, Puscanturpa, volcánicos del grupo Calipuy se encuentran ampliamente distribuidos y erosionados. Estas rocas volcánicas son litológicamente variables pero la mayor parte de ellos presentan una textura afanítica a porfírica de color gris verdoso y se encuentran compuestos de derrames lávicos y brechas de andesitas, dacitas y tobas de coloración muy variable.

#### **ii) Rocas Plutónicas Intrusivas**

En diversas áreas de la región se han reconocidos cuerpos intrusivos en sus diferentes formas como: stock, diques, sill, etc. su composición varía desde granodiorita, tonalita pórfido granítico y pórfido cuarcífero. Estas rocas en su mayoría presentan una textura equi-granular muy definida.

### **1.2.3 Geología Local**

En el área de estudio, se han identificado cuatro diferentes tipos litológicos, se pueden nombrar en su orden de importancia en cuanto a su presencia a: La Caliza, principal tipo de roca (de la Formación Santa en la Zona de Berlín y de la Formación Pariahuanca en la zona de Culebra mina); el skarn, producto del reemplazamiento metasomático para el emplazamiento del mineral; las lutitas, presente como intercalaciones entre las calizas; y el Pórfido cuarcífero, correspondiente a las rocas intrusivas.

Las Calizas de la Formación Santa, suprayacendo a la Formación Chimú, presentan pequeñas intercalaciones de lutitas negras, estas constituyen

la principal zona de mineralización. La formación Santa se encuentra ampliamente expuesta sobre todo en la zona de Berlín.

Las areniscas y lutitas de la formación Carhuaz presentan una coloración gris – oscuro a marrón de grano fino a medio.

Ortocuarcitas de la formación chimú de color blanco de granulometría medio-grueso.

Cuarcitas de la formación Farrat representa al tope del grupo Goyllarizquisga, se encuentra encima de la formación Carhuaz, presenta color blanco de grano medio a grueso.

Calizas masivas de la formación Pariahuanca intercaladas con Lutitas y ocasionalmente con areniscas.

En el área de Pallca se han diferenciado cuatro Stocks que constituyen el Complejo Culebra, desde el más antiguo al más joven son: de Cuarzo Porfírico, Granodiorita, Granito Porfírico y Tonalita que se emplazan entre el anticlinal de Pallca y el sinclinal de Culebra.

#### **1.2.4 Geología Estructural**

La secuencia sedimentaria presente en el área de Pallca ha sufrido una fuerte deformación debido a la orogenia Andina trayendo como resultado de estos la formación de: pliegues, fallas, fracturas, etc.

El área está constituida por la presencia de dos anticlinales y tres sinclinales. Los ejes de los sinclinales se ubican en la zona de Asia, Rasac y Culebra; y los ejes de los Anticlinales se encuentran en Pallca y Paria.

##### **1.2.4.1 Fallas**

Se pueden diferenciar dos sistemas de fallas inversas, en orden cronológico, se tiene:

- A. Fallas transversales de rumbo, sistema NE – SW y buzamiento al NW entre 70 a 85°.

**B.** Fallas longitudinales de salto vertical paralelo al rumbo de los estratos con buzamientos entre 80° y 90° a lo largo de toda el área de estudio.

En forma esporádica se observa reactivaciones tardías de algunas fallas encontrándose desplazamientos muy cortos observados en los niveles de preparación con la que se cuenta en la actualidad.

#### **1.2.4.2 Fracturamiento**

Mientras que las fisuras en las rocas son más abundantes cerca de la superficie y principalmente en la formación Carhuaz y casi todos tienen una orientación promedio N 65° – 75° y buzamiento 75° – 83° NW.

#### **1.2.5 Geología Económica**

Los cuerpos mineralizados de Pb, Zn, Cu, Ag son considerados de origen hidrotermal originados por reemplazamiento metasomático de contacto (exoskarn) en las calizas de las formaciones Santa, Carhuaz y Pariahuanca en las cuales se encuentran localizados importantes cuerpos mineralizados.

En la zona mineralizada de Berlín, dentro de las formaciones Santa y Carhuaz, existen al menos ocho zonas de mineralización. En forma ascendente desde la formación Chimú se tienen en la formación Santa: V1, V2, V3P, V3T, V4. Sobre formación Carhuaz: V5, V6 y V7. De las 8 vetas reconocidas en la zona de Berlín los de mayor importancia son: V3P, V3, V3T y V4.

Las estructuras mineralizadas del yacimiento de Pallca se presentan en forma estratiforme lenticular masiva diseminada. Los cuerpos mineralizados de Pb, Zn, Cu, Ag. Presentan una orientación y buzamiento paralelos al de los estratos y en promedio es de N 30° W y buzamiento de 60° a 80° al W Los promedios de las potencias de las zonas de mayor importancia oscilan entre 2 y 12 metros, las extensiones del rumbo y buzamiento entre 50 y 150m y entre 50 y 500m respectivamente. Los mantos se formaron cerca al contacto skarn-caliza, lejanos del cuarzo porfirítico, con un rango muy variable en espesor y con un promedio de 10% de Zn.

Los principales minerales de mena son: Esfalerita, Galena, Calcopirita, Argentita y Molibdeno. Como minerales de ganga se tiene: Pirrotita, Pirita, Magnetita, grosularia, clorita, epidota, augita, diópsido, calcita, limonita y hematita.

#### **1.2.6 Orientación de las Estructuras Mineralizadas**

El rumbo y buzamiento en la zona mineralizada de Berlín son prácticamente paralelos a los estratos, siendo el rumbo promedio  $N30^{\circ} W$  y el buzamiento entre  $60^{\circ}$  y  $80^{\circ} W$ . Los promedios de las potencias de las zonas de mayor importancia oscilan entre 2 y 12 metros, las extensiones del rumbo y buzamiento entre 50 y 150m y entre 50 y 500m respectivamente. Se infiere que próximo a una altura entre 4,000 y 4,100 m.s.n.m. ocurre el lanteamiento, aunque no se ha verificado con certeza las condiciones en la parte inferior de la zona de mineralización.

En la zona de Culebra mina los rumbos de las zonas mineralizadas abarcan entre  $N20^{\circ}$  y  $50^{\circ} W$  y sus buzamientos entre  $60^{\circ}$  y  $80^{\circ}$ . La extensión de los cuerpos mineralizados oscila entre 0.3 y 12m, siendo los promedios de potencia horizontal entre 2 y 9m, en dirección al rumbo aproximadamente 50m, y se infiere que en dirección al buzamiento unos 200m.

#### **1.2.7 Geometría de las Estructuras Mineralizadas**

Las estructuras mineralizadas del yacimiento de Pallca se presentan en forma estratiforme lenticular masiva diseminada. Los cuerpos mineralizados de Pb, Zn, Cu, Ag. Presentan una orientación y buzamiento paralelos al de los estratos y en promedio es de  $N 30^{\circ} W$  y buzamiento de  $60^{\circ}$  a  $80^{\circ}$  al W Los promedios de las potencias de las zonas de mayor importancia oscilan entre 2 y 12 metros, las extensiones del rumbo y buzamiento entre 50 y 150m y entre 50 y 500m respectivamente. Se infiere mientras que la mineralización del Mo presenta una estructura en Stock work en la cual se aprecia gran cantidad de venillas de Mo.

#### **1.2.8 Tipos de Mineralización**

En Pallca se encuentran por lo menos tres estilos distintos de mineralización:

- 1) En Skarn que contiene granate más esferita (marmatita) más galena más diseminaciones de oro.

2) En venillas de Cuarzo-Molibdenita centradas en el stock de cuarzo porfirítico, y algunas extensiones hacia el skarn y las cuarcitas adyacentes.

3) En Venillas de pirita-esfalerita-galena más pirrotita que cortan el skarn, al cuarzo porfirítico y a la granodiorita.

### **1.3 METODO DE EXPLOTACIÓN**

**Aspectos de Minado** El minado de las estructuras mineralizadas en la Zona de Berlín de la Mina Pallca se lleva a cabo utilizando el método de corte y relleno ascendente en breasting con relleno convencional (detrítico).

#### **1.3.1 Estructura de la Mina**

##### **i) Rampas:**

Las rampas son las principales excavaciones de acceso y servicios para las labores de explotación. Por estas transitan los equipos utilizados para el minado. Los Dumpers, transportan mineral desde los tajeos a chimeneas de transferencia (Ore Pass) para su evacuación con volquete desde las galerías principales hacia superficie. Son construidas con sección de 4.5 m x 3.8 m y con gradiente máxima de 15%.

Dichas rampas generalmente son construidas en la caja piso y en la parte central de cada tajeo. El sostenimiento empleado está compuesto por pernos tipo barras helicoidales de 2.25m, en algunos tramos según el requerimiento se emplea shotcrete de 2”.

##### **ii) Cruceros:**

También conocidos en Mina Pallca como Galerías principales, son construidos desde superficie en dirección hacia la veta, a partir de ellos, se construyen las rampas para continuar la explotación en los diferentes niveles. Tienen sección aproximada de 5.0 m x 3.8 m. El sostenimiento es con pernos de roca tipo barras helicoidales de 2.25m, en algunos tramos según el requerimiento se emplea shotcrete de 2”.

##### **iii) Accesos:**

Son las excavaciones que comunican a las rampas con los tajeos. Parten desde las rampas en forma de brazos hasta llegar a la veta, a medida que la explotación va ascendiendo, estos accesos se van modificando según los requerimientos del minado.

A través de estos accesos se moviliza el personal y los equipos, además de los servicios de transporte de mineral y otros. La sección aproximada es de 4.0 m x 3.8 m y con gradientes de 15%. El sostenimiento se realiza con pernos tipo barras helicoidales de 2.25m.

### **1.3.2 Método de Minado**

Para la explotación de las estructuras mineralizadas en la UEA Berlín actualmente se utiliza el método de minado corte y relleno ascendente. El minado se realiza a manera de cortes (tajeos) mediante “Breasting” (VER ANEXO N°02). Consiste en extraer el mineral por medio de frentes (Sub Niveles de preparación) con secciones de 3.8 m de altura, por el ancho correspondiente a toda la potencia del mineral. Luego de extraer todo el mineral de este Subnivel, se rellena completamente la longitud del subnivel, dejando una luz de 0.50m, para posteriormente proceder con el realce del acceso y dar inicio al tajeo con un nuevo corte.

Se han probado otras variantes de explotación, como el corte y relleno ascendente mediante “banqueo” (conocido también como taladros largos). Consiste: a partir de la galería (subnivel) construida en la estructura mineralizada se perforan taladros verticales hacia abajo de 12 m de longitud, comunicando a un subnivel o galería inferior, una vez acumulados son disparados previamente haber construido la cara libre. El mineral disparado es evacuado por el subnivel o galería inferior, los espacios vacíos son rellenos con material detrítico a medida que se extrae el mineral. El método de minado aquí descrito, en ciertas condiciones de minado es altamente productivo y rentable; sin embargo, dada la ocurrencia de la mineralización, la dilución del mineral es alta.

#### **a) Labores Mineras de Desarrollo**

Las labores de desarrollo se preparan en zona estéril y es paralelo a los cuerpos mineralizados en rumbo para su fácil acceso.

Las rampas principales cumplen el propósito para el traslado de equipos, personal, instalación de servicios auxiliares, futuras exploraciones, etc. El crucero principal se está desarrollando con el fin de llegar al yacimiento Culebra, este crucero tendrá una

longitud de 3 kilómetros y tiene una gradiente positiva de 10%. Estas labores son permanentes por lo cual es sostenimiento también debe ser adecuado.

- ✓ Rampas: Son de sección 4.50 m x 3.80 m, con una gradiente de positiva de 15%.
- ✓ Crucero: Es de sección 5.00 m x 4.00 m, con una gradiente positiva de 10%.

#### **b) Labores Mineras de Preparación**

Las labores de preparación se realizan desde las labores de desarrollo, rampas principales y/o crucero según el requerimiento de la producción; estas labores pueden ser inclinadas y horizontales dentro de las especificaciones técnicas.

- ✓ Subniveles: Son de sección 4.00 m x 3.00 m, con una gradiente positiva de 1%
- ✓ Rampas auxiliares: Son de sección 4.50 m x 3.80 m, con una gradiente de 15% (puede ser positiva o negativa).

También se construyen chimeneas con el propósito de emplearlos como chimenea de mineral, relleno o ventilación (también se pueden usar como chimenea de servicios). Estas chimeneas se construyen con Raise Borer de un diámetro de rimado de 1.5m.

La longitud de las chimeneas varía de acuerdo con la necesidad y por lo cual puede alcanzar longitudes aproximadas de 380 metros.

\*Nomenclatura de las chimeneas

WR: Chimenea de desmonte

VR: Chimenea de ventilación

OR: Chimenea de mineral

#### **c) Labores Mineras de Explotación**

Estas labores se realizan tajeos en breasting para extraer blocks de mineral. También se realiza acceso a la veta, ya sea a los extremos o por medio del cuerpo mineralizado, con una gradiente de negativa de 15% para una vez accesado al mineral rebatirlo. En las labores de explotación el sostenimiento es sistemático y temporal.

- ✓ Accesos: Son de sección 4.00 m x 3.00 m, con una gradiente de negativa de 15%.
- ✓ Tajeos: Son de sección 4.00 m x 3.50 m, con cara libre de 0.50 m.



### **1.2.3 Operaciones Unitarias**

#### **a) Perforación y Voladura**

La perforación en breasting, se realiza con Jumbos Electro-hidráulicos de dos brazos y barras de 14 pies, usando una malla triangular o cuadrada con salida hacia la cara libre, dejada por el corte inferior. El agente explosivo usado es el ANFO, el cual es cargado neumáticamente, como cebo o iniciador de la columna de ANFO se usa EMULSION (Emulnor 3000). Así mismo, los cebos son activados por el fulminante N° 12 de la manguera FANEL lo que a su vez permite distribuir el tiempo de detonación de los taladros. Se usa PENTACORD 3P (CORDON DETONANTE) para iniciar los FANELES y MECHA DE SEGURIDAD con fulminante N°06 para el chispeo.

#### **b) Sostenimiento**

El sostenimiento utilizado para la estabilidad del terreno consiste básicamente en la instalación de pernos helicoidales de 2.25m con lechada de cemento, agregando aproximadamente 12.5Lts de Agua por cada bolsa de cemento, cabe resaltar que los pernos son instalados sin placa, la placa se usa de acuerdo a las condiciones estructurales de la roca con respecto a la orientación de la excavación. En tajos con aberturas considerables superior a 6.0m se usa fierro corrugado a manera de pernos de 4.0m de longitud con lechada de cemento. El espaciamiento varía de 1.20m a 1.70m de acuerdo con las características de la masa rocosa. Así mismo, se usa malla electro-soldada de 2" de cocada. Muy puntualmente, el uso de shotcrete con espesores que varían de 2" a 3". Finalmente, en terrenos de mala a muy mala calidad se están usando elementos de pre-refuerzo, ForePilling o Spilling bar con posterior aplicación de shotcrete. Cabe resaltar que a pesar de una buena condición de roca en Mina Pallca se cumple la consigna DISPARO – SOSTENIMIENTO.

#### **c) Limpieza y acarreo de mineral**

Para la limpieza del mineral de los tajos se utilizan scoops diésel de 6yd<sup>3</sup>, los cuales cargan este material directamente a chimeneas de transferencia (Ore Pass), para su posterior carguío a los volquetes para finalmente transportarlo hasta la superficie donde son descargados en una cancha de almacenamiento de mineral.

#### **d) Relleno**

Una vez completada la explotación de mineral en los tajos, se procede a rellenar, para ello se usa material de desmonte el cual es habilitado de las labores en preparación, sea rampas o accesos; de lo contrario, se usa material de canteras desde superficie. Se debe procurar de confinar adecuadamente el relleno en los vacíos (topear), para evitar el menor desplazamiento posible del terreno. VER ANEXO N° 03.

## CAPITULO II

### FUNDAMENTACIÓN

#### 2.1 MARCO TEORICO

##### 2.1.1 Antecedentes de la Investigación

Compañía minera Santa Luisa en dos de sus unidades de producción viene usando para el sostenimiento de las labores pernos no tensionados por adherencia: barras de acero helicoidal de 2.25m de longitud y 19 mm de diámetro con lechada de cemento; además, shotcrete variando el espesor en función de la calidad del terreno.

En mina Pallca Unidad Económica (UE) Berlín actualmente viene produciendo un promedio de 8500 TM/mes de plomo y zinc, paralelo a ello se viene realizando dos túneles como infraestructura una para el almacenamiento de los accesorios de voladura y la otra para el almacenamiento de los agentes de voladura donde terminada la construcción de esta será el polvorín principal de la mina.

Al realizar la ejecución de los túneles se detectó lo siguiente:

- ✓ Terreno de mala calidad geomecánica.
- ✓ Presupuesto insuficiente para la instalación de sostenimiento Pasivo.
- ✓ Los túneles son labores permanentes por lo tanto su tiempo de vida útil es elevado.

- ✓ Los recursos de sostenimiento utilizados no garantizan la estabilidad de los túneles a largo plazo.
- ✓ La necesidad de una solución inmediata para el refuerzo permanente del túnel, para que el proyecto se culmine en el tiempo programado.

De la Cruz J. (2018); en su tesis: “Ventajas técnico económicas del shotcrete reforzado con fibras de acero, comparado con el sostenimiento estructural, en labores mineras de tipo de roca IVA – IVB, según RMR en la unidad minera Carahuacra, E.U.A Yauli, Volcan Compañía Minera S.A.A” dice que: Actualmente, el shotcrete es un elemento de sostenimiento usado cada vez con mayor frecuencia en la minería subterránea, Volcan Compañía Minera S.A.A. no ajeno a ello, aplica la tecnología de concreto para generar una adecuada estabilización del macizo rocoso; sin embargo, cuando este es de baja calidad (roca tipo IV A – IV B) según RMR, obliga a incrementar su dimensionamiento (sostenimiento estructural) para garantizar la estabilidad de la labor, dilatando el tiempo de instalación del sostenimiento y el ciclo de minado, generando un incremento en el costo del mismo.

Peña M. y Zavala M. (2015); en su tesis: “Estudio Geomecánico en la construcción de la cortada Choquechampi, para la elección óptima del tipo del sostenimiento – Distrito de Colquemarca – Cusco” dice que: La aplicación de programas computacionales como son el DIPS, ROCLAB, PHASES, nos permitieron una simplificación del proceso de caracterización de los macizos, tipología estructural, modelamiento y clasificación de los macizos rocosos en el lugar del estudio, así mismo la previsión de futuros refuerzos de la cortada.

Tapia J. (2017); en su tesis: “Diseño y aplicación del shotcrete vía húmeda como elemento de sostenimiento en labores mineras – Inpecon sac – mina Chipmoccia minera Buenaventura unidad Orcopampa” dice que: En la evaluación del macizo rocoso de la mina Chipmoccia, cuenta con dos zonas, Prometida y Nazareno, donde la zona alta de Prometida se caracteriza por el tipo de roca IIIA a IIIB y la zona de profundización de Prometida se caracteriza por roca IVA a IVB con presencia de filtración de aguas ácidas. La zona alta de Nazareno se caracteriza por el tipo de roca IIIB a IVA y la zona de profundización IVA a IVB.

Roldan A. (2018); en su tesis: “Evaluación del soporte preventivo con shotcrete y fibra de acero aplicado en macizos rocosos inestables en la Mina Animon – Cia. Minera Volcan S.A Cerro de Pasco - 2016” dice que: Como resultado el sostenimiento en las labores mineras es mayormente con concreto lanzado “shotcrete” vía húmeda. Así también, involucra la problemática teniendo en consideración que para cada tipo de roca y condiciones se haya establecido un sostenimiento diferente, el mismo que

será evaluado geomecánicamente, considerando tipo de roca, sección abierta, tiempo de exposición y nivel de alteración del terreno.

Gutierrez E. (2019); en su tesis: “Aplicación de sostenimiento activo y pasivo en etapas iniciales de la operación para mejorar la estabilidad y la seguridad, unidad minera El Porvenir empresa INCIMMET” dice que: Se realizaron una serie de trabajos para su aplicación. Se identificaron las condiciones de las labores mineras presentes y consecuentemente las futuras labores mineras subterráneas de la operación mina (por separado y de forma combinada), para comprender mejor los procesos que en ellos tienen lugar, y poder determinar aquellas variables de aplicabilidad que sean más idóneas para la estabilidad de la operación de las labores mineras.

### 2.1.2 Definición de Términos

- ❖ **Geomecánica:** Rama de la ciencia encargada de estudiar las condiciones del macizo rocoso, para así poder determinar adecuadamente el sostenimiento oportuno que requiere al realizarse las operaciones mineras.
- ❖ **Macizo rocoso:** Es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales.
- ❖ **Matriz rocosa:** Es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral.
- ❖ **Caracterización:** Es el proceso de designar la calidad del macizo rocoso basado en números y técnicas descriptivas de los rasgos que se presentan en cada macizo rocoso.
- ❖ **Sostenimiento:** Empleando los principales métodos de sostenimiento de mina como son. Pernos, Split set, enmallado y cuadros de madera. Tiene como objeto mantener la estabilidad de la roca en todas las labores, siendo de suma importancia de trabajo ya que garantiza el desarrollo de todo tipo de actividades de la operación minera y la finalidad principal del sostenimiento es evitar la caída de rocas, bancos y planchones del techo o laterales de la caja.
- ❖ **Dureza:** La dureza de las rocas es el principal tipo de resistencia a superar durante la perforación, cuando se logra la penetración inicial el resto de las acciones se desarrollan más fácilmente.

- ❖ **Resistencia:** Se llama resistencia de una roca a la porosidad de oponerse a su destrucción bajo una carga exterior, estática o dinámica. Las rocas oponen una resistencia máxima a la compresión, La resistencia a la atracción no pasa de un 10% a 15% de la resistencia a la compresión esto se debe a la fragilidad de las rocas a la gran cantidad de defectos locales e irregularidades que presentan, depende fundamentalmente de su composición mineralógica.
- ❖ **Estructura:** Las propiedades estructurales de los macizos rocosos tales como: esquistosidad, planos de estratificación, juntas, diaclasas y fallas, así el rumbo y buzamiento de estas, afectan a la linealidad de los barrenos, a los rendimientos de perforación y la estabilidad de las paredes de los taladros.
- ❖ **Textura:** La textura de una roca se refiere a la estructura de los granos minerales constituyentes de la roca. Se manifiesta a través del tamaño de los granos, forma y porosidad. Todos estos aspectos tienen una influencia significativa al rendimiento de la perforación, también influye de forma significativa el tipo de material que constituye la matriz de una roca o mineral.
- ❖ **Costos:** Valor de los recursos cedidos a cambio de bienes y servicios, con la expectativa de recibir un provecho o beneficio futuro. Precio de adquisición de un bien o servicio que ha sido diferido o que todavía no ha contribuido con la realización de un ingreso y deben presentarse contablemente como un activo.
- ❖ **Costos directos:** son todos los costos de producción que se consideran como parte del objeto de costos, pero que no pueden ser medidos e identificados de forma económicamente factible sobre dicho objeto. Son costos inventariables. Costos materiales indirectos. Costos mano de obra indirecta. Otros propios de la fábrica como energía eléctrica, alquileres, servicios de mantenimiento, suministros de fábrica. Se relacionan con el objeto de costos particular; sin embargo, no pueden atribuirse a dicho objeto desde un punto de vista económico.
- ❖ **Costo variable:** cambia totalmente en proporción con los cambios relacionados con el nivel de actividad o volumen total. “son aquellos cuyos valores totales demuestran un comportamiento sensible a los cambios en el nivel de actividad”

- ❖ **Costo fijo:** se mantiene estable en su totalidad durante cierto periodo de tiempo, a pesar de los amplios cambios en el nivel de actividad o volumen total. “son aquellos cuyos valores totales permanecen constantes ante cambios en el nivel de actividad”

## **2.2 FUNDAMENTACION TEORICA**

### **2.2.1 MODELO GEOMECANICO**

Bayron Jaro, define el modelo geomecánico, se evalúan las propiedades mecánicas de la roca intacta, de las discontinuidades y del macizo rocoso como tal. Las propiedades mecánicas de los macizos rocosos deben incluir el estudio de parámetros de deformabilidad y de resistencia, a fin de estudiar el comportamiento del macizo rocoso frente a procesos de desestabilización por efecto de la construcción de la obra; esto implica el empleo de criterios de rotura aplicables en función de las características del macizo rocoso.

#### **2.2.1.1 MECANICA DE ROCAS**

Brown, menciona que su desarrollo formal como disciplina en los programas de ingeniería se dio a partir de 1960. Se la reconoce como materia interdisciplinaria con aplicación en geología e ingeniería de Minas, Petrología y civil, relacionándose con proyectos de desarrollo energético, transporte e instalaciones de defensa. La Mecánica de rocas estudia el comportamiento de las masas de roca y especialmente las propiedades que tienen importancia en la resistencia del material rocoso. Se debe tener cuidado de distinguir entre las propiedades que provienen de una muestra de mano y aquellas obtenidas por medio del estudio del macizo rocoso in-situ.

#### **2.2.1.2 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO**

Los sistemas de clasificación del macizo rocoso sustituyen un enfoque para estimar las propiedades del macizo rocoso a gran escala. En la industria minera, el índice GSI y los sistemas RMR y Q, son parámetros de entrada para muchos métodos de diseño, así como parámetro de entrada de muchos programas de modelamiento numérico. Los sistemas de clasificación geomecánica son un intento de representar con un solo valor las propiedades de resistencia de un macizo rocoso. El macizo rocoso es usualmente un material altamente anisotrópico y puede ser representado por más de un sistema de clasificación.

Desde comienzos de los años 70 se ha extendido el uso de sistemas de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos, los que emplean un índice de calidad geotécnica para calificar el macizo rocoso y, de acuerdo a esta calificación o “rating”, clasificarlo según su “calidad geotécnica”.<sup>1</sup>

Los sistemas de clasificación del macizo rocoso constituyen una parte integral del *diseño empírico* de mina. En los últimos años estos sistemas se han estado usando paralelamente con herramientas analíticas y numéricas. Muchos de las metodologías de trabajo conectan los Índices Geomecánicos a las propiedades del material, como: el Módulo de Elasticidad, los factores  $m$  y  $s$  del Criterio de Falla de Hoek & Brown, etc. Estos valores están siendo usados como parámetros de entrada en los modelamientos numéricos. Consecuentemente la importancia de la caracterización geomecánica de Macizos Rocosos ha ido incrementándose con el paso del tiempo.

El Doctor Z.T. Bieniawski en su libro “Engineering Rock Mass Classifications”, plantea los siguientes objetivos: <sup>2</sup>

- Identificar los parámetros más significativos que influyen el comportamiento del Macizo Rocosos.
- Dividir una formación particular del macizo rocoso en grupos de similar comportamiento, es decir, clases de Macizos rocosos con diversas calidades.
- Proporcionar una base para el entendimiento de las características de cada clase de Macizo Rocosos.
- Relacionar las experiencias de condiciones de roca en un determinado sitio con condiciones y experiencias encontradas en otros. Facilitando la planeación y el diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cuantitativos que se necesitan para la solución de problemas de ingeniería.
- Proporcionar una base común de comunicación efectiva para todas las personas interesadas en un problema de geomecánica.

---

<sup>1</sup> Prof. KARZULOVIC, Antonio; SISTEMAS DE CALIFICACION Y CLASIFICACION GEOTÉCNICA DE MACIZOS ROCOSOS.

<sup>2</sup> Z. T. Bieniawski; ENGINEERING ROCK MASS CLASSIFICATIONS, A Wiley-Interscience Publication, 1989, Canada, Pg. 3.



Este propósito se lograría si la clasificación:

- “Es sencilla y significativa en sus términos; y
- Se apoya en parámetros que se dejan medir y pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica”.

Así mismo, plantea los siguientes beneficios:

- Mejorar la Calidad de Investigaciones de Sitio, requiriendo los mínimos datos de entrada como son los parámetros de clasificación.
- Proporcionar información cuantitativa para propósitos de Diseño
- Habilitar un mejor juicio de Ingeniería y mayor comunicación efectiva en un proyecto.

En síntesis, las Clasificaciones Geomecánicas tienen por objeto caracterizar un determinado macizo rocoso en función de una serie de parámetros a los que se les asigna un cierto valor. Por medio de la clasificación se llega a calcular un índice característico de la roca, que permite describir numéricamente la calidad de la misma con fines muy diversos, como la elección del tipo de sostenimiento, sistemas de excavación, etc. Es una herramienta muy útil en el diseño y construcción de obras subterráneas, pero debe de ser usada con cuidado para su correcta aplicación, pues exige conocimientos y experiencia por parte de quien la utiliza.

En ningún caso se ha pensado que las Clasificaciones Geomecánicas sustituyan a los estudios analíticos. No obstante, en muchos proyectos mineros, las clasificaciones geomecánicas han sido y continúan siendo el procedimiento de diseño sistemático utilizado.

Estos sistemas de clasificación serán útiles para determinar la extensión de los dominios geomecánicos en una mina.

El ingeniero debe estimar el valor de clasificación más realístico para los requerimientos de diseño; también, debe tener en cuenta que existen diversas aplicaciones para cada sistema de clasificación geomecánica. A continuación, se describen los sistemas de clasificación más usados en el Perú.

### 2.2.1.3 ROCK MASS RATING<sup>3</sup> (RMR)

El sistema Rock Mass Rating (RMR) fue desarrollado por Bieniawski, y clasifica los macizos rocosos de 0 a 100 puntos, siendo 0 para roca muy mala y 100 para roca muy buena, de acuerdo a la tabla 3-4.<sup>4</sup>

Las versiones más usadas son el RMR76 y el RMR89. Ambas incorporan la valoración de parámetros como:

- ✓ Resistencia de la Roca Intacta.
- ✓ RQD.
- ✓ Espaciamiento de discontinuidades.
- ✓ Condición de discontinuidades.
- ✓ Agua subterránea.

**TABLA N°2-01:** Interpretación de los valores de RMR, (Bieniawski, 1989)

Descripción	RMR	Clase de Macizo Rocosos
Roca Muy Buena	81-100	I
Roca Buena	61-80	II
Roca Regular	41-60	III
Roca Mala	21-40	IV
Roca Muy Mala	0-20	V

**Fuente:** *Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.*

El puntaje total del RMR está definido por:

$$\text{RMR} = (\text{i}) + (\text{ii}) + (\text{iii}) + (\text{iv}) + (\text{v}) - \text{Ajuste por orientación de discontinuidades}$$

### 2.2.1.4 SISTEMA RMR14

El sistema Rock Mass Rating (RMR) es una referencia mundial para la clasificación geomecánica del macizo rocoso.

Desarrollado inicialmente por Bieniawski en 1973, posteriormente actualizado en 1989, fue nuevamente actualizado en 2014, modificándose los criterios de valoración e incorporando el efecto de la alterabilidad de la matriz rocosa por el agua, el cual ofrece un enfoque más acertado para calificar al macizo rocoso. La estructura del RMR<sub>14</sub> se basa en la suma de cinco parámetros<sup>5</sup>:

<sup>3</sup> ROCK MASS RATING: VALORACION DE LA MASA ROCOSA.

<sup>4</sup> Guía de criterios para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas *Op. Cit.* Pp. 25

<sup>5</sup> Guía de criterios para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas *Op. Cit.* Pp. 26

**a) Resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta**

Es decir, de la parte de roca que no presenta discontinuidades estructurales, es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial, determinada sobre una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio, viene dado por:

La resistencia de la matriz rocosa (roca intacta) también puede ser “estimada” en el afloramiento mediante índices de campo o a partir de correlaciones con datos proporcionados por sencillos ensayos de campo, como el ensayo de carga puntual PLT “Point Load Test” o el Esclerómetro “Martillo Schmidt”.

**TABLA N°2-02:** *Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo.*

<b>Clase</b>	<b>Descripción</b>	<b>Identificación de Campo</b>	<b>Aproximación al Rango de Resistencia a compresión simple (MPa)</b>
<b>S<sub>1</sub></b>	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0.025
<b>S<sub>2</sub></b>	Arcilla Débil	El dedo pulgar penetra fácilmente varios cm.	0.025 – 0.05
<b>S<sub>3</sub></b>	Arcilla Firme	El dedo pulgar puede penetrar varios cm. con moderado esfuerzo	0.05 – 0.10
<b>S<sub>4</sub></b>	Arcilla rígida	El dedo pulgar penetra, pero con mucho esfuerzo.	0.10 – 0.25
<b>S<sub>5</sub></b>	Arcilla muy rígida	Puede ser fácilmente rayado por la uña del pulgar	0.25 – 0.50
<b>S<sub>6</sub></b>	Arcilla dura	Puede ser rayado con dificultad por la uña del pulgar	> 0.50
<b>R<sub>0</sub></b>	Roca extremadamente débil (blanda)	Se puede marcar con la uña	0.25 – 1.0
<b>R<sub>1</sub></b>	Roca muy débil	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo (martillo	1.0 – 5.0

		de Geólogo o picota, Figura N° 2.7). Con la navaja se talla fácilmente	
<b>R<sub>2</sub></b>	Roca débil	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5.0 – 25
<b>R<sub>3</sub></b>	Roca medianamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25 – 50
<b>R<sub>4</sub></b>	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50 – 100
<b>R<sub>5</sub></b>	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100 - 250
<b>R<sub>6</sub></b>	Roca extremadamente dura	Al golpearle con el martillo solo salen esquirlas.	> 250

**Fuente:** GONZALES DE VALLEJO., *INGENIERÍA GEOLÓGICA*, Pearson – Prentice Hall, Madrid. Pg. 144.

Los Índices de Campo permiten una estimación del rango de resistencia de la roca. Los criterios para su identificación fueron estandarizados por la ISRM (1981) y aparecen descritos en la TABLA N°2-02, y deben ser aplicados sobre la roca una vez limpiada la capa de alteración superficial.

**IMAGEN N°2-01:** Martillo de Geólogo, picota ó picca.



**Fuente:** [www.estwing.com](http://www.estwing.com)

Nota; los grados S1 a S6 son aplicables en suelos cohesivos, por ejemplo, a arcillas, arcillas limosas y combinaciones de limos y arcillas con arena, generalmente de drenaje

lento. Las resistencias de las paredes de las discontinuidades generalmente serán caracterizadas por los grados R1 a R6 (roca), mientras que los grados S1 a S6 serán aplicados generalmente a discontinuidades con relleno.

El ensayo de carga puntual o de rotura entre puntas, PLT (point load test), permite obtener un índice, IS, correlacionable con la resistencia a compresión simple. Nos permite determinar la Resistencia a compresión simple de fragmentos irregulares de roca o de testigos cilíndricos de sondeos, ya sea en campo o en laboratorio. Posee dos modalidades, el Cargado Diametral y el Cargado Axial, para determinar el Índice de Franklin y de Louis respectivamente (IMAGEN N°2-02).

**IMAGEN N°2-02:** Ensayos de Carga Puntual.



**Fuente:** *Determinación de las propiedades físico – mecánicas de las rocas y monitoreo de la masa rocosa Pg. 54 y 55.*

Los resultados son más confiables si se ensayan testigos, el ensayo no está indicado para rocas blandas o con anisotropía muy marcada (p. ej. Esquistos, Pizarras). Para tal caso, un pedazo del testigo se coloca transversalmente entre dos puntas de acero templado para ser roto, como se ilustra en la figura 2.8. A partir de la carga de rotura se obtiene un índice,  $I_s$ , que puede ser correlacionado con la resistencia a compresión simple del material ensayado:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Siendo P, la carga de rotura (carga necesaria para romper la muestra; y D, es el diámetro o altura de la muestra, según sea el caso. La longitud del testigo debe ser,

como mínimo, de 1.5D. La correlación entre el índice IS y la resistencia a compresión simple de la roca,  $\sigma_c$ , es:

$$\sigma_c = f * I_s$$

Donde el factor f varía según el diámetro de la muestra. Si se expresa el diámetro D del testigo en milímetros, una relación aproximada entre el índice de carga puntual IS y la resistencia a la compresión uniaxial  $\sigma_c$  se obtiene con:

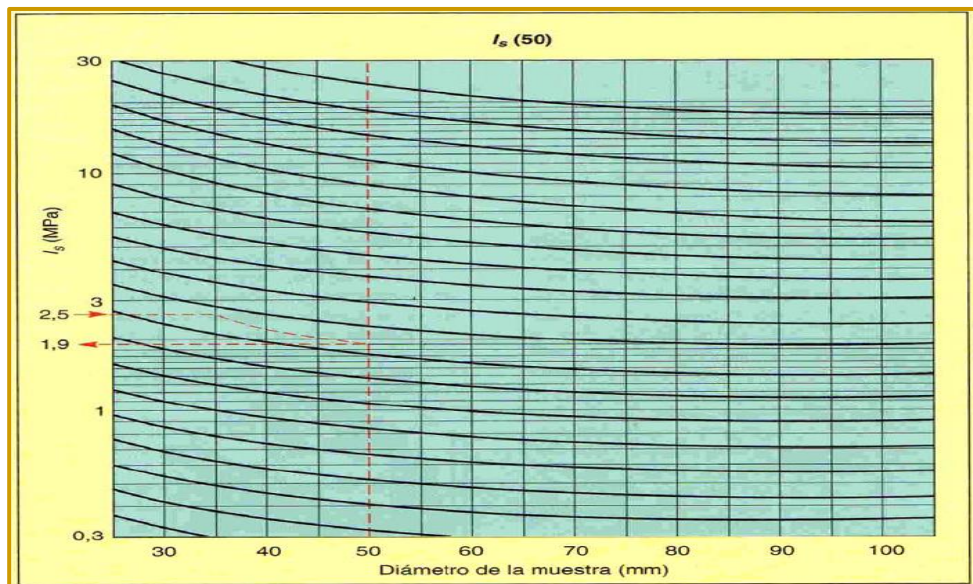
$$\sigma_c = (14 + 0.175D) * I_s$$

Así, para un diámetro de 50mm,  $f = 23$ . Así tenemos:

$$\sigma_c = 23 * I_s$$

También, el libro Ingeniería Geológica de Gonzáles de Vallejo, se muestra un ábaco (IMAGEN N°2-03) para corregir el valor de IS para muestras con diámetros con muestras diferentes a 50mm.

**IMAGEN N°2-03:** Ábaco para corrección del  $I_s$ .



**Fuente:** GONZALES DE VALLEJO L. Op. Cit. Pp. 349.

Para el caso de dicho ábaco, el procedimiento es el siguiente:<sup>6</sup>

Se ubica el IS obtenido para el diámetro de la muestra ensayada, se sigue la línea horizontal hasta cortar la proyección de la línea vertical del diámetro de la muestra

<sup>6</sup> GONZALES DE VALLEJO L., Op. Cit. Pp. 349.

ensayada. A partir de este punto de corte se lleva una línea paralela a las curvas del ábaco hasta cortar la línea vertical correspondiente al diámetro de 50mm, en este punto proyectamos la horizontal y es el nuevo valor corregido de  $I_S$ , correspondiente a un diámetro de 50mm, pudiendo entonces, determinar la resistencia a la compresión con la relación:

$$\sigma_c = 23 * I_S$$

El ensayo con el Martillo Schmidt, esclerómetro o escleroscopio de shore (IMAGEN N°2-04), nos permite estimar de forma aproximada la resistencia a compresión simple mediante una sencilla correlación, siendo aplicable fundamentalmente a matriz rocosa, pero también a discontinuidades.

**IMAGEN N°2-04:** *Martillo Schmidt.*



**Fuente:** <http://www.pce-iberica.es>

El martillo Schmidt consiste esencialmente de un émbolo, un resorte de una determinada rigidez y un pistón. El émbolo se presiona hacia el interior del martillo al ejercer un empuje sobre un espécimen de roca. La energía se almacena en el resorte el cual se libera automáticamente a un nivel determinado e impacta al pistón contra el émbolo una determinada altura de rebote. Existen modelos del martillo Schmidt para diferentes niveles de energía de impacto (N, NR, L y LR). El martillo tipo L, que tiene una energía de impacto de 0.74 Nm es el más común, permite medir valores de la resistencia a compresión simple de la roca, partiendo del índice de rebote:<sup>7</sup>

$$\text{Log}(\sigma_c) = 0.00088 * \gamma * R + 1.01$$

<sup>7</sup> Instituto Tecnológico GeoMinero de España, Op Cit. Pg.109

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple de la capa superficial de la roca (MN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = densidad seca de la roca (KN/m<sup>3</sup>)

$R$  = índice de rebote.

Diferentes variaciones en la lectura pueden producirse fácilmente debido a factores humanos tales como, en la manera que se sostenido el instrumento durante las mediciones (p. ej. Horizontalmente, verticalmente, inclinado, etc.) y que deberían tener ciertos valores de corrección según se muestran a continuación:

**TABLA N°2-03: Valores de corrección.**

REBOTE "R"	HACIA ABAJO		HACIA ARRIBA		HORIZONTAL $a = 0^\circ$
	$a = -90^\circ$	$a = -45^\circ$	$a = +90^\circ$	$a = +45^\circ$	
10	0	-0.8	---	---	-3.2
20	0	-0.9	-8.8	-6.9	-3.4
30	0	-0.8	-7.8	-6.2	-3.1
40	0	-0.7	-6.6	-5.3	-2.7
50	0	-0.6	-5.3	-4.3	-2.2
60	0	-0.4	-4.0	-3.3	-1.7

**Fuente:** Instituto Tecnológico GeoMinero de España, Op Cit. Pg.109

**b) RQD**

*Índice de Calidad de la Roca según Deere* (Ver acápite anteriores)

El puntaje o rating asociado al índice *RQD* se calcula como se indica en la Tabla N°2-04, o bien puede evaluarse de la curva que se muestra en la IMAGEN N°2-04.

**TABLA N°2-04: Puntajes asociados al índice RQD.**

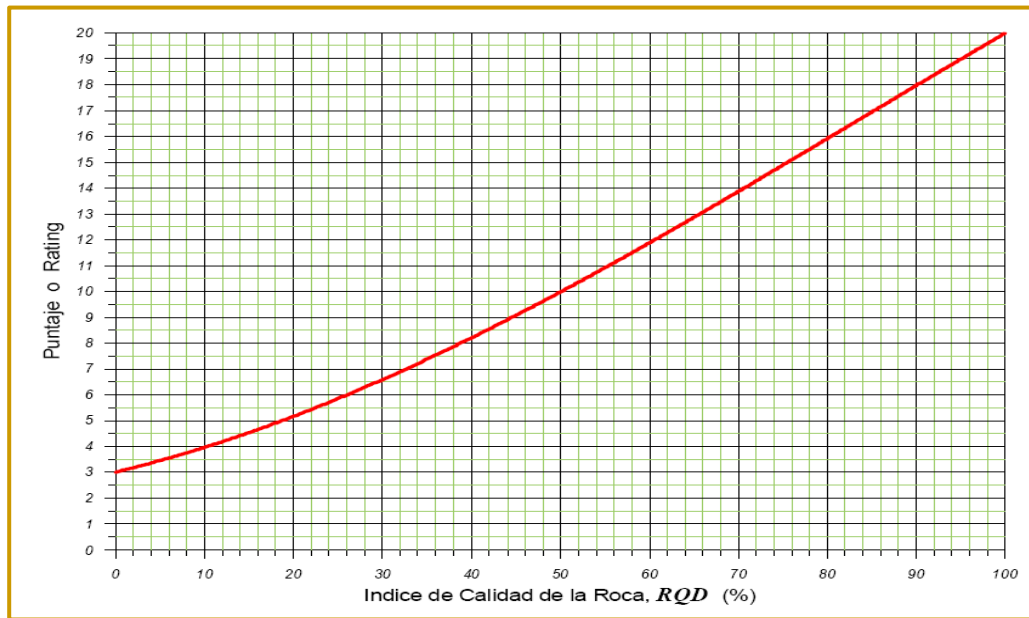
<b>Calidad del Macizo Rocoso</b>	<b>RQD %</b>	<b>Puntaje</b>
MUY MALA Calidad Geotécnica	< 25%	3
MALA Calidad Geotécnica	25 a 50	8



REGULAR Calidad Geotécnica	50 a 75	13
BUENA Calidad Geotécnica	75 a 90	17
MUY BUENA Calidad Geotécnica	90 a 100	20

**Fuente:** *Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas*

**IMAGEN N°2-05:** *Puntaje o Rating asociado a la resistencia en compresión uniaxial de la roca “intacta”, UCS (Bieniawski, 1989).*



**Fuente:** *KARZULOVIC A. Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR.*

### c) Espaciamiento de Discontinuidades

Se define como la distancia entre dos planos de discontinuidad de una misma familia, medida en la dirección perpendicular a dichos planos. Influye en el comportamiento global del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de matriz rocosa que forman las diferentes familias. Si los espaciados son pequeños, la resistencia del macizo rocoso disminuye en forma considerable. Así mismo, juega un papel muy importante en la permeabilidad y en las características internas que condicionan la circulación del agua. Su importancia es mayor cuando existen

otros factores condicionantes de la deformación del macizo rocoso, como, por ejemplo, una resistencia a la corte pequeña y un número suficiente de discontinuidades para que se produzca el deslizamiento.<sup>8</sup>

La medida del espaciado se realiza con una cinta métrica, en una longitud suficientemente representativa de la frecuencia de discontinuidades, al menos de tres metros. Como norma general, la longitud de medida debe ser unas diez veces superior al espaciado. La cinta debe colocarse perpendicularmente a los planos, registrándose la distancia entre discontinuidades adyacentes. Por lo general, las superficies expuestas a los afloramientos rocosos no permiten realizar las medidas de espaciado en la dirección perpendicular a las superficies, y lo que se miden son espaciados aparentes, debiéndose aplicar las correcciones necesarias para obtener el espaciado real, en la IMAGEN N°2-06, se representa una cara de un afloramiento en la que únicamente se pueden medir los espaciados aparentes de tres familias de discontinuidades. Colocando la cinta métrica perpendicular a las trazas de los planos de cada familia, se mide la distancia  $d$ , que deberá ser corregida para calcular el espaciado real:

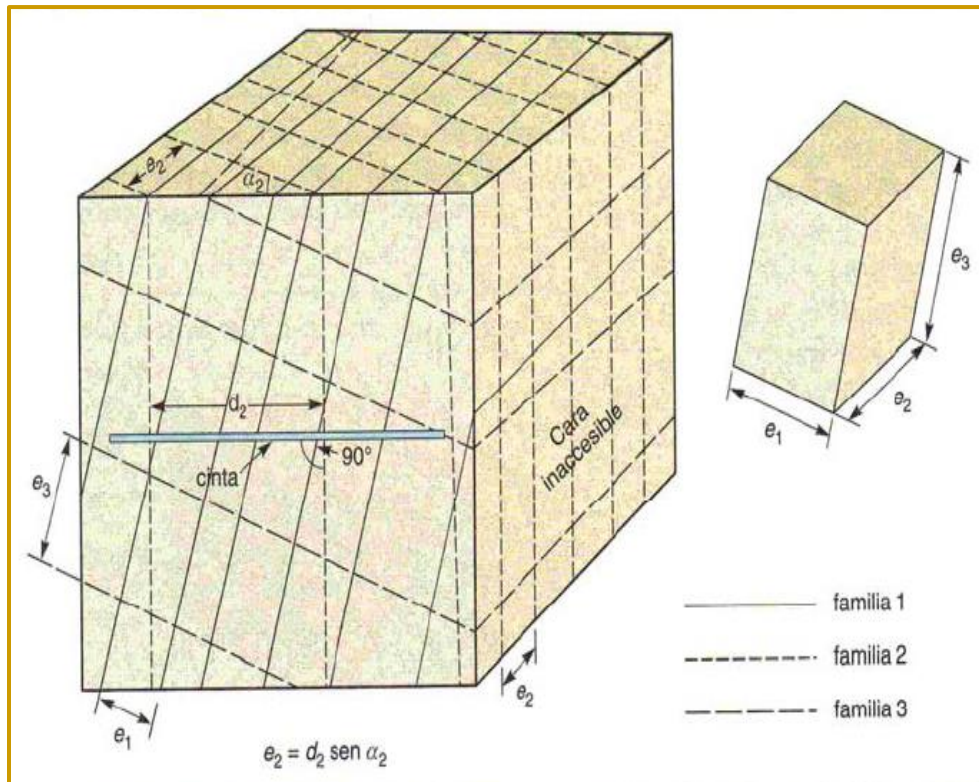
$$e = d * \text{Sen}\alpha$$

Siendo  $e$  el espaciado real,  $d$  la distancia media medida con la cinta y  $\alpha$  el ángulo entre la línea de medición y la dirección de la familia.

**IMAGEN N°2-06:** *Medida del espaciado en una cara expuesta del afloramiento (ISRM, 1981).*

---

<sup>8</sup> Instituto Tecnológico GeoMinero de España. *Op. Cit.* Pp. 113



**Fuente:** GONZALES DE VALLEJO L., *Op. Cit.* Pp. 349.

No se toman en cuenta las fracturas producidas por la voladura.

El puntaje o rating asociado al espaciamiento entre las discontinuidades,  $e$ , se calcula como se indica en la TABLA N°2-05, o bien puede evaluarse de la curva que se muestra en la figura N° 2.15. Bieniawski (1989) sugiere que cuando se conoce solo  $s$  o solo  $RQD$ , pero no ambos parámetros, es posible utilizar la Figura N° 2.16 para estimar uno de ellos en función del otro (esto se basa en la correlación propuesta por Priest y Hudson, 1976).

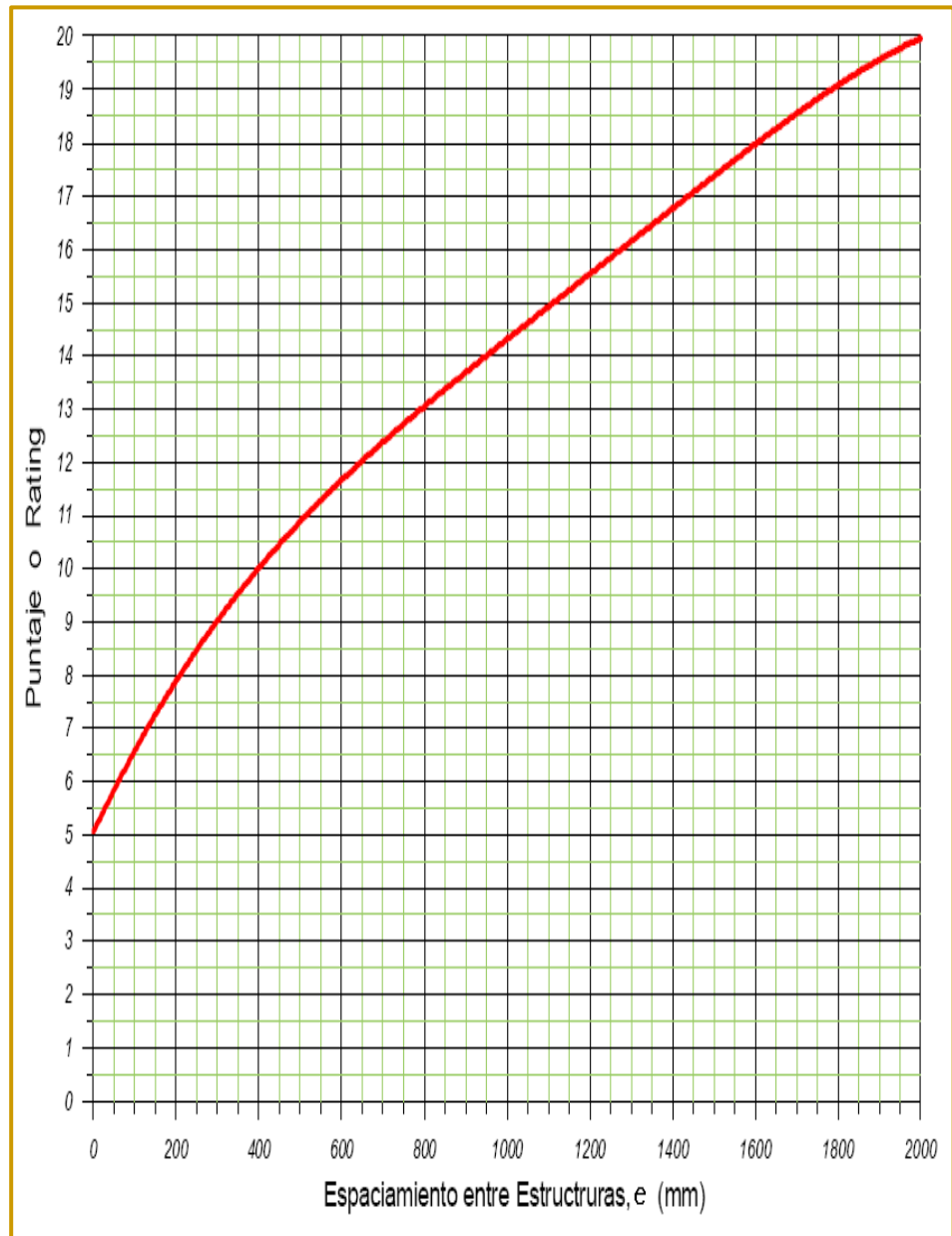
**TABLA N°2-05:** Puntaje o Rating asociado al espaciamiento entre estructuras,  $e$ .

Descripción del Espaciamiento	$e$ (mm)	Puntaje
MUY JUNTO a EXTREMADAMENTE JUNTO	< 60	5

JUNTO	60 a 200	8
MODERADO	200 a 600	10
SEPARADO	600 a 2000	15
MUY SEPARADO	> 2000	20

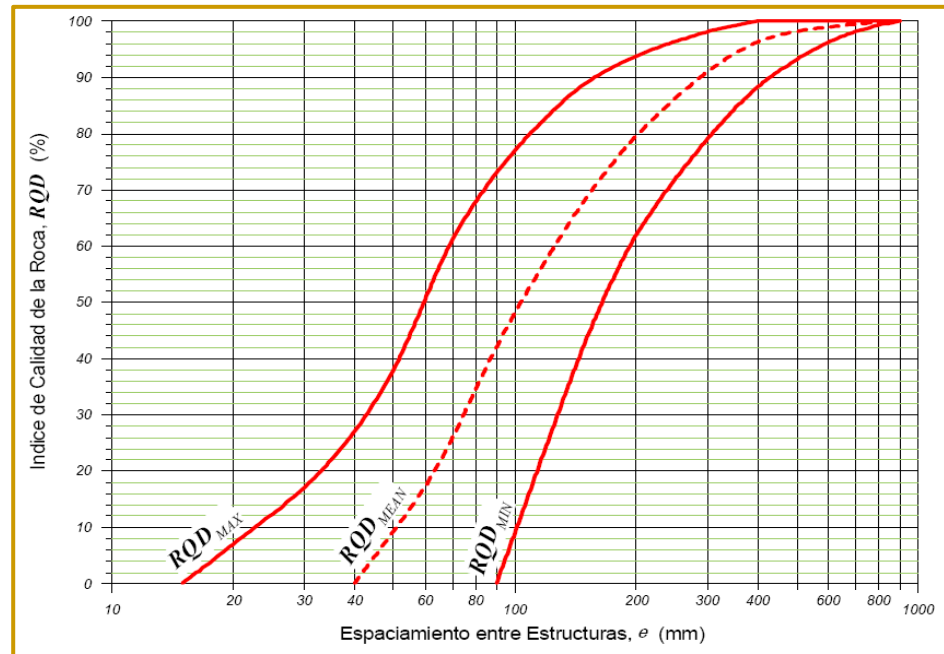
**Fuente:** Bieniawski, 1989

**IMAGEN N°2-07:** Puntaje o Rating asociado al espaciamiento entre las estructuras, e (Bieniawski, 1989) .



**Fuente:** KARZULOVIC A. Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR.

**IMAGEN N°2-08:** Correlación entre RQD y  $e$ , que puede utilizarse para evaluar un parámetro en función del otro (modificada de Bieniawski, 1989).



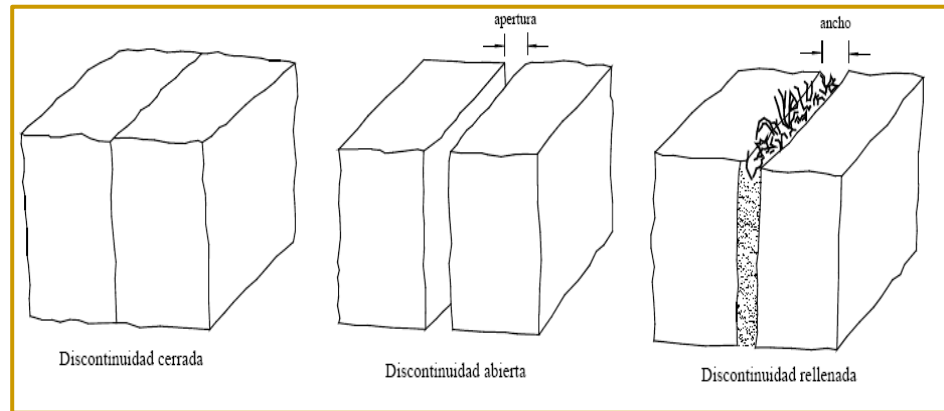
**Fuente:** KARZULOVIC A. Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR

#### d) Estado de las Discontinuidades

Nos permite describir ciertas características de las discontinuidades tales como:

La **separación** o **apertura de las discontinuidades**, se define como la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio tiene agua o aire. En esto se distingue del “espesor de relleno”.

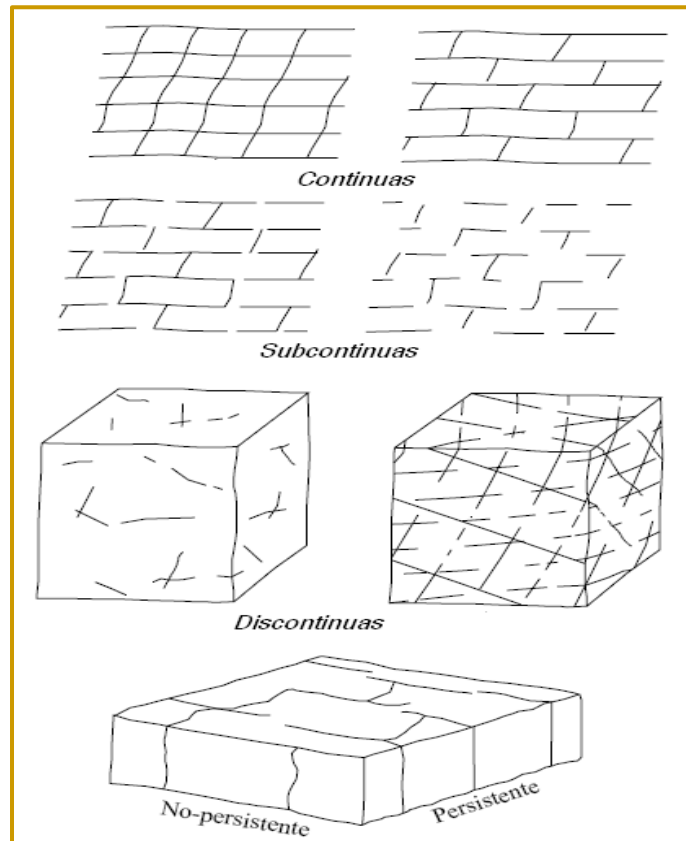
**IMAGEN N°2-09:** Diagrama que muestran las definiciones sugeridas de la apertura.



**Fuente:** CORDOVA R., David., *Op. Cit. Pp. 12.*

La **continuidad** o **persistencia de la discontinuidad**, se refiere a la extensión o tamaño de una discontinuidad. Este parámetro se puede cuantificar observando la longitud de las superficies estudiadas en los afloramientos. Las discontinuidades pueden o no terminar con otra discontinuidad, debiendo indicarse en la descripción. Es importante destacar las familias más continuas, ya que por lo general serán estas las que condicionen principalmente los planos de rotura del macizo rocoso. Por lo general, las discontinuidades singulares, como las fallas y los diques, suelen ser muy continuas, y representan los mayores planos de debilidad en el macizo rocoso, por lo que deben ser caracterizadas y descritas con especial atención. Según el tamaño, las diversas familias de discontinuidades pueden ser continuas, sub-continuas y discontinuas.

**IMAGEN N°2-10:** *Diagramas mostrando distintos modelos de continuidad o persistencia de varias familias de discontinuidades (ISRM, 1981).*

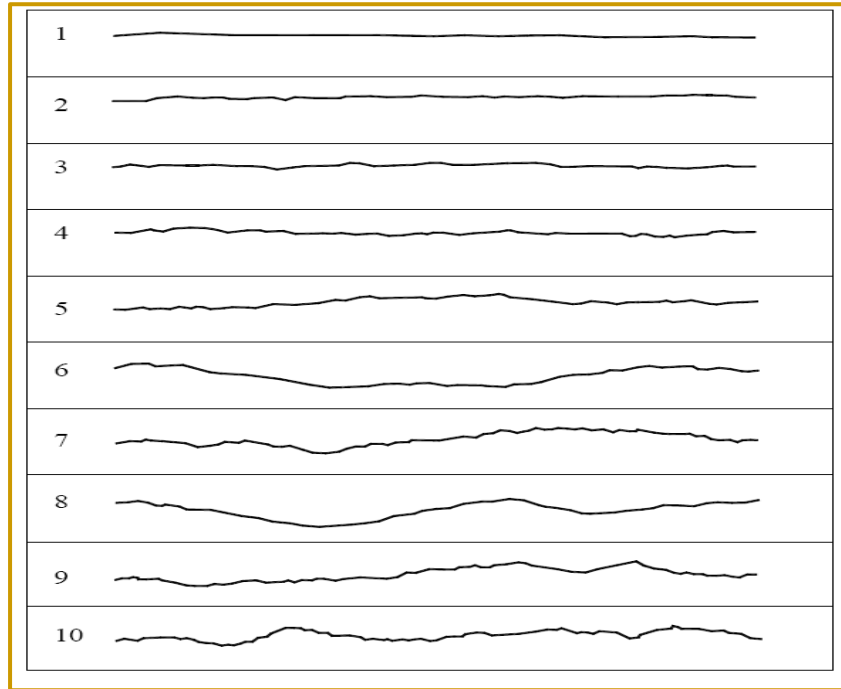


Fuente: CORDOVA R., David., Op. Cit. Pp. 11.

### I) La Rugosidad

Es el factor determinante de la resistencia al cizallamiento (la rugosidad aumenta la resistencia al corte), su importancia disminuye al aumentar la abertura, el espesor de relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad. La rugosidad de una discontinuidad viene caracterizada por su *ondulación* (macro rugosidad) y su *asperidad* (micro rugosidad). La rugosidad puede ser medida en campo con diversos métodos, dependiendo de la exactitud requerida, de la escala de medida o de la accesibilidad al afloramiento, incluyendo desde estimaciones cualitativas hasta medidas cuantitativas. El método más sencillo y rápido es la comparación visual de la discontinuidad con los perfiles estándar de rugosidad de la IMAGEN N°2-11.

**IMAGEN N°2-11:** *Perfiles de Rugosidad. La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 y 10 metros (ISRM, 1981).*



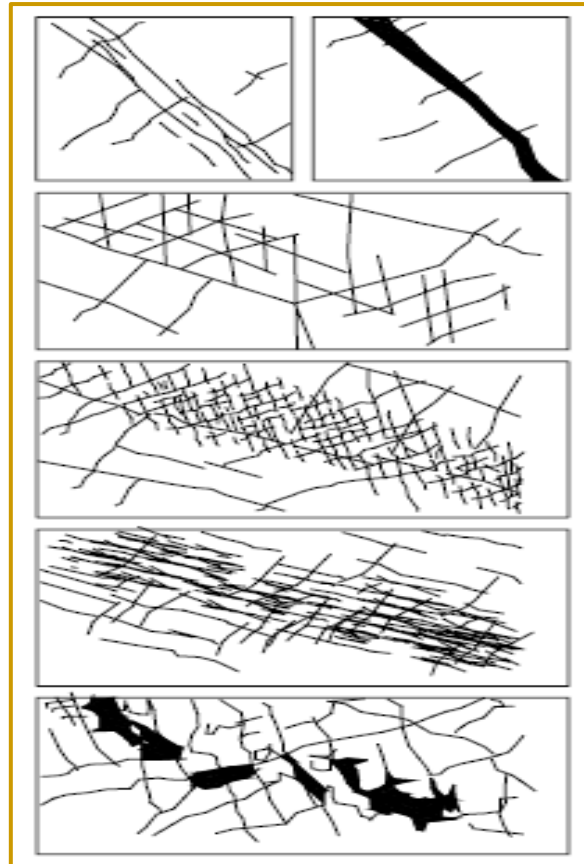
**Fuente:** Ibid. Pp. 13.

## II) El Relleno

Se refiere al material que está entre los labios de una discontinuidad, existe una gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables. Debido a la existencia de muchos tipos de relleno aparecen un gran número de respuestas diferentes a corto y largo plazo, en lo referente a la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad de la junta. Las características más importantes del relleno que deben describirse en el afloramiento son: Mineralogía, tamaño de partículas y granulometría, relación de sobre consolidación, contenido de agua y permeabilidad, desplazamiento cortante previos, rugosidad de las paredes, espesor, y, fracturación o aplastamiento de los labios de la discontinuidad. Para el caso del RMR solo es necesario determinar el espesor del relleno y la calidad del mismo (blando o duro)

**IMAGEN N°2-12:** *Ejemplos de esquemas para representar para indicar las condiciones de los labios de discontinuidad.*





**Fuente:** Instituto Tecnológico GeoMinero de España. **Op. Cit.** Pp. 113.

### III) El grado de Meteorización de una roca

Es una observación importante en cuanto que condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Según avanza el proceso de meteorización aumenta la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al tiempo que disminuye su resistencia (Procesos de Meteorización: Física, Química y Biológica). La identificación del estado o grado de meteorización de la matriz rocosa se puede realizar de forma sistemática a partir de las descripciones de la TABLA N°2-06. En ocasiones puede ser necesario fragmentar un trozo de roca para observar la meteorización de la matriz rocosa.

**TABLA N°2-06:** Descripción del Grado de Meteorización.

<b>Término</b>	<b>Descripción</b>
Fresca	No se observa signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales, se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la Fabrica <sup>9</sup> original. La roca es friable <sup>10</sup> , pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos de los minerales están descompuestos.

**Fuente:** GONZALES DE VALLEJO, *Op.Cit.* pp.244

El puntaje o ratings asociado a la condición de juntas o discontinuidades, se calcula como se indica en la TABLA N°2-07, o bien cuando se requiere de mayor detalle empleando las guías que se reseñan en la TABLA N°2-08.

**TABLA N°2-07:** Puntajes asociados a la condición de discontinuidades.

<b>Descripción de la Condición de Discontinuidades</b>	<b>Puntaje</b>
Discontinuidades continuas. Discontinuidades Abiertas (abertura > 5mm) o con rellenos blandos arcillosos (espesor > 5mm)	0
Discontinuidades continuas. Discontinuidades Pulidas, o abiertas (abertura de 1 a 5mm) o con rellenos blandos de arcilla (espesor de 1 a 5mm)	10
Discontinuidades algo rugosas. Roca de caja muy intemperizada o alterada. Discontinuidades abiertas (abertura < 1mm) o con rellenos (espesor < 1mm)	20
Discontinuidades algo rugosas. Roca de caja algo intemperizada o alterada.	25

<sup>9</sup> FABRICA DE ROCA: conjunto de características geométricas de una roca, debido a su textura y estructura.

<sup>10</sup> ROCA FRIABLE: roca poco consolidada, cuando el grado de diagenesis es bajo la roca presenta un aspecto friable o deleznable y significa que puede ser desmenuzada con los dedos

Discontinuidades abiertas (apertura < 1mm) o con rellenos (espeso < 1mm)	
Discontinuidades muy rugosas y discontinuas. Roca de caja fresca o sana. Discontinuidades cerradas o selladas	30

**Fuente:** GONZALES DE VALLEJO

**TABLA N°2-08:** Guías para una evaluación detallada del puntaje asociado a la condición de discontinuidades.

<b>Parámetro de la Estructura</b>	<b>Condición o Características &amp; Puntaje o Rating</b>				
<b>Persistencia o Extensión (m)</b>	< 1	1 a 3	3 a 10	10 a 20	> 20
	6	4	2	1	0
<b>Abertura (mm)</b>	0	< 0.1	0.1 a 1	1 a 5	> 5
	6	5	4	1	0
<b>Rugosidad</b>	Muy Rugosa	Rugosa	Algo Rugosa	Lisa	Pulida
	6	5	3	1	0
<b>Material de Relleno</b>	Ninguno	Duro < 5mm	Duro ≥ 5mm	Blando < 5mm	Blando ≥ 5mm
	6	4	2	2	0
<b>Meteorización o Intemperización</b>	Fresca	Algo Alterada	Alteración Moderada	Muy alterada	Descompuesta
	6	5	3	1	0

**Fuente:** KARZULOVIC A. *Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR*

**e) Presencia de Agua**

En un macizo rocoso diaclasado, el agua tiene gran influencia sobre su comportamiento. 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 de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes. En excavaciones subterráneas, hay que estimar el flujo de agua subterránea en litros/min cada 10m, que penetra la excavación, y de la relación que existe entre la presión de agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con algunas observaciones cualitativas.

El puntaje asociado a la condición de aguas se calcula como se indica en la TABLA N°2-09.

**TABLA N°2-09:** *Puntajes asociados a la Condición de Aguas.*

<b>Descripción</b>	<b><math>Q_w</math> (Lt./min.)</b>	<b><math>P_w/S_1</math></b>	<b>Puntaje</b>
Condición completamente seca	0	0	15
Condición Húmeda	< 10	< 0.1	10
Condición Mojada	10 a 25	0.1 a 0.2	7
Goteos	25 a 125	0.2 a 0.5	4
Infiltraciones de Agua	> 125	> 0.5	0

**Fuente:** KARZULOVIC A. *Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR*

Bieniawski aplicó una serie de valuaciones de importancia de sus parámetros en concordancia con las ideas de Wickham, Tiedemann y Skinner. Como se ha podido apreciar cierto número de puntos o una valuación se otorga a cada serie de valores de cada parámetro y se llega a una valuación general del macizo al sumarse la valuación de cada uno de los parámetros, se puede enunciar lo antes dicho con el siguiente esquema:

$$RMR = P(UCS) + P(RQD) + P(e) + P(JC) + P(WC)$$

Donde:

- $P(x)$ , puntaje asociado al parámetro x.

- *UCS*, es la resistencia en compresión uniaxial de la roca “intacta”, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (si  $UCS < 1MPa$ ) a 15 (si  $UCS > 250MPa$ ).
- *RQD*, Designación de la Calidad de la Roca.
- *e*, espaciamiento entre discontinuidades, y el puntaje asociado al mismo puede variar de 5 (si  $s < 60mm$ ) a 20 (si  $s > 2m$ )
- *JC*, es la condición de discontinuidades, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras continuas y abiertas más de 5mm, o con rellenos arcillosos blandos de potencia mayor a 5mm) a 30 (en el caso de estructuras discontinuas, muy rugosas, cerradas y sin alteración)
- *WC*, condición de aguas, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras con flujo de aguas que se traduce en un gasto de más de 125lt/min en un tramo de túnel de 10m de longitud, o donde la presión del agua excede al 50% del esfuerzo principal mayor) a 15 (en el caso de estructuras completamente secas).

Todo lo anterior permite calcular el valor “in situ” del índice RMR ó RMR Básico, lo que define la calidad geotécnica de los macizos rocosos en una escala que varía desde 0 a 100, y considera 5 clases:

**TABLA N°2-10:** *Calidad del macizo rocoso*

<b>Calidad del Macizo</b>	<b>Clase</b>	<b>Puntuación</b>
MUY MALA	V	$0 \leq RMR \leq 20$
MALA	IV	$20 < RMR \leq 40$
REGULAR	III	$40 < RMR \leq 60$
BUENA	II	$60 < RMR \leq 80$
MUY BUENA	I	$80 < RMR \leq 100$

**Fuente:** Bieniawski

Respecto a la precisión mediante el RMR puede considerarse para macizos de calidad Regular a Buena, una precisión de  $\pm 5$ ; macizos de mala calidad  $\pm 6$ ; y finalmente para macizos de calidad muy mala  $\pm 8$ .<sup>11</sup>

Una vez calculado el valor in situ del RMR, es posible ajustar este valor para considerar el efecto de la orientación de la orientación de las estructuras, con lo que:

$$RMR = RMR_{\text{basico}} - \Delta RMR$$

Donde  $\Delta RMR$  es el efecto de orientación y buzamiento de las discontinuidades y depende de la aplicación. La orientación de las discontinuidades respecto al eje de la estructura subterránea es un factor de suma importancia en el diseño de sostenimiento. Se determina en base a los valores que se presentan en la TABLA N°2-11.

**TABLA N°2-11:** *Ajuste al puntaje total por efecto de la orientación de las estructuras.*

<b>Aplicación</b>	<b>Orientación de las Estructuras (Rumbo y Buzamiento)</b>				
	<b>Muy Favorable</b>	<b>Favorable</b>	<b>Regular</b>	<b>Desfavorable</b>	<b>Muy Desfavorable</b>
Minería	0	2	5	10	12
Túneles					
Cimentaciones	0	2	7	15	25
Taludes	0	5	25	50	60
Minería a Tajo Abierto					

**Fuente:** KARZULOVIC A. *Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR.*

<sup>11</sup> KARZULOVIC A. *Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR*

**TABLA N°2-12:** Efecto del Rumbo y Buzamiento de las Estructuras en las Excavaciones subterráneas.

Dirección Perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20° en cualquier dirección
Excavación con el buzamiento		Excavación contra el buzamiento				
Buz. 45 – 90°	Buz. 20 – 45°	Buz. 45 – 90°	Buz. 20 – 45°	Buz. 45 – 90°	Buz. 20 – 45°	
Muy Favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy Desfavorable	Media	Desfavorable

**Fuente:** KARZULOVIC A. *Sistemas de Calificación y Clasificación Geotécnica de Macizos Rocosos, Método del Índice RMR.*

Para aplicar la Clasificación Geomecánica, se debe realizar lo siguiente: <sup>12</sup>

- ✓ Dividir el macizo rocoso en dominios estructurales (zonas de características geotécnicas similares). En la mayoría de los casos, los límites de las regiones estructurales coincidirán con características geológicas mayores, tales como fallas, diques, contactos, etc.
- ✓ Después de que las regiones estructurales han sido identificadas, los parámetros de clasificación para cada región estructural son determinadas de las medidas en el campo y colocadas en una Hoja de Datos.
- ✓ Se analizan la importancia de los valores que están asignados para los primeros cinco parámetros.
- ✓ Al respecto, el promedio de condiciones típicas es evaluado para cada set o familia de discontinuidades y los valores son interpolados utilizando las curvas de las IMAGEN 2-14, 2-15

<sup>12</sup> GAVILANES J., H & ANDRADE H., B. *Op. Cit.* Pp. 78

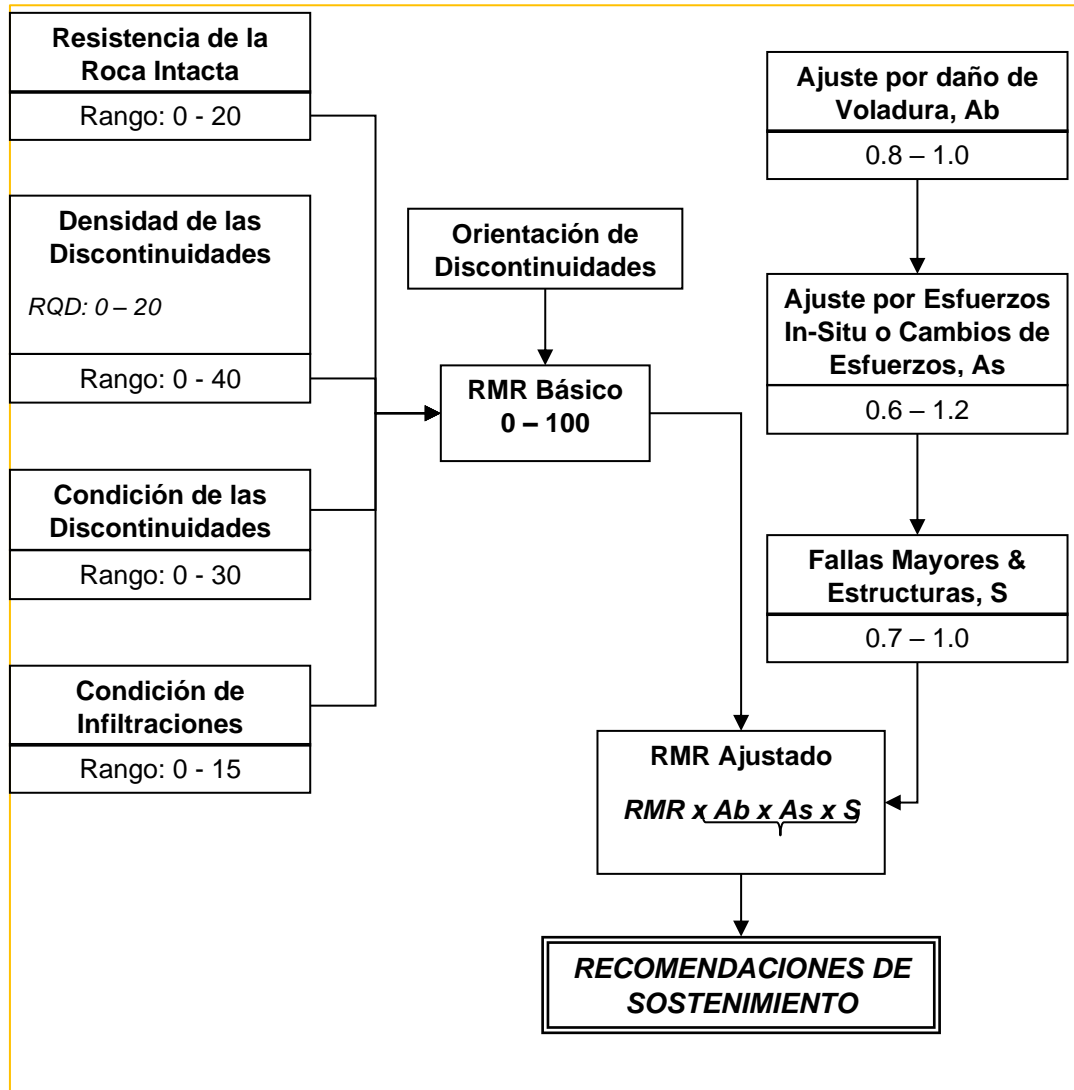
- ✓ Se debe señalar que la importancia de la valoración se dio para el espaciado entre discontinuidades, aplicado a macizos rocosos que tienen tres sets de discontinuidades. Es decir, cuando solo dos familias de discontinuidades están presentes, se obtiene un valor conservativo y la valoración para el espaciado entre discontinuidades puede incrementarse en un 30%.
- ✓ Luego de analizar cada uno de los parámetros, sumamos los valores y obtenemos el RMR Básico.
- ✓ El siguiente paso es incluir el sexto parámetro, influencia del rumbo y buzamiento de discontinuidades, para ajustar el RMR Básico, de acuerdo con la TABLA N°2-11. Este paso se trata separadamente porque la influencia de la orientación de las discontinuidades depende de las aplicaciones ingenieriles. Los valores de este parámetro son cualitativos. Para ayudar a decidir si el rumbo y el buzamiento son favorables o no en excavaciones subterráneas, debemos referirnos a la TABLA N°2-12., la cual está basada en estudios hechos por Wickham (1972).
- ✓ El parámetro “orientación de discontinuidades”, se refleja en el significado de los varios sets de discontinuidades presentes en un macizo rocoso. El set principal, usualmente designado como Set N°01, controla la estabilidad de la excavación; por ejemplo, en túneles será el set cuyo rumbo sea paralelo a su eje. La sumatoria de la valoración de los parámetros de clasificación para este set de discontinuidades constituirá el RMR. De otra manera, en situaciones donde no hay un set de discontinuidades dominante y de importancia crítica, o cuando se estime la resistencia y deformación del macizo rocoso, los valores para cada set de discontinuidades serán promediados para obtener la apropiada clasificación individual de cada parámetro.

Laubscher y Taylor, con base a su experiencia en aplicar la clasificación de los macizos rocosos en 50000 metros de minas y sondajes, propusieron algunos ajustes al RMR de Bieniawski. Su propósito, afinar algunas características de los



macizos rocosos, tomando en cuenta las diferencias en las prácticas del sostenimiento en minería y obras civiles, tomando en cuenta, la influencia de la meteorización, cambios en los esfuerzos y el uso de los explosivos sobre determinado parámetro. Un esquema de procedimiento para efectuar el ajuste es el propuesto por Laubscher (1977) y Kendorski (1983) que se visualiza en la IMAGEN N°2-13.

**IMAGEN N°2-13:** Ajuste del RMR para aplicaciones en minería.



*Fuente: BIENIAWSKI Z. T. Op. Cit. Pp. 60.*

A continuación, se resumen las reglas que publicaron Laubscher y Taylor para los Ajustes en Minería (Tabla N° 17); ojo, que estos ajustes fueron hechos para minas de Asbesto en Africa, son referenciales, pero se debe recordar que cada mina tiene sus propias peculiaridades y problemas de inestabilidad.

**TABLA N°2-13:** Resumen de Ajustes en porcentaje, Laubscher y Taylor.

<b>Parámetro</b>	<b>RQD</b>	<b>IRS<sup>a</sup></b>	<b>Espaciamiento de Discontinuidades</b>	<b>Condición de Discontinuidades</b>	<b>Total</b>
Meteorización	95	96		82	75
Esfuerzo In-Situ e Inducidos				120 -76	120 -76
Cambios en los Esfuerzos				120 – 60	120 -60
Orientación de Rumbo y Buzamiento			70		70
Voladura	93			86	80

**Fuente:** BIENIAWSKI Z. T., *Op. Cit.* Pp. 142.

A continuación, se resume explícitamente las reglas publicadas para los ajustes:<sup>13</sup> Debido a la **Meteorización**, algunos tipos de roca se meteorizan rápidamente cuando entran en contacto con el aire, la meteorización afecta:

- ✓ *Resistencia de la Roca Inalterada:* puede disminuir hasta un 96% si la meteorización afecta las micro-estructuras de la roca.
- ✓ *Índice de Calidad de la Roca,* disminución hasta un 95% si aumentan las fracturas.

*Condición de Discontinuidades:* disminución hasta en un 82% si la meteorización es motivo de deterioro en Los **Esfuerzos in-situ e inducido**, pueden ejercer

<sup>a</sup> IRS: Intact Rock Strenght

<sup>13</sup> HOEK E. & BROWN E. T., *Op. Cit.* Pp. 355 - 356

influencia sobre las discontinuidades, manteniendo las superficies en compresión o permitiendo que se aflojen, aumentando el riesgo de movimiento cortante,

- ✓ *Condición de Discontinuidades*: si las condiciones de esfuerzos son tales que las juntas quedan en compresión, aumenta la valuación hasta en 120%. Si el riesgo de un movimiento cortante aumenta, disminuye su evaluación hasta en un 90%. Si las fisuras están abiertas y pueden equipararse a fisuras con relleno delgado, disminuye la evaluación hasta en un 76%.

Cuando hay **Cambios de Esfuerzos** inducidos por operaciones mineras, por ejemplo, durante la remoción de pilares o la sobre excavación de tajeos o chimeneas de extracción, la situación de la condición de discontinuidades quedará afectada como en el caso anterior, excepto que, los cambios de esfuerzos puedan causar movimientos cortantes importantes o abrir fisuras, disminuye la evaluación hasta en un 60%.

Las **orientaciones de rumbo y buzamiento** debido al tamaño, forma y la dirección de avance de una excavación subterránea tendrán una influencia sobre su estabilidad cuando se consideran en función del sistema de discontinuidades del macizo rocoso.

**Efectos de Voladuras**, las voladuras crean nuevas fracturas y provocan movimientos en las fisuras existentes. Se proponen las siguientes reducciones para la evaluación del RQD y la Condición de Discontinuidades:

- ✓ Perforaciones de Reconocimiento 100%
- ✓ Voladuras de Sección Lisa 97%
- ✓ Voladuras Convencionales Buenas 94%
- ✓ Voladuras Convencionales Deficientes: 80%

En algunos casos, se va a encontrar sujeta a más de un ajuste. Laubscher y Taylor postulan que el ajuste total no debe pasar el 50%.

El índice RMR siempre se ha dividido dentro de 5 clases (I, II, III, IV y V) con las denominaciones desde "Muy Buena" a "Muy Mala", cada clase cubre un intervalo de 20 puntos. En la práctica las clases no son equiparables entre sí. La clase III (Media o Regular) es normalmente la más frecuente, pero cubre un rango

demasiado amplio, las necesidades de un túnel de RMR=40 son muy diferentes de las de un túnel de RMR=60; el primero probablemente incluirá shotcrete y pernos, mientras que el segundo solo pernos sistemáticos. La Clase IV (Mala) es demasiado amplia, una excavación subterránea de RMR=20 se excavará con avances mucho más cortos que en un macizo con RMR=40, además, el requerimiento de sostenimiento para el primer caso será mucho mayor, probablemente se necesiten cimbras. Es por ello que **M. ROMANA**, propuso la sustitución del sistema de 5 clases por el de 10 Subclases, cada subclase tiene un rango de 10 puntos y, para mantener un cierto grado de correlación con la división anterior, se denomina con el numeral romano de Bieniawski (I, II, III, IV, V) seguido de una letra: A para la mitad superior y B para la mitad del inferior de cada clase.<sup>14</sup> La TABLA N°2-14 recoge la comparación entre las clases de Bieniawski y las subclases propuestas por Romana.

**TABLA N°2-14:** Clasificación modificada de Bieniawski en subclases y comparación con la original (Romana 2000).

RMR	MODIFICADO		BIENIAWSKI ORIGINAL	
	CLASE	DENOMINACION	DENOMINACION	CLASE
100	I-A	EXCELENTE	MUY BUENA	I
90	I-B	MUY BUENA		
80	II-A	BUENA A MUY BUENA	BUENA	II
70	II-B	BUENA A MEDIA		
60	III-A	MEDIA A BUENA	MEDIA	III
50	III-B	MEDIA A MALA		
40	IV-A	MALA A MEDIA	MALA	IV
30	IV-B	MALA A MUY MALA		
20	V-A	MUY MALA	MUY MALA	V
10	V-B	PESIMA		
0				

**Fuente:** Romana Ruiz, m. "recomendaciones de sostenimiento para túneles". pp.

07.

<sup>14</sup> ROMANA RUIZ, M. "RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO PARA TÚNELES", Artículo publicado en la Revista de Obras Públicas, octubre 200, España. Pp. 07.

Cabe anotar que las subclases I-A y V-B son casi imposibles de encontrar, pues en el primer caso son escasos los macizos rocosos con pocas discontinuidades y de gran calidad; y en el segundo, no existe un macizo cuyo RMR<10 corresponda a un terreno que se asimile a un macizo rocoso, pues este tipo de terrenos más bien correspondería a un suelo plástico con muy baja resistencia al cizallamiento.<sup>15</sup> Los resultados obtenidos del RMR tienden a ser un poco conservadores, lo cual puede hacer que se salga un poco del diseño de sostenimiento. Al respecto es mejor monitorear el comportamiento de la roca durante el proceso de construcción y ajustar las predicciones de la clasificación de la roca a condiciones locales.

### 2.2.1.5 SISTEMA Q

El sistema Q de clasificación de los macizos rocosos fue desarrollado en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde del Norwegian Geotechnical Institute – NGI (Instituto Geotécnico de Noruega). Su desarrollo representó una mayor contribución al tema de Clasificación de Macizos Rocosos por las siguientes razones:<sup>16</sup>

- ✓ El sistema fue propuesto con base en el análisis de 212 casos históricos de túneles en Escandinavia.
- ✓ Es un sistema de clasificación cuantitativo.
- ✓ Es un sistema ingenieril que facilita el diseño de sostenimiento para túneles.

Después de un extenso periodo de ensayos y tanteos ejecutados en el año 1973, se consideraron finalmente un total de seis parámetros y conjunto de categorías dentro del Sistema Q. De acuerdo con este sistema de clasificación, se propuso un índice para determinar la calidad del macizo rocoso en túneles. El valor numérico de este índice se define mediante la expresión:

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

Donde; el *primer cociente*, representa la estructura del macizo rocoso, corresponde a una estimación algo rudimentaria del *tamaño de bloques*. El

<sup>15</sup> GAVILANES J. et al. *Op. Cit.* Pp. 84

<sup>16</sup> BIENIAWSKI Z.T. *Op. Cit.* Pp. 73

*segundo cociente*, representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de la discontinuidad o de los materiales de relleno, corresponde a una estimación de la *resistencia al corte* entre los bloques. Finalmente, el *tercer cociente* representa lo que Barton et al. (1974), denominan *esfuerzo “activo”* (estimación de las tensiones efectivas). Los parámetros que definen estos cocientes son:<sup>17</sup>

- a) **RQD**, es la designación de la calidad de la roca definida por Deere et al. (1967), que puede variar de 0 (macizos rocosos de muy mala calidad) a 100 (macizos rocosos de excelente calidad).

Notas:

- i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10 se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.  
 ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc. tienen suficiente precisión.

- b)  **$J_n$** , es un coeficiente asociado al número de sets o familias de discontinuidades presentes en el macizo rocoso (Joint Set Number), que puede variar de 0.5 (macizo masivo o con pocas estructuras) a 20 (roca totalmente disgregada o triturada).

**TABLA N°2-15:** *índice de diaclasado.*

Índice de Diaclasado		<b><math>J_n</math></b>
		0.5 -
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	1.0
B	Una Familia de Diaclasas	2
C	Una Familia y algunas Diaclasas	3
D	Dos Familias de Diaclasas	4

<sup>17</sup> Tablas de Valores de los seis parámetros característicos del Sistema Q (Barton y Grimstad; actualización 1994)

E	Dos Familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres Familias de Diaclasas	9
G	Tres Familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	4 ó más familias, diaclasas aleatorias, roca MF, en terrones	15
J	Roca triturada, terrosa	20
Notas:		
i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión (3Jn).		
ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión (2Jn)		

**Fuente:** Bieniawski z.t

- c)  $J_r$ , es un coeficiente asociado a la rugosidad de las estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Roughness Lumber), que puede variar de 0.5 (estructuras planas y pulidas) a 5 (estructuras poco persistentes espaciadas a 3.0m).

**TABLA N°2-16:** índice de rugosidad de las discontinuidades

Índice de rugosidad de las Discontinuidades		Jr
a) Contacto de dos caras de la discontinuidad. / b) Contacto entre las dos caras de la discont. ante un desplazamiento cortante inferior a 10cm.		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1.5
E	Diaclasas Planas, rugosas o irregulares	1.5
F	Diaclasas planas, lisas	1
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0.5
Notas:		
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.		

c) <i>No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.</i>		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1
<p>Notas:</p> <p>i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3m, se debe aumentar el índice Jv en una unidad.</p> <p>ii) En el caso de diaclasas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor Jr = 0.5</p>		

**Fuente:** Bieniawski z.t

- d)  $J_a$ , es un coeficiente asociado a la condición o grado de alteración de las estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Alteration Number), que puede variar de 0.75 (vetillas selladas en roca dura con rellenos resistentes y no degradables) a 20 (estructuras con rellenos potentes de arcillas).

**TABLAN°2-17:** *Índice de alteración de las discontinuidades.*

Índice de alteración de las Discontinuidades		$\Phi_r$	$J_a$
a) <i>Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)</i>			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	----	0.75
B	Planos de Discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25° - 35°	1



C	Planos de Discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25° - 30°	2
D	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	20° - 25°	3
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	08° - 16°	4
<i>b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores).</i>			
F	Partículas Arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25° - 30°	4
G	Fuertemente sobre consolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm)	16° - 24°	6
H	Sobre consolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	12° - 16°	8
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm). El valor $J_a$ depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	06° - 12°	8 - 12.0

c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (Ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	06° - 24°	6.8 ó 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas reacciones de arcillas no reblandecibles.	12° - 16°	5

**Fuente:** Bieniawski z.t

- e)  $J_w$ , es un coeficiente asociado a la condición de aguas en las estructuras presentes en el macizo rocoso (Joint Water Reduction Factor), que puede variar de 0.05 (flujo notorio de aguas, permanente o que no decae en el tiempo) a 1 (estructuras secas o con flujos mínimos de agua).

**TABLA N°2-18:** Factor de reducción x presencia de agua.

Factor de Reducción x Presencia Agua		Presión de Agua (Kg/cm <sup>2</sup> )	Jw
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1 - 2.5	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2.5 - 10	0.55
D		2.5 - 10	0.33

	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.		
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	> 10	0.2-0.1
F	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada de carácter persistente, sin disminución.	> 10	0.1-0.05
<p>Nota:</p> <p>i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de <math>J_w</math>,</p> <p>ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.</p>			

**Fuente:** Bieniawski z.t

- f) **SRF**, es un coeficiente asociado al posible efecto de la condición de esfuerzos en el macizo rocoso (Stress Reduction Factor), que puede variar de 0.05 (concentraciones importantes de esfuerzos en roca competente) a 400 (potencial ocurrencia de estallidos de roca).

**TABLA N°2-19:** Condiciones tensionales de la roca.

Condiciones Tensionales de la Roca		SRF
a) Las zonas débiles intersecan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel avanza.		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10

B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, (prof. de la excavación $\leq 50\text{m}$ )	5		
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, (prof. de la excavación $> 50\text{m}$ )	2.5		
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7.5		
E	Zonas de Fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación $\leq 50\text{m}$ )	5		
F	Zonas de Fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación $> 50\text{m}$ )	2.5		
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5		
<p>Nota:</p> <p>i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersecan a la excavación.</p>				
<i>b) Rocas Competentes, problemas tensionales en las rocas</i>		$\sigma_v/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_c$	<b>SRF</b>
H	Tensiones Pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	$>200$	$< 0.01$	2.5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0.01-0.3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10 - 5.0	0.3-0.4	0.5-2

L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5.0 -3.0	0.5-0.65	5.0-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3.0-2.0	0.65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2.0	>1	200-400
<p>Notas:</p> <p>i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando <math>5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10</math>, se disminuye el parámetro <math>\sigma_c</math> hasta <math>0.75 \sigma_c</math>; si <math>\sigma_1/\sigma_3 &gt; 10</math>, se tomará el valor de <math>0.5\sigma_c</math>, <math>\sigma_c</math> es resistencia a compresión simple, <math>\sigma_1</math> y <math>\sigma_3</math> son las tensiones principales mayor y menor y <math>\sigma_\theta</math> es la tensión principal máxima, estimada a partir de la teoría de elasticidad.</p> <p>ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2.5 y 5 unidades (Ver Clase H).</p>				
<i>c) Rocas Deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas</i>			$\sigma_\theta / \sigma_c$	<b>SRF</b>
O	Presión de Deformación baja	1.0 - 5.0	5.0 - 10	
P	Presión de Deformación Alta	> 5	10.0 - 20	
<p>Nota:</p> <p>i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: <math>H &gt; 350 Q^{1/3}</math> (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión <math>= 7 * r * Q^{1/3}</math>, donde r es la densidad de la roca en g/cm<sup>3</sup> (Singh, 1993)</p>				
<i>d) Rocas Expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.</i>				<b>SRF</b>
R	Presión de Expansión Baja		5.0 - 10.0	

S	Presión de Expansión Alta	10.0 - 15.0
---	---------------------------	-------------

**Fuente:** Bieniawski z.t

El rango de valores que puede tomar el índice Q de calidad de roca oscila entre 0.001 (excepcionalmente mala) y 1000 (excepcionalmente buena) en una escala logarítmica, teniendo las siguientes categorías de macizos rocosos:

**TABLA N°2-20:** Categorías del macizo rocoso.

Tipo de Roca	Valores de Q
Excepcionalmente mala	$10^{-3} - 10^{-2}$
Extremadamente mala	$10^{-2} - 10^{-1}$
Muy mala	$10^{-1} - 1$
Mala	1 - 4
Media	4 - 10
Buena	10 - 40
Muy Buena	40 - 100
Extremadamente Buena	100 - 400
Excepcionalmente Buena	400 - 1000

**Fuente:** Bieniawski z.t

Barton et al. (1974) consideran que los parámetros  $J_n$ ,  $J_r$  y  $J_a$  juegan un rol muy importante en la orientación de discontinuidades, y si dicha orientación hubiera sido incluida, la clasificación hubiese sido menos general. Sin embargo, la orientación está implícitamente considerada en los parámetros  $J_r$  y  $J_a$  porque ellos se aplican al sistema de discontinuidades más desfavorable. El sistema más desfavorable para la estabilidad de la excavación son la que no presentan contacto entre sus paredes.<sup>18</sup>

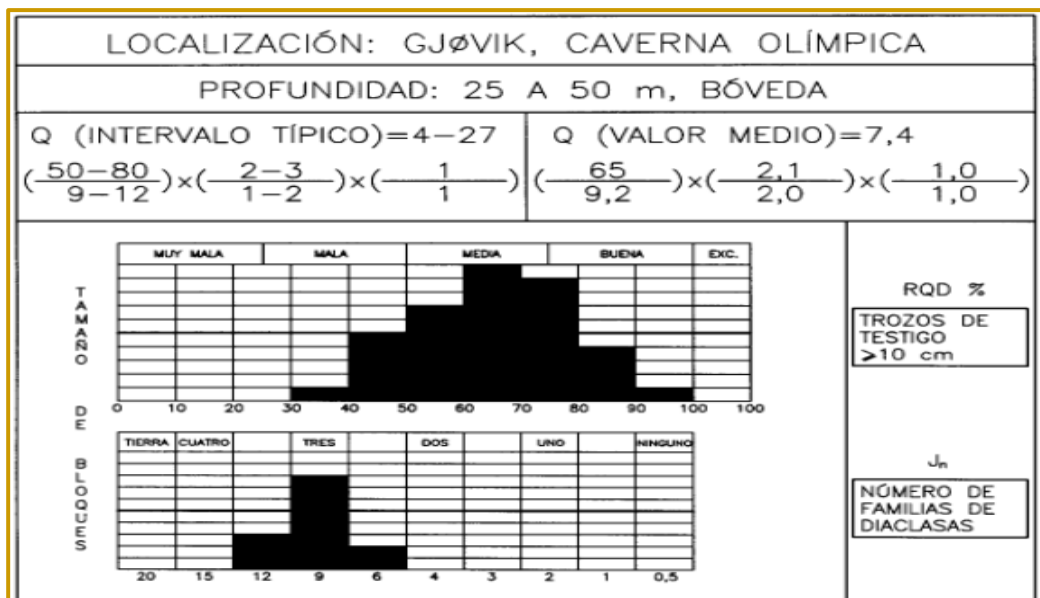
El parámetro  $J_n$  (número de familias de diaclasas) puede estar afectado por foliación, esquistosidad, clivaje, laminaciones, etc. Solo si estas diaclasas paralelas están suficientemente desarrolladas, se contabilizan como una familia, si no, se contabilizan como diaclasas adicionales.

<sup>18</sup> GAVILANES H. et al. *Op. Cit.* Pp. 88

Cuando un macizo contiene arcilla, se aplicará el valor del SRF para roca que se puede soltar. En este caso, la resistencia de la roca inalterada es de poco interés. Sin embargo, cuando las discontinuidades son pocas y no hay arcilla, la resistencia de la roca inalterada puede ser el eslabón más débil y la estabilidad dependerá de la relación tensión-roca/resistencia-roca. Un campo de tensiones fuertemente anisotrópico es desfavorable para la estabilidad.<sup>19</sup>

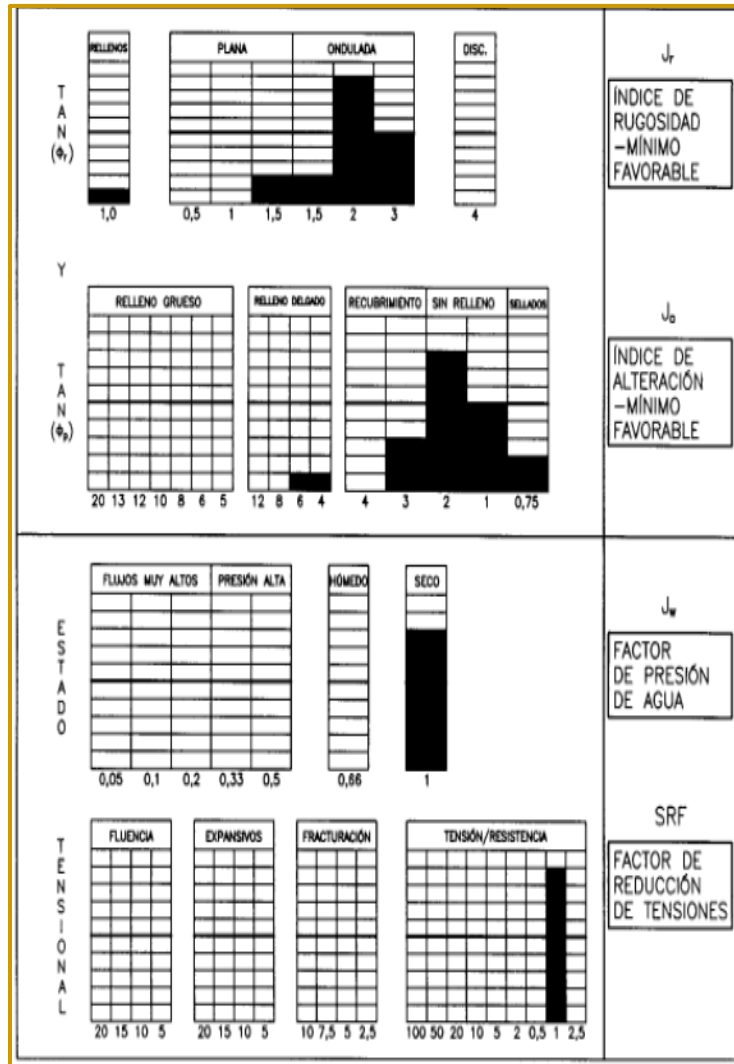
Una manera adecuada de registrar los parámetros que definen el índice Q cuando se realiza la toma de datos a pie de obra, por ejemplo, en un túnel, o cuando se evalúa el índice Q a partir del análisis de testigos de sondeos, es la que se muestra en la Figura N° 19 Este gráfico de datos contiene los valores de los parámetros básicos descritos en las tablas anteriores. Cuanto más a la derecha aparezcan los histogramas mejor será la calidad de la roca que representan, mientras que cuanto más a la izquierda se sitúan, peores son las condiciones. Este gráfico es muy práctico para resumir los datos obtenidos in situ. Las funciones de distribución estadísticas aparecen con bastante rapidez.<sup>20</sup>

**IMAGEN N°2-14:** Gráfico de Registro de Datos que refleja los resultados estadísticos de los parámetros del índice Q.



<sup>19</sup> *Ibid.* Pp. 93

<sup>20</sup> BARTON N. & GRIMSTAD E.. "El Sistema Q para la selección del sostenimiento en el método noruego de excavación de túneles". Instituto Geotécnico Noruego. Pp.6 y 7



**Fuente:** BARTON N. & GRIMSTAD E. "El Sistema Q para la selección del sostenimiento en el método noruego de excavación de túneles". Instituto Geotécnico Noruego. Pp.7

### 2.2.1.6 COMPARACION ENTRE EL RMR Y EL ÍNDICE Q:

Los dos sistemas están basados en la valoración de tres propiedades importantes del macizo rocoso:

- ✓ Resistencia de la roca intacta.
- ✓ Propiedades friccionales de las discontinuidades
- ✓ La geometría de los bloques intactos definidos por las discontinuidades.

Para analizar la influencia de estos parámetros, la valoración aproximada del total del rango para el RMR y el índice Q es comparada de la siguiente manera:



**TABLA N°2-21:** Comparación entre el rmr y el índice q.

Parámetro considerado	Porcentaje de contribución al valor total	
	Índice Q (0.01 a 1000)	RMR (8 a 100)
Resistencia de la Roca inalterada	19	16
Tamaño del bloque	44	54
Fricción de las Discontinuidades	39	27

Esta tabla nos indica la similitud entre los pesos asignados a cada uno de los parámetros del macizo rocoso considerados. A pesar de esto, se debería indicar que no hay una base para asumir que los dos sistemas deban ser directamente relacionados; sin embargo, existen varias correlaciones que utilizan un sistema para determinar el otro (TABLA N°2-22).

De todas las correlaciones desarrolladas entre el RMR y el Índice Q se puede comprobar que la ecuación:

$$RMR = 9 * \log_e Q + 44$$

Que propone Bieniawski corresponde en forma adecuada a la relación que existe entre ambos sistemas, un total de 111 casos históricos fueron analizados para este propósito: 62 casos en Escandinavia, 28 casos en África del Sur y 21 Casos históricos en Canadá, Estados Unidos, Australia y Europa.

**TABLA N°2-22:** Correlaciones entre el RMR y el Índice Q.

Correlaciones	Origen	Aplicación
$RMR = 13.5 \log Q + 43$	Nueva Zelanda	Túneles
$RMR = 9 \ln Q + 44$	Diverso	Túneles
$RMR = 12.5 \log Q + 55.2$	España	Túneles
$RMR = 5 \ln Q + 60.8$	Sudáfrica	Túneles
$RMR = 43.83 - 9.19 \ln Q$	España	Minería, roca débil
$RMR = 10.5 \ln Q + 41.8$	España	Minería, roca débil

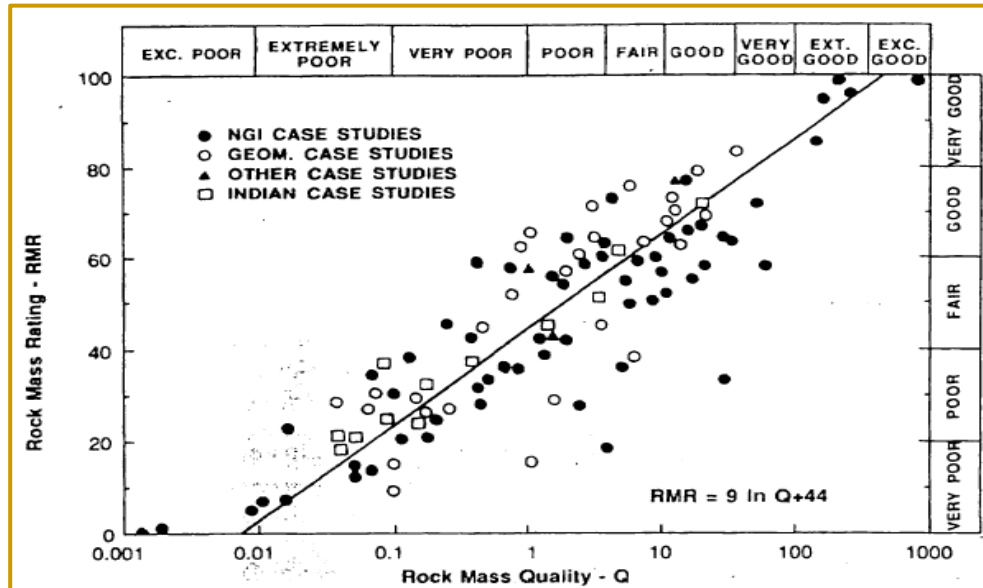
$RMR = 12.11 \log Q + 50.81$	Canadá	Minería, roca resistente
$RMR = 8.7 \ln Q + 38$	Canadá	Minería, roca sedimentaria
$RMR = 10 \ln Q + 39$	Canadá	Minería, roca resistente

**Fuente:** GAVILANES J. Hernan. *Op. Cit.* Pp. 96.

Finalmente, Rutledge y Preston (1978) determinaron la siguiente correlación de 7 proyectos en Nueva Zelanda:

$$RSR = 0.77 * RMR + 12.4$$

**IMAGEN N°2-15:** Correlación entre el RMR y el Índice Q (Después de Bieniawski, 1976 y Jethwa et al., 1982).



**Fuente:** BIENIAWSKI Z.T. *Op. Cit.* Pp. 89.

El RMR y el Índice Q incluyen un número suficiente de datos para evaluar correctamente todos los factores que tienen influencia en la estabilidad de una excavación subterránea. Bieniawski parece dar más importancia a la orientación y la inclinación de los accidentes estructurales de la roca y no dar ninguna a los esfuerzos en la roca. La Clasificación de Barton et al., no incluye el factor de la orientación de las discontinuidades, pero si considera las propiedades de los sistemas de discontinuidades más desfavorables al valorar la rugosidad de las

discontinuidades y su grado de alteración, ambos representando la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso. En otros casos, grandes bloques pueden quedar aislados por unas cuantas discontinuidades y causar problemas de estabilidad durante la excavación; para tales casos, los sistemas de clasificación que hemos estudiado serán quizás inadecuados y se necesitarán consideraciones especiales para la relación entre la geometría del macizo y la excavación.

Cuando se trata de problemas en terrenos de mala calidad extrema que implican rocas comprimidas o expansivas o grandes flujos de agua, se ha visto que el RMR es de difícil aplicación, esto es comprensible ya que el sistema se ideó originalmente para túneles a baja profundidad en roca dura fracturada. Por lo tanto, si se trabaja en terreno extremadamente malo, los autores recomiendan el Sistema Q.<sup>21</sup>

#### **2.2.1.7 Clasificación geomecánica en minería (RMR' y Q')<sup>22</sup>**

Un enfoque que se ha tomado en cuenta para los sistemas de clasificación que se aplican a condiciones de minado, es el de simplificar estos sistemas de clasificación para incluir solo factores dependientes del macizo rocoso e ignorar las condiciones externas del entorno como son los esfuerzos y la orientación de la excavación.

Esto se denota usando el signo (') al utilizar RMR' y Q', ambos sistemas simplificados son muy usados en los métodos empíricos de diseño. El valor resultante solo dependerá del macizo rocoso y dará la misma evaluación para las mismas condiciones de roca a diferentes profundidades y diferentes orientaciones de galerías dentro de la mina.

Este enfoque simplificado de clasificación ha sido aplicado a ambos sistemas RMR y Q. (Milne, D. Hadjigeorgiou J. Pakalnis, R. ,1998).

RMR', es el RMR, pero sin considerar el ajuste por orientación de la excavación y las juntas y considerando el puntaje de agua subterránea seca.

---

<sup>21</sup> HOEK E. *Op. Cit.* Pp. 45

<sup>22</sup> HOEK E. *Op. Cit.* Pp. 45

De manera análoga el Q' que se utiliza en los métodos empíricos, es el Q cuando se considera el valor de SRF=1 y el valor de condiciones de agua=1. (Mathews, K. E. Hoek Wyllie, C. Stewart, S.B.V, 1980)

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

### 2.2.1.8 Índice GSI (Índice de Resistencia Geológica)<sup>23</sup>

El doctor Evert Hoek publicó en 1994 en el noticiario oficial de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, el artículo titulado "Strength of Rock and Rock Masses" en el cual introdujo, definiéndolo "Índice de Resistencia Geológica" (Geological Strength Index), un nuevo índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físicomecánicas de un macizo rocoso: La macroestructura, y la condición de las superficies de las discontinuidades.

Lo que más hace interesante el GSI, además de su sencillez y agudeza, es su carácter intrínseco a la geomecánica de los macizos rocosos, toda vez que el mismo no depende de factores extrínsecos cuáles por ejemplo, la orientación, la presentación, la humedad, etc., así como en cambio sucede para la mayor parte de los otros índices de calidad propuestos y utilizados, como por ejemplo el RMR de Bieniawski, el RSR de Wickham y el Q de Barton, ni se reduce a la caracterización casi únicamente geométrica del macizo, por ejemplo ocurre para el RQD de Deere. Quizás el único índice de calidad que posee carácter igualmente intrínseco es el también interesantemente RMI de Palmstrom; todos mencionados anteriormente. Es efecto tal carácter intrínseco del GSI, que permitió a su autor proponerlo para que fuera utilizado esencialmente para el importante objetivo de y cuantificar numéricamente las principales características geomecánicas de los macizos rocosos, marcando de tal manera un paso gigantesco hacia la resolución de uno de los más álgidos problemas de la

---

<sup>23</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. . *Op. Cit.* Pp. 32

mecánica e ingeniería de rocas: El GSI provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y aumento de la deformabilidad de las rocas que se producen al pasar de los materiales a los macizos, al pasar de la caracterización de laboratorio sobre muestras de dimensiones necesariamente muy limitadas a las formaciones naturales dentro de las cuales se realizan las obras de ingeniería que requieren ser numéricamente analizadas, diseñadas o verificadas.

Tal como indica Hock (2004), el GSI ha sufrido diversas modificaciones desde su versión original, siendo una de estas la publicada en 1998 por Hock, y Marinós, donde se amplía el rango del GSI en 5 unidades hacia abajo y 5 unidades hacia arriba, para poder incluir macizos rocosos de calidad extremadamente mala como los encontrados en las excavaciones subterráneas.

Hock (2000) sugiere hacer referencia a un rango y no a un valor único del GSI, también sugiere que para macizos rocosos caracterizados con un GSI mayor a 25 es más conveniente estimar este valor a partir del RMR de Bieniawski, sin incluir el factor de corrección por orientación de las diaclasas y considerando el frente seco; en macizos rocosos de baja calidad con GSI menor a 25, se estima el GSI en base a observaciones de la apariencia física del macizo rocoso, ya que en estas circunstancias es difícil obtener núcleos intactos de rocas mayores a 10 cm para poder determinar el valor del RQD.

Hay que hacer las siguientes consideraciones:

Resistencia de la roca:

Tiene una valoración máxima de 15 puntos. y puede utilizarse como criterio el resultado del ensayo de carga puntual (Point Load).

- ✓ RQD: Tiene una valoración máxima de 20 puntos. Se denomina RQD de un cierto tramo de un sondeo a la relación en tanto por ciento entre la suma de las longitudes de los trozos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del sondeo.
- ✓ Separación entre continuidades: Tiene una valoración máxima de 20 puntos. El parámetro considerado es la separación en metros entre juntas de la familia principal de diaclasas de la roca.

- ✓ Estado de las discontinuidades: Es el parámetro que más influye, con una valoración máxima de 30 puntos. pueden aplicarse los criterios generales, en la que el estado de las diaclasas se descompone en otros cinco parámetros: persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración de la junta.
- ✓ Presencia de agua: La valoración máxima es de 15 puntos. Ofrece tres posibles criterios de valoración: estado general, caudal cada 10 metros del túnel y relación entre la presión del agua y a tensión principal mayor en la roca.
- ✓ Orientación de las discontinuidades: Este parámetro tiene una valoración negativa y oscila para túneles entre 0 y -12 puntos para túneles. En función del buzamiento de la familia de diaclasas y de su rumbo, en relación con el eje del túnel (paralelo o perpendicular), se establece una clasificación de la discontinuidad en cinco tipos: desde la muy favorable hasta muy desfavorable.

#### **2.2.1.9 Índice GSI modificado**

El índice GSI fue modificado por C. Vallejo (2002) con el objetivo de utilizar las tablas originales de manera práctica y sencilla de clasificar cualitativamente al macizo rocoso y recomendar el sostenimiento requerido. Cabe señalar que el índice GSI fue originalmente desarrollado con la finalidad de obtener parámetros para el criterio de falla de Hoek & Brown, por lo que Vallejo recurre a las equivalencias del GSI con RMR para recomendar y dimensionar el sostenimiento. Las tablas resultan ser muy prácticas para ser empleadas solo para los colaboradores o trabajadores, sin embargo, corresponderá al personal especializado del área de geomecánica de cada empresa, la adecuación específica, así como la evaluación y/o revisión de su aplicación. En el Anexo 4 se encuentran las tablas modificadas de GSI.

### **2.2.1.10 Correlaciones entre sistemas de clasificación<sup>24</sup>**

Dada la variedad de sistemas de clasificación de los macizos rocosos y su gran aceptación en la industria minera, diversos autores han propuesto correlaciones entre los diversos sistemas de clasificación.

Lo recomendable es emplear información o data “cruda”, es decir la información recopilada en las investigaciones geomecánicas de campo, para determinar la valoración de los parámetros en el sistema deseado. Debido a que ello puede demandar gran cantidad de tiempo y recursos, se plantea la opción de establecer una base de datos preliminar con la información del sistema de clasificación inicial lo suficientemente grande para poder realizar un análisis estadístico confiable, a fin de estimar la valoración en el nuevo sistema de clasificación deseado, permitiendo establecer la correlación propia o particular de la mina y poder aplicarla al resto de la base de datos. Sin embargo, se recomienda usar la correlación una sola vez, ya que emplear más de una vez las fórmulas de correlación inducirá error.

### **2.2.1.11 Limitaciones de los sistemas de clasificación<sup>25</sup>**

Las clasificaciones geomecánicas se desarrollaron con el propósito de cuantificar preliminarmente las características del macizo rocoso, en base a descripciones geológicas cualitativas (caracterización). Si bien es cierto que inicialmente los sistemas de clasificación surgieron para la estimación del sostenimiento de túneles, posteriormente se utilizaron para evaluar propiedades del macizo rocoso (módulo de elasticidad, velocidades sísmicas). Las clasificaciones geomecánicas forman parte de una aproximación empírica, con las cuales hay que ser cuidadoso, puesto que las soluciones que se obtienen son estimadas. Es necesario reconocer que los sistemas de clasificaciones tienen limitaciones. Estas limitaciones han sido abordadas con un mayor detalle por: Brady B.H.G. Brown E.T. (1993), Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden (1995), Palmström, A.; Broch, E. (2006), Bieniawski R. (2011). Por lo anterior es conveniente utilizar al menos dos sistemas de clasificación geomecánica, con fines de verificación y

---

<sup>24</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. *Op. Cit.* Pp. 33

<sup>25</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. *Op. Cit.* Pp. 33

para obtener rangos de variación típicos y valores medios. Es conveniente que además de utilizar el enfoque empírico, se complemente con el modelamiento numérico.

#### **2.2.1.12 Estructuras geológicas<sup>26</sup>**

La mayor parte de los problemas de inestabilidad y la consecuente falla de los macizos rocosos en las minas subterráneas, están asociados a las diferentes estructuras geológicas, generalmente la parte más débil del macizo rocoso. De allí la necesidad de un conocimiento detallado de las estructuras geológicas, que pueda mejorar la capacidad de comprensión de los mecanismos de falla del macizo rocoso y prevenir potenciales eventos de caídas de roca. Las estructuras geológicas se pueden observar a diferentes escalas, desde una escala a nivel continental a una escala de microfracturas en la composición de la matriz de roca. Para los propósitos de la geomecánica de la mina, las estructuras geológicas se pueden dividir en “estructuras mayores”, incluyendo zonas de corte y fallas regionales (estructuras a escalas de la mina), y las menos extensas o “estructuras menores”, como las familias de discontinuidades, los estratos, etc. (Estructuras a una escala local para un área de la mina).

##### **a) Estructuras Mayores<sup>27</sup>**

Las estructuras principales se originan por grandes movimientos de la corteza terrestre, ocurridos antes, durante, o después de la formación de los yacimientos. Dichos movimientos han generado sistemas de fallas geológicas que son de interés para los geólogos que tratan de entender cómo se formaron los yacimientos. Las Fallas son planos de debilidad a lo largo de los cuales se han desplazado bloques de roca y podrían tener una gran trascendencia en la estabilidad global de la mina. Las actividades de minado podrían reactivar movimientos a lo largo de las fallas y causar un daño significativo a las minas subterráneas en actividad. Entender la geometría de la red de fallas y cómo se

---

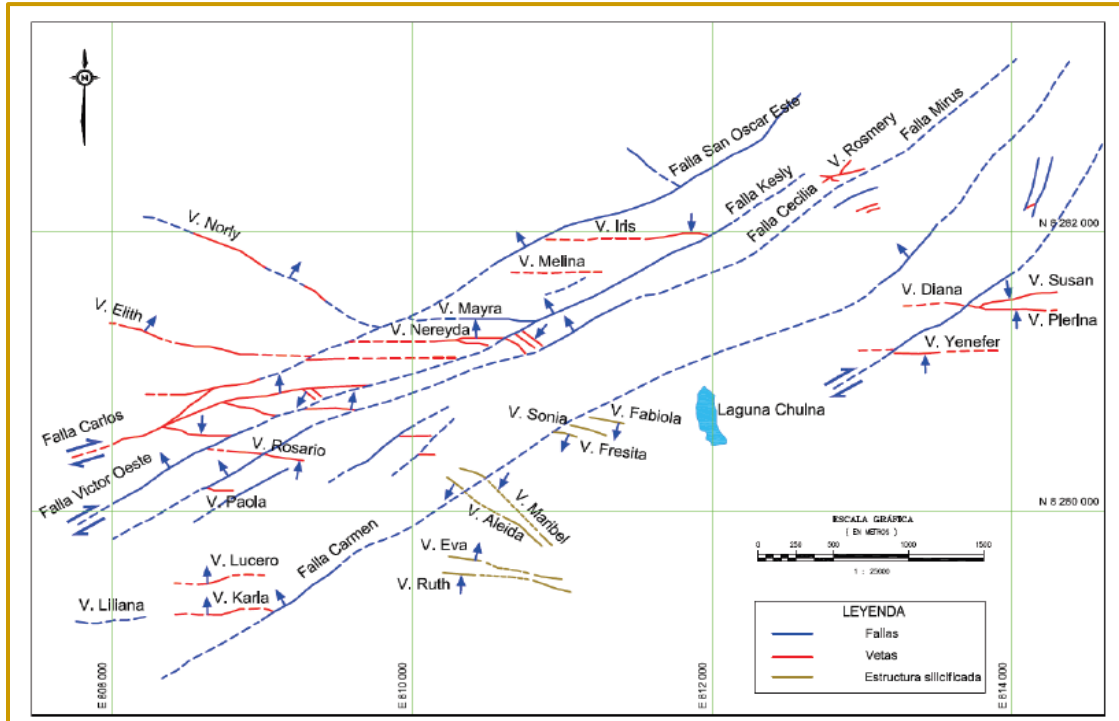
<sup>26</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. *Op. Cit.* Pp. 34

<sup>27</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. *Op. Cit.* Pp. 34



puede perturbar su estabilidad con las actividades de minado conduce a enfoques estratégicos para el minado, que minimicen el potencial movimiento de fallas y el riesgo de daño e inestabilidad regional.

**IMAGEN N°2-16:** Plano de Planta de estructuras principales (SRK, 2014)



**Fuente:** Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.

Se pueden esperar problemas locales de estabilidad en zonas donde ocurra una cantidad intensa de fallas y en ubicaciones donde las fallas se intersecan unas con otras.

Los ingenieros deben registrar la ubicación y medir la orientación y buzamiento de todas las estructuras principales identificadas en testigos obtenidos de taladros orientados de perforación diamantina y en las excavaciones existentes en las etapas iniciales del proyecto.

#### **b) Estructuras Menores**

Las estructuras menores o discontinuidades están frecuentemente superpuestas a las estructuras mayores. Un buen conocimiento del sistema de estructuras mayores proveerá una percepción inicial para el estudio de las estructuras

menores. Las estructuras menores son aquellas que tienen al menos un metro de longitud y se repiten a un intervalo apreciable (familias de discontinuidades, estratificación) y son de interés para la geomecánica.

Típicamente, la información de estructuras menores que se debe obtener incluye la ubicación, buzamiento y dirección de buzamiento. Además, es una buena práctica registrar la condición de las discontinuidades (rugosidad, ondulación, relleno, persistencia, espaciamiento, etc.) ya que esta información puede ser usada para la clasificación del macizo rocoso. El estudio de las estructuras menores se realiza de preferencia mediante el mapeo geomecánico; sin embargo, puede realizarse en testigos orientados de perforación diamantina.

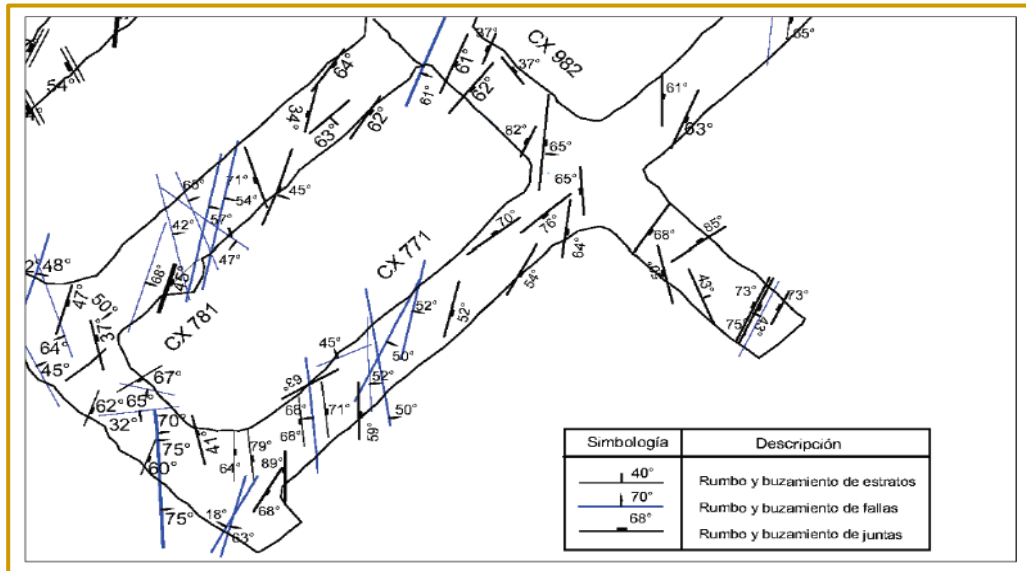
Las técnicas de mapeo geomecánico pueden ser de “línea de detalle” o mediante “estaciones” geomecánicas. La dirección y ubicación en que se ejecute el mapeo podría incurrir en sesgos en el levantamiento de la información.

Por consiguiente, se deben mapear las caras de al menos tres orientaciones diferentes (preferentemente ortogonales).

Hoek, Kaiser y Bawden (1995) sugieren que se tomen al menos 100 medidas de buzamiento y dirección de buzamiento en cada dominio estructural. Las buenas prácticas sugieren duplicar el número de mediciones. Una discusión más completa sobre las técnicas de toma de datos estructurales se encuentra en Hoek, Kaiser & Bawden (1995) y Hutchinson y Diederichs (1996).

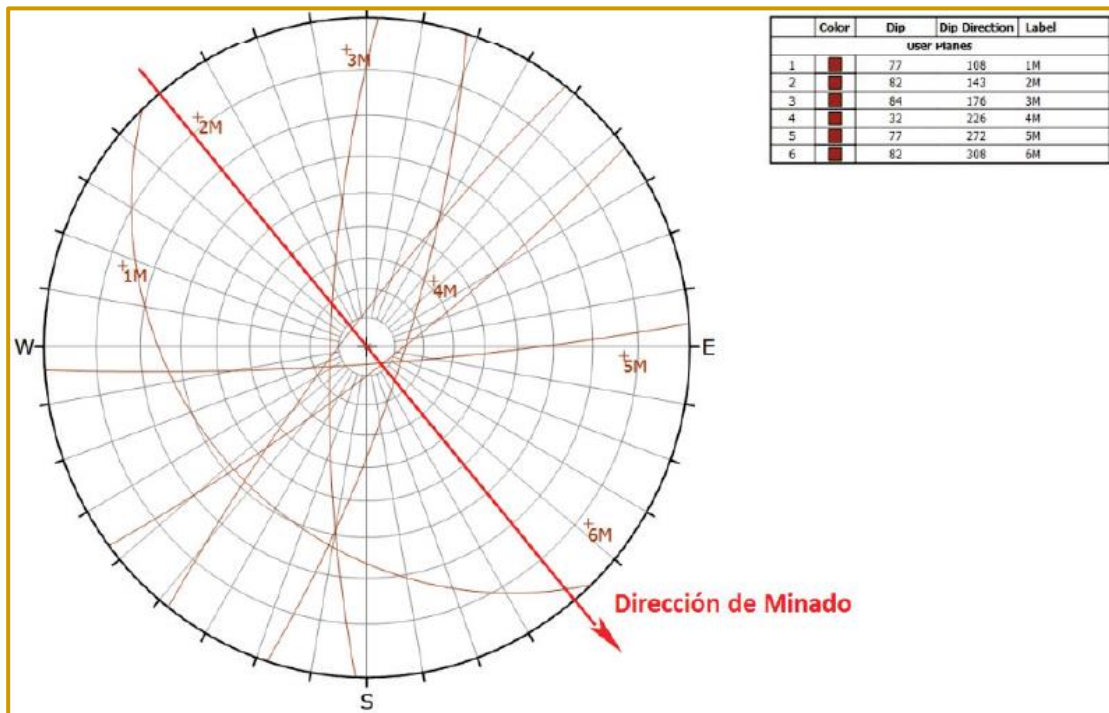
La información estructural puede presentarse trazando la orientación de las juntas en los planos de minado con el buzamiento escrito al costado de la traza (ver figura siguiente), para facilitar la visualización de juntas individuales o incluir una proyección estereográfica de las discontinuidades. La validación de estas proyecciones estereográficas requerirá de por lo menos 100 mediciones.

**IMAGEN N°2-17:** *Plano de planta genérico mostrando las juntas mapeadas con la orientación de la traza en planta (SRK, 2014)*



**Fuente:** Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.

**IMAGEN N°2-18:** Representación Estereográfica (SRK, 2014).



**Fuente:** *Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.*

Para facilitar los análisis de potenciales mecanismos de falla generalmente se usa un estereograma. Discusiones más completas sobre la presentación de la información estructural se encuentran en Hutchinson y Diederichs (1996).

#### **2.2.1.13 Esfuerzos de pre minado<sup>28</sup>**

Los esfuerzos de pre minado se refieren a la presión del macizo rocoso encerrado en el volumen de roca alrededor del yacimiento antes de la explotación. Estos esfuerzos son una fuente de energía que podrían ocasionar fallas en el macizo rocoso. Por tanto, es importante definir el estado de los esfuerzos de pre minado, ya que constituye una parte importante de la evaluación del peligro relacionada con fallas en el macizo rocoso.

#### **2.2.2.14 Estimación de esfuerzos in situ<sup>29</sup>**

Sheorey (1994) desarrolló un modelo de esfuerzos, que permite estimar el valor del ratio (k) del esfuerzo horizontal con respecto al esfuerzo vertical. Esta ecuación es:

$$K = 0.25 + 7 E_h \left( 0.001 + \frac{1}{z} \right)$$

Dónde:

z: es la profundidad con respecto a la superficie

Eh: es el módulo de elasticidad promedio en GPa de la roca de cobertura medido en la dirección horizontal

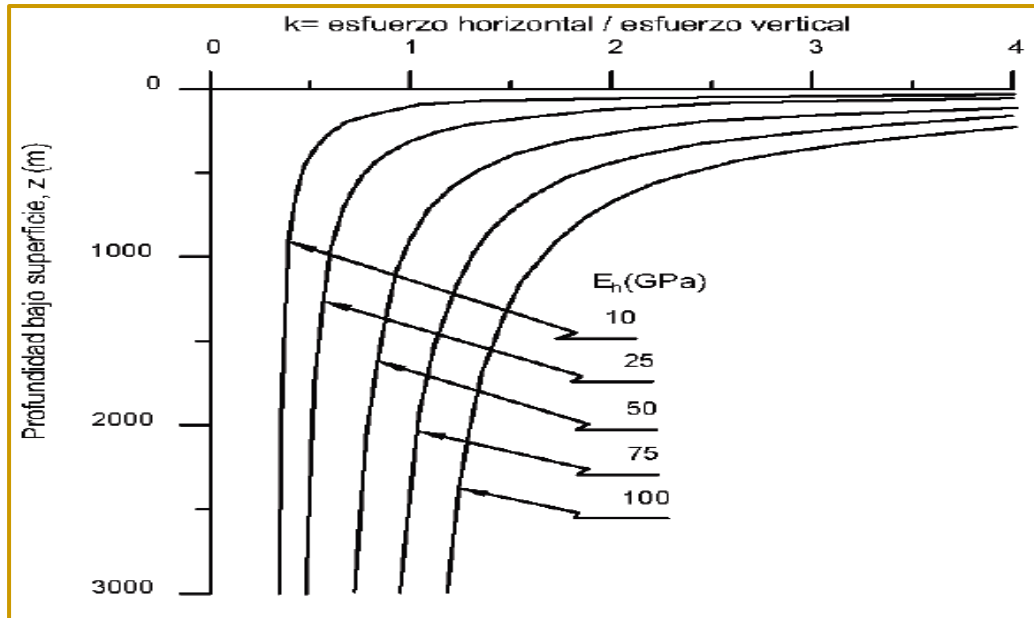
Una manera de ver gráficamente esta ecuación para un rango de diferentes módulos de elasticidad, se muestra en la siguiente figura:

---

<sup>28</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. *Op. Cit.* Pp. 37

<sup>29</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre subterráneo. *Op. Cit.* Pp. 37

**IMAGEN N°2-19:** Ratio del esfuerzo horizontal y vertical para diferentes Módulos de Elasticidad ( $E_h$ ) basado en la Ecuación de Sheorey (1994)



**Fuente:** Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.

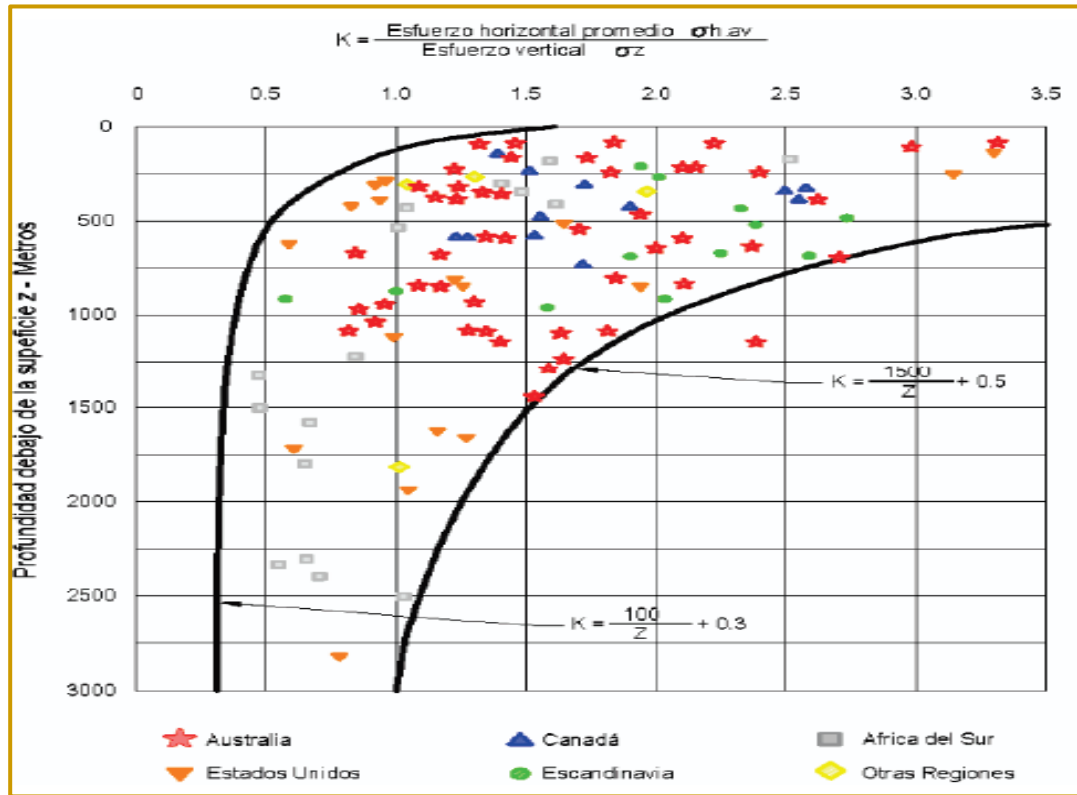
**TABLA N°2-23:** Criterios empíricos para la estimación del módulo de deformación de macizos rocosos

Criterio	Aplicación	Observaciones
$E_{rm} = 2 * RMR - 100$ <p>(Bieniawski, 1978)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Válido para macizos rocosos de buena calidad, RMR &gt; 50 - 55.</li> <li>No válido para macizos rocosos de baja calidad.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>No tienen en cuenta los datos de laboratorio.</li> <li>E no es función del valor de <math>\sigma_{ci}</math> ni de <math>E_i</math>.</li> </ul>
$E_{rm} = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$ <p>(Serafim y Pereira, 1983)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Para macizos rocosos de calidad media a baja (<math>10 &lt; RMR &lt; 50</math>).</li> <li>Especialmente válido para el rango de <math>1 &lt; E &lt; 10</math> GPa.</li> <li>Para macizos rocosos de calidad baja a muy baja se sobreestima el valor de E.</li> </ul>	
$E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \frac{\sqrt{\sigma_{ci}}}{\sqrt{100}} * 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ <p>(Hoek, 2002)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Válido para macizos rocosos débiles o blandos de calidad baja a muy baja y matriz rocosa con <math>\sigma_{ci} &lt; 100</math> MPa.</li> <li>Para <math>\sigma_{ci} &gt; 100</math> MPa la ecuación se reduce a: <math display="block">E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\frac{GSI-10}{40}}</math> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>E es función del valor de <math>\sigma_{ci}</math>.</li> </ul>
$E_{rm} = E_i * \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}}\right)$ <p>(Hoek &amp; Diederichs, 2005)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Si no se cuentan con valores de <math>E_i</math>, este puede ser estimado usando la siguiente ecuación: <math display="block">E_i = MR * \sigma_{ci}</math> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>E es función del valor de <math>E_i</math>.</li> </ul>

**Fuente:** Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas

Diversos autores, entre ellos; Hoek & Brown (1980), han compilado resultados de mediciones de esfuerzos alrededor del mundo y desarrollado relaciones empíricas para estimar los regímenes de esfuerzos. Se debe tener precaución al momento de usar estas relaciones, ya que los esfuerzos pueden ser altamente variables, incluso a escala de mina.

**IMAGEN N°2-20:** Constante de esfuerzo K vs profundidad (Hoek & Brown, 1980).



*Fuente: Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas*

### 2.2.1.15 Recomendaciones de sostenimiento según Barton<sup>30</sup>

Se debe encontrar el diámetro equivalente de la excavación  $D_e$ :

$D_e = \text{ancho o altura de la excavación en metros} / \text{ESR}$

El ESR, es un coeficiente que depende del tipo de excavación (Ver TABLA N°2-24)

**TABLA N°2-24:** Coeficiente de soporte para el tipo de excavación, ESR.

Cat.	Tipo de excavación	ESR
A	Excavación temporal para minería	3-5

<sup>30</sup> Diseño de sostenimiento en el túnel wayrasencca-Ollachea. *Op. Cit.* Pp. 34

B	Excavación minera permanente, túneles de aducción de agua, túnel piloto,	1,6
C	Sala de almacenamiento, planta de tratamiento de aguas túnel de ferrocarril, túnel de acceso, chimeneas	1,3
D	Central hidroeléctrica, túneles importantes de camino o ferrocarril, cavernas de defensa civil, intersecciones	1,0
E	Central nuclear subterránea, estación de ferrocarril, fábricas	0,8

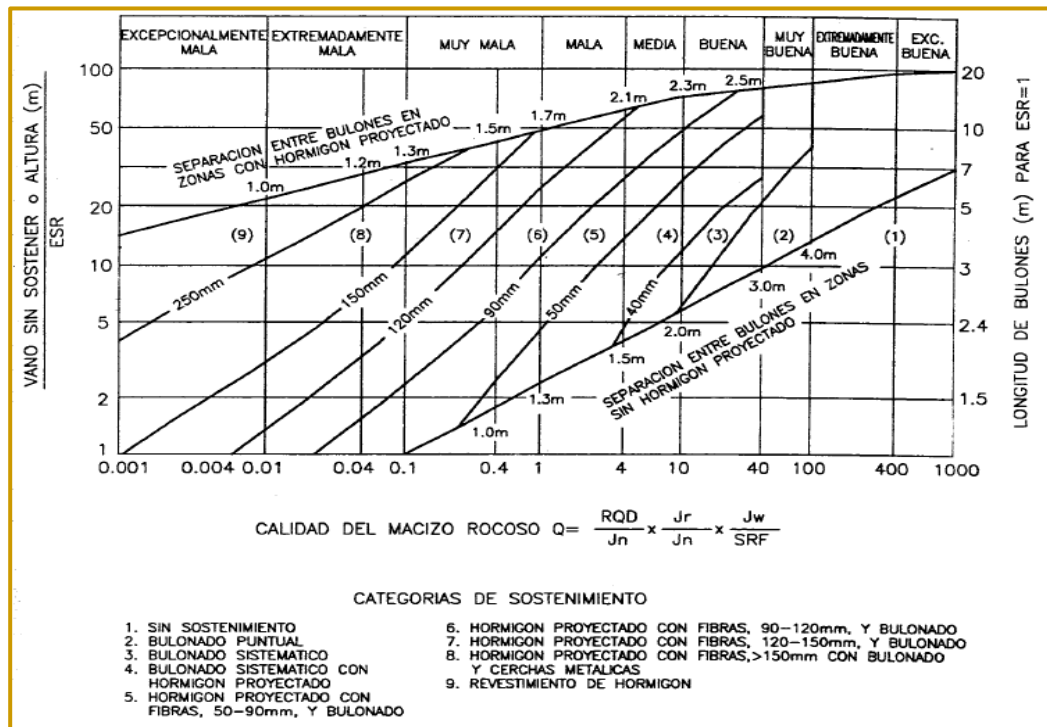
**Fuente:** (Barton, Lien, & Lunde, 1974).

Se establece la longitud máxima sin soporte S:

$$S = 2 \text{ ESR } Q^{0,4}$$

Estos valores son los que normalmente se establecen como las longitudes de avance durante la excavación.

**IMAGEN N°2-21:** Ábaco sostenimiento del macizo rocoso según Barton.



**Fuente:** (Barton, Lien, & Lunde, 1974).



### 2.2.1.16 Mapeo geomecánico<sup>31</sup>

Nos sirve para conocer la calidad de la masa de roca del área de estudio mediante el uso de criterios de clasificación geomecánica basado en el sistema de Bienawnski RMR.

Los parámetros que se consideran son:

- ✓ Tipo de estructura
- ✓ Dirección de buzamiento (Dip Direction)
- ✓ Buzamiento ( Dip)
- ✓ Espaciamiento.
- ✓ Persistencia calidad de relleno
- ✓ Tipo de relleno.
- ✓ Espesor del relleno
- ✓ Compresión uniaxial
- ✓ RQD (Indice de calidad de roca)
- ✓ Presencia de agua.

### 2.2.1.17 Instrumentos y equipos para el control del comportamiento del macizo rocoso<sup>32</sup>

a) **Extensómetro de cinta digital:** para medir las deformaciones y/o convergencia de las paredes o techos de las excavaciones subterráneas.

b) **Martillo de Schmidt:** es un instrumento para realizar ensayos de dureza y/o resistencia de la roca, se mide mediante el rebote sobre la superficie de la estructura.

c) **Equipo de pull test:** esta máquina de arranque de pernos determina la capacidad de carga o de anclaje de los pernos de roca (anclaje puntual o repartido) en un determinado macizo rocoso.

---

<sup>31</sup> Mejoramiento del sistema de sostenimiento, con madera, mediante pernos Split set y malla electrosoldada en labores de explotación de la empresa “Macdesa”. *Op. Cit.* Pp. 21

<sup>32</sup> Mejoramiento del sistema de sostenimiento, con madera, mediante pernos Split set y malla electrosoldada en labores de explotación de la empresa “Macdesa”. *Op. Cit.* Pp. 22

### 2.2.1.18 Diseño de sostenimiento

Para poder diseñar el tipo de sostenimiento tener muy en cuenta.

- ✓ El comportamiento mecánico del terreno.
- ✓ Tipo de labor (Permanente o temporal)
- ✓ Identificación de las diferentes cuñas que se pueden producir en la excavación.
- ✓ Dimensión de los tajeos según la calidad de roca.
- ✓ Tiempo de auto sostenimiento después de la voladura.

### 2.2.1.19 Sostenimiento<sup>33</sup>

Desde el punto de vista de la función de un sistema de sostenimiento; se establece la clasificación de los elementos de soporte tales como: Sostenimiento activo y pasivo.

#### a) Sistema de sostenimiento activo.<sup>34</sup>

Que viene a ser el refuerzo de la roca donde los elementos de sostenimiento son una parte integral de la masa rocosa.

Elementos de refuerzo.

- ✓ Barra Helicoidal
- ✓ Pernos de Anclaje
- ✓ Pernos con resina o cementados
- ✓ Swellex
- ✓ Split Set
- ✓ Cables

#### b) Sistema de sostenimiento pasivo.<sup>35</sup>

Llamado también soporte, en donde los elementos de sostenimiento son externos a la roca y actúan después que la roca empieza a deformarse.

- ✓ Malla electrosoldada
- ✓ Cimbras

---

<sup>33</sup> Mejoramiento del sistema de sostenimiento, con madera, mediante pernos Split set y malla electrosoldada en labores de explotación de la empresa “Macdesa”. *Op. Cit.* Pp. 21

<sup>34</sup> Sostenimiento mecanizado en labores mineras, en la compañía minas Volcan S.A.A-Unidad de producción Andaychagua. *Op. Cit.* Pp. 31

<sup>35</sup> Sostenimiento mecanizado en labores mineras, en la compañía minas Volcan S.A.A-Unidad de producción Andaychagua. *Op. Cit.* Pp. 31

- ✓ Cintas metálicas
- ✓ Shotcrete
- ✓ Cuadros de madera

#### **2.2.1.20 SISTEMA DE REFORZAMIENTO<sup>36</sup>**

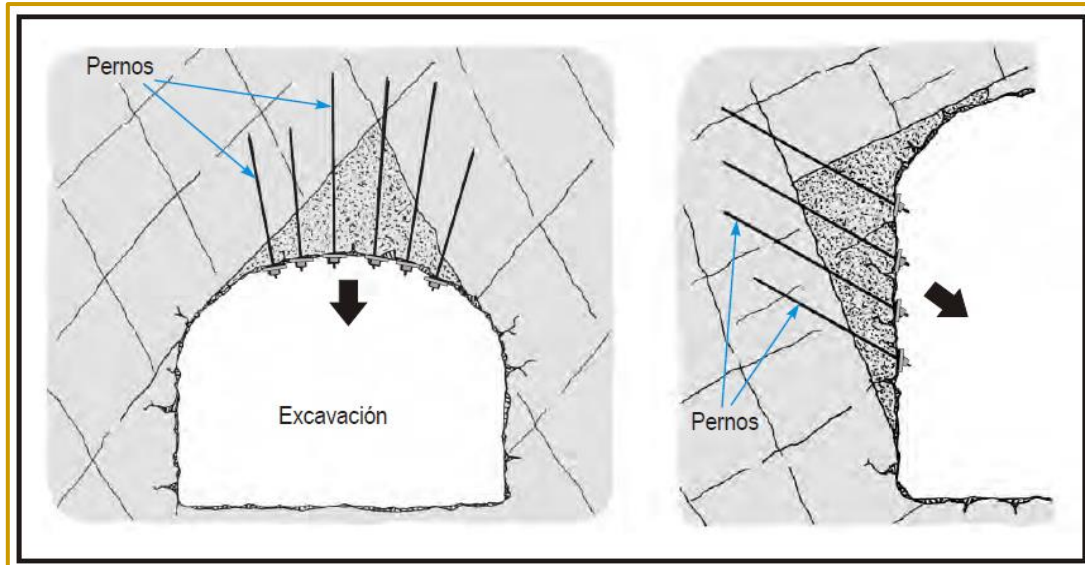
Los sistemas de reforzamiento con pernos de roca minimizan las deformaciones inducidas por el peso muerto de la roca aflojada, así como también aquellas inducidas por la redistribución de los esfuerzos en la roca circundante a la excavación. En general, el principio de su funcionamiento es estabilizar los bloques rocosos y/o las deformaciones de la superficie de la excavación, restringiendo los desplazamientos relativos de los bloques de roca adyacentes. En roca masiva o levemente fracturada y en rocas fracturadas, el papel principal de los pernos de roca es el control de la estabilidad de los bloques y cuñas rocosas potencialmente inestables. Esto es lo que se llama también el “efecto cuña”.

Cuando los bloques o cuñas son aislados solo amerita estabilizarlas con pernos aislados, a esto es lo que se denomina también, sostenimiento aislado o esporádico, de lo contrario lo usual será el sostenimiento sistemático en todo el techo y/o paredes de la excavación, según sea requerido.

**IMAGEN N°2-22:** El efecto cuña.

---

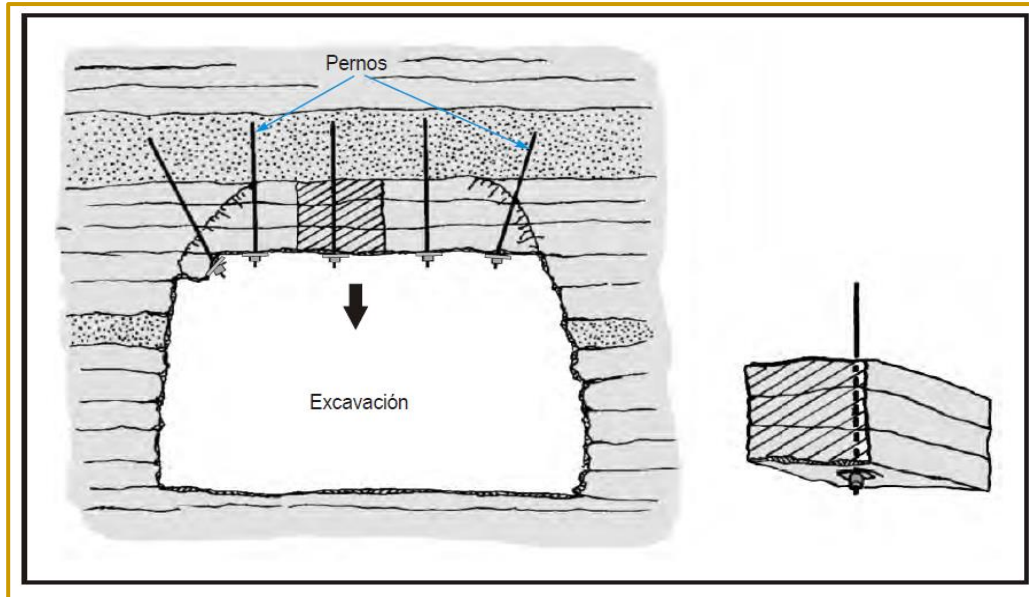
<sup>36</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 102



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea*

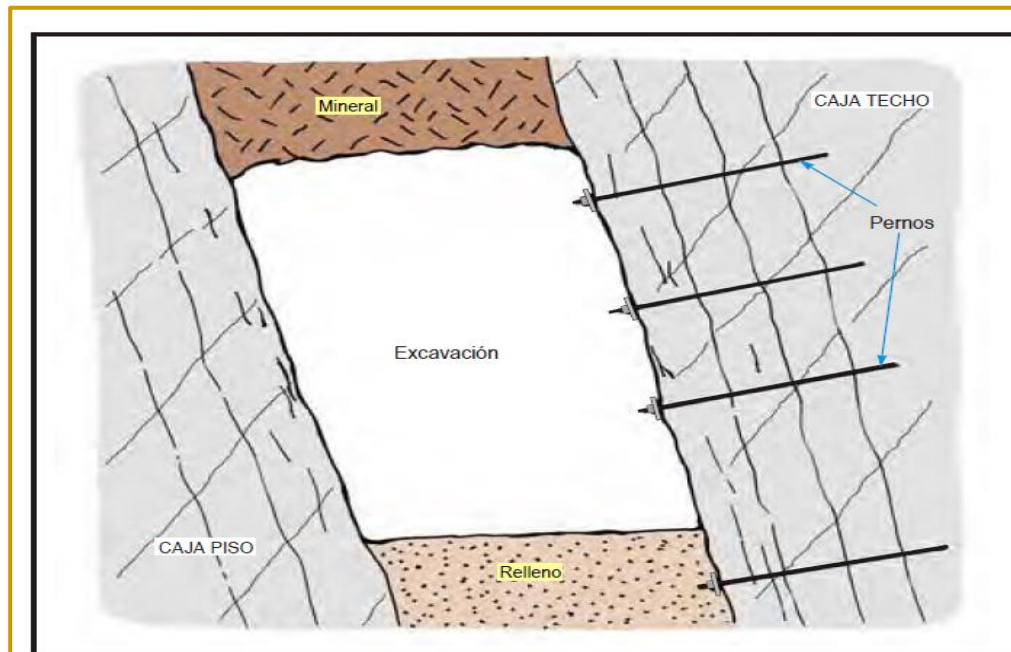
En roca estratificada sub-horizontal y roca no estratificada con un sistema dominante de discontinuidades sub horizontales, los pernos ayudan a resistir el desplazamiento relativo entre los estratos, aumentando la rigidez de la viga estructural que forman y creando ligazón entre los bloques tabulares, para minimizar la deflexión del techo. Esto es lo que se llama también el “efecto viga”. Este concepto puede ser extendido al caso de paredes paralelas a estratos o discontinuidades sub verticales, generando el denominado “efecto columna”, para minimizar el pandeo de los bloques tabulares.

**IMAGEN N°2-23:** el efecto viga.



**Fuente:** Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.

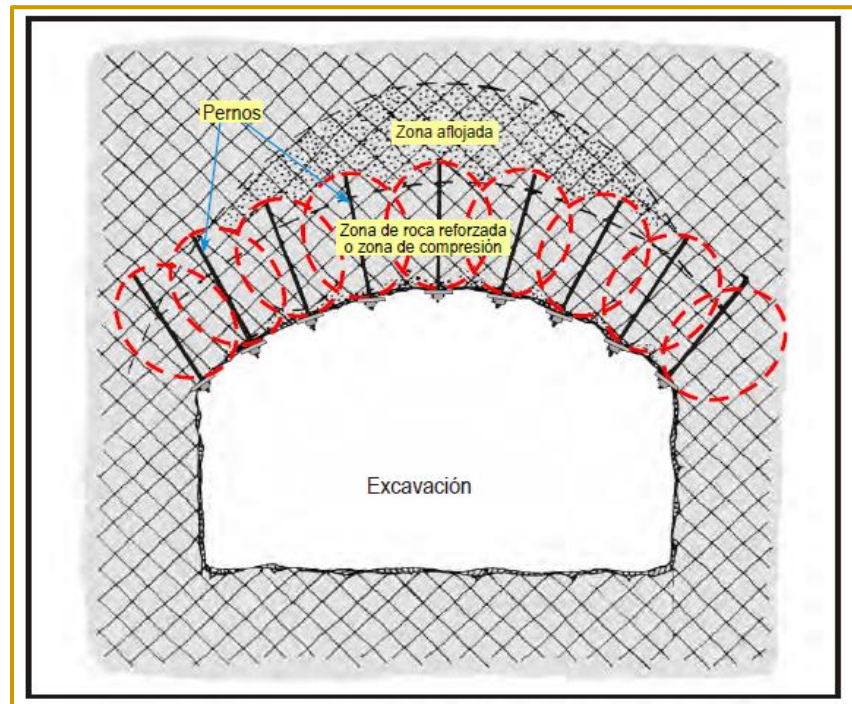
**IMAGEN N°2-24:** el efecto columna.



**Fuente:** Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.

En roca fracturada e intensamente fracturada y/o débil, los pernos confieren nuevas propiedades a la roca que rodea la excavación. Instalados en forma radial, cada perno crea un bulbo de resistencia, el cual al interactuar con los bulbos de los pernos adyacentes forman un arco rocoso portante que trabaja a compresión denominado “efecto arco”, el mismo que da estabilidad a la excavación.

**IMAGEN N°2-25:** El efecto arco generado por la interacción de los bulbos de resistencia de los pernos.



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.*

Hay otros principios bajo los cuales funcionan los pernos de roca para tratamientos específicos, como coser zonas de falla, zonas de corte y otras zonas de debilidad, instalados cruzando estas zonas.

### **2.2.1.21 APLICACIÓN DE LOS PERNOS DE ANCLAJE<sup>37</sup>**

En el Perú se viene utilizando actualmente a los pernos de anclaje de metal en muchas minas subterráneas donde la roca requiere para su Sostenimiento y eliminar la caída de rocas por consiguiente disminuir la cantidad de accidentes fatales e incapacitantes que ocurren constantemente. Actualmente varias Compañías y/o Empresas Mineras nacionales vienen utilizando pernos de roca, como elemento de refuerzo, en el sostenimiento de labores mineras subterráneas y superficiales; en diferentes tipos de Calidad del Macizo rocoso y condiciones naturales del yacimiento, para lo cual es necesario el conocimiento del comportamiento del perno de roca (Capacidad de anclaje) para obtener mejores resultados, y evitar caídas y/o desprendimientos de rocas, que hoy en día es uno de los mayores índices de accidentes fatales. Es necesario para un mejor entendimiento del comportamiento de los pernos de roca (Rock Bolt) en general, a fin de mejorar la calidad del elemento de refuerzo, como del sistema de sostenimiento, en labores mineras subterráneas y superficiales; para racionalizar su uso y aplicaciones; realizar investigaciones integrales sobre este evento, la misma que considera diferentes tipos y condiciones del macizo rocoso, el comportamiento de la excavación y el tiempo de estabilización del mismo, contando para ello con los instrumentos y equipos necesarios.

#### **a) PERNOS DE VARILLA CEMENTADOS O CON RESINA<sup>38</sup>**

##### **i) Descripción**

Consiste en una varilla de fierro o acero, con un extremo biselado, que es confinado dentro del taladro por medio de cemento (en cartuchos o inyectados), resina (en cartuchos) o resina y cemento. El anclaje entre la varilla y la roca es proporcionado a lo largo de la longitud completa del elemento de refuerzo, por tres mecanismos: adhesión química, fricción y fijación, siendo los dos últimos mecanismos los de mayor importancia, puesto que la eficacia de estos pernos

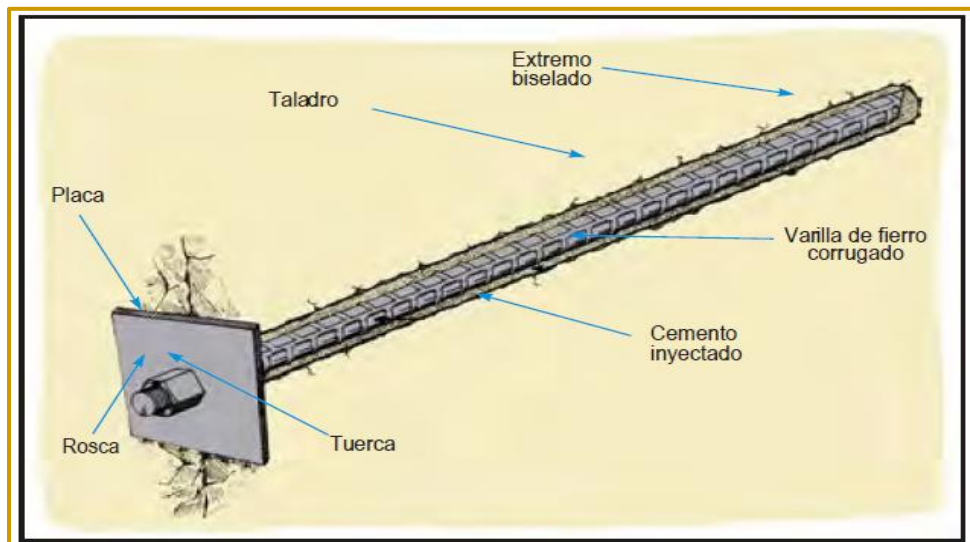
---

<sup>37</sup> Sostenimiento mecanizado en labores mineras, en la compañía minas Volcan S.A.A-Unidad de producción Andaychagua. *Op. Cit.* Pp. 35

<sup>38</sup> Manual de geomecanica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 107

está en función de la adherencia entre el fierro y la roca proporcionada por el cementante, que a su vez cumple una función de protección contra la corrosión, aumentando la vida útil del perno. De acuerdo con esta función, en presencia de agua, particularmente en agua ácida, el agente cementante recomendado será la resina, en condiciones de ausencia de agua será el cemento. Dentro de este tipo de pernos, los de mayor utilización en el país son: la varilla de fierro corrugado, generalmente de 20 mm de diámetro y la barra helicoidal de 22 mm de diámetro, con longitudes variables (de 5' a 12'). La primera es ya un tipo de perno convencional en nuestro medio, la segunda es de reciente introducción en la industria minera. La barra helicoidal, tiene la forma de una rosca continua a lo largo de toda su longitud, esta característica le da múltiples ventajas comparada a la anterior. Entre otros, su mayor diámetro le confiere mayor resistencia y su rosca constante permite el reajuste de la placa contra la pared rocosa. La capacidad de anclaje de las varillas de fierro corrugado es del orden de 12 TM, mientras que de las barras helicoidales superan las 18 TM.

**IMAGEN N°2-26:** *Perno de varilla corrugada.*



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.*

Los pernos de varilla cementados o con resina son generalmente usados como refuerzo permanente, pero también pueden ser utilizados como refuerzo

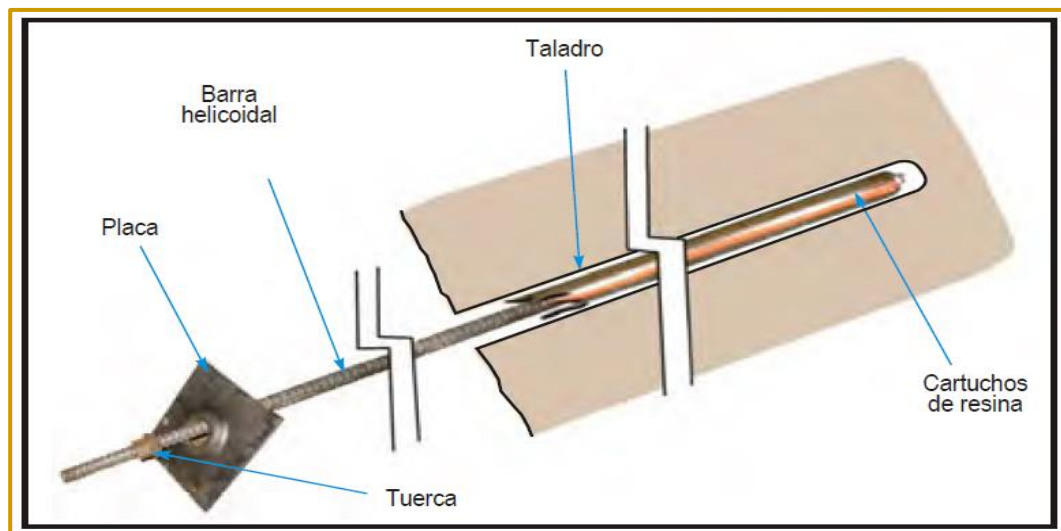


temporal en varias condiciones de roca, desde rocas de buena a mala calidad, constituye el mejor sistema para rocas de muy mala calidad y también para rocas en ambientes de altos esfuerzos. En presencia de discontinuidades abiertas y/o vacías, no es recomendable su uso a menos que la inyección de la pasta de cemento pueda ser chequeada.

Las siguientes consideraciones son importantes para su utilización:

- ✓ Los pernos de varilla cementados o con resina son generalmente usados como refuerzo permanente, pero también pueden ser utilizados como refuerzo temporal en varias condiciones de roca, desde rocas de buena a mala calidad, constituye el mejor sistema para rocas de muy mala calidad y también para rocas en ambientes de altos esfuerzos. En presencia de discontinuidades abiertas y/o vacías, no es recomendable su uso a menos que la inyección de la pasta de cemento pueda ser chequeada.
- ✓ Cuando se usa cemento (en cartuchos o inyectado), se requiere varios días de curado antes que el perno trabaje a carga completa, pero apropiadamente instalados son competentes y durables, con alta resistencia en condiciones de roca dura. Estos pernos tienen larga vida útil y constituyen el sistema más versátil de pernos de roca. El uso de varillas con cemento inyectado es frecuentemente el sistema de sostenimiento más barato, pero no se debe usar en taladros con agua y tampoco se debe tensar inmediatamente. El diámetro requerido por los taladros es de 32 a 36 mm.

**IMAGEN N°2-27:** *Instalación de una barra helicoidal.*



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea*

- ✓ Cuando se usa resina, sea ésta de fraguado rápido (menos de 30 segundos) o fraguado lento (2 a 4 minutos), el perno trabaja a carga completa en más o menos 5 minutos, permitiendo así pretensar el perno e instalarlo en presencia de filtraciones de agua. La resina viene en cartuchos con el catalizador separado de la resina y por efecto de la rotación del perno al momento de introducir al taladro, éstos se mezclan generando el fraguado.
- ✓ Este sistema proporciona una alta capacidad de carga en condiciones de roca dura, resistente a la corrosión y a las vibraciones del terreno y brinda acción de refuerzo inmediato después de su instalación, aunque su costo es mayor que los pernos cementados (en cartucho o inyectado). El diámetro del taladro es crucial para el mezclado y fraguado de la resina, para varillas de 20 mm el diámetro máximo debe ser 32 mm.
- ✓ También se pueden instalar las varillas combinando la resina de fraguado rápido con el cemento (en cartuchos o inyectado). En este caso, la resina va al fondo del taladro y el resto es llenado con lechada de cemento o cartuchos de cemento. Una de las razones para emplear este sistema es disminuir los costos. En general es importante chequear la calidad del cemento y de la resina antes de su uso, desde que son muy sensibles al almacenamiento subterráneo por largos periodos de tiempo, éstas tienen una vida limitada indicada por el fabricante.

## ii) Procedimientos de instalación<sup>39</sup>

- ✓ Primero, el equipo técnico de apoyo de mina debe determinar el patrón adecuado de los pernos, a continuación, se perforan los taladros.

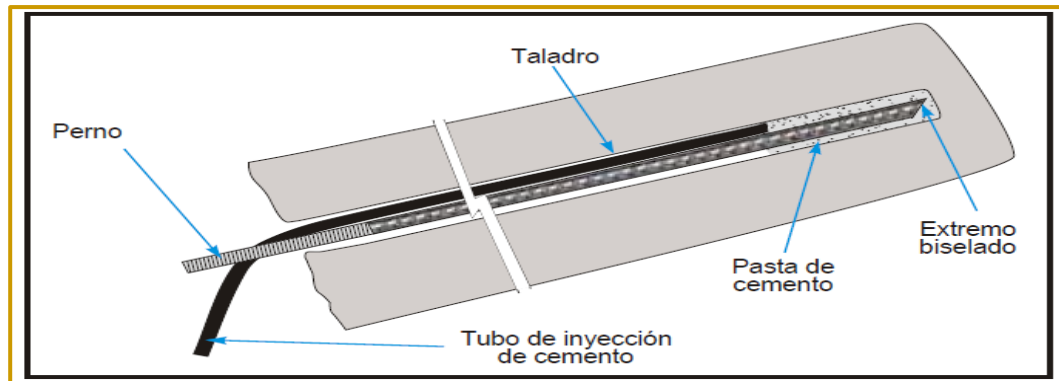
Cuando se usa inyección de cemento, después de la perforación se introduce la varilla dentro del taladro. Luego se coloca la pasta de cemento utilizando un tubo hueco de PVC, que se introduce asegurándolo ligeramente a la varilla. La pasta se inyecta mediante el uso de una bomba y se va retirando el tubo de PVC

---

<sup>39</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 110

conforme se va inyectando. Finalmente se coloca la placa sin tensionar el perno. El tensionado se deberá ejecutar como mínimo 48 horas después de colocado el perno, salvo el uso de acelerantes de fragua. La relación cemento/agua ideal de la pasta de cemento es de 3.5:1 en peso, lo cual equivale a 16 litros de agua por 45 kilos de cemento.

**IMAGEN N°2-28:** Instalación de un perno de varilla con inyección de cemento.



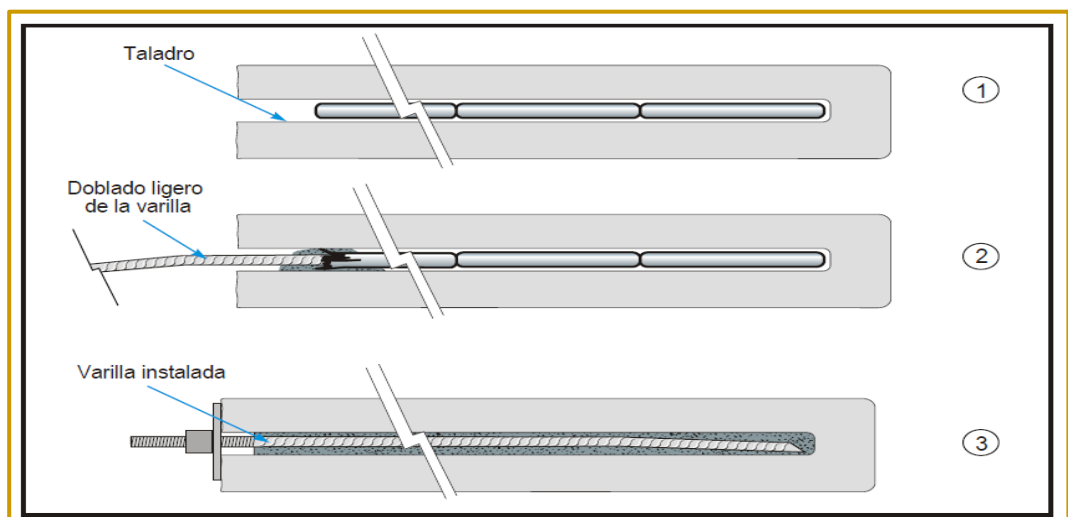
**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea*

- ✓ Cuando se usa cartuchos de cemento (cemento con aditivos especiales en un envase plástico), se debe limpiar el taladro, luego se introducen los cartuchos previamente remojados con agua hasta llenar el taladro. Después se introduce la varilla hasta unos 50 cm, doblándola ligeramente, a fin de que ésta pueda romper mejor los cartuchos y producir mejor mezcla al momento de introducir girando la varilla por acción de la perforadora. Finalmente se coloca la placa sin tensionar el perno, el tensionado se deberá ejecutar como mínimo 48 horas después de colocado el perno, salvo el uso de acelerantes de fragua.
- ✓ Cuando se usa resina, el procedimiento es similar a los cartuchos de cemento, pero en este caso, una vez perforado y limpiado el taladro, se introducen primero los cartuchos de resina de fraguado rápido hasta el fondo y luego los cartuchos de resina de fraguado lento. La cantidad de cartuchos

estará determinada por el diámetro y longitud del taladro, de la varilla y de los cartuchos de resina. El fabricante proporciona las cantidades recomendables, el objetivo es que todo el taladro quede relleno. Es importante en este caso que se produzca una buena mezcla de la resina con el catalizador, para que la adherencia de la varilla con la roca sea eficaz. Esto se logra mediante la rotación de la varilla con la perforadora durante 10 a 15 segundos, tal como se indicó en el párrafo anterior, para el caso de los cartuchos de cemento. Finalmente se coloca la placa, pudiéndose tensionar de inmediato, por efecto de la fragua rápida. Posteriormente el fraguado lento actuará con la varilla tensionada.

- ✓ Cuando se usa resina y cemento, se colocan los cartuchos de resina de fraguado rápido en el fondo del taladro y se completa el resto con pasta de cemento o cartuchos de cemento, siendo el resto del procedimiento similar a los antes mencionados.
- ✓ Un aspecto final está referido al tensionamiento de los pernos. Cuando la masa rocosa ha estado sometida a intensa deformación, es recomendable el tensionamiento. Cerca de los frentes de avance, donde la masa rocosa pueda presentar deformación subsecuente significativa o cuando están presentes altos esfuerzos, no es recomendable el tensionamiento.

**IMAGEN N°2-29:** Instalación de un perno de varilla de fierro corrugado usando cartuchos de cemento, cartuchos de resina o ambos.



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.*

### **2.2.1.22 CONTROL DE LA INSTALACIÓN DE LOS PERNOS<sup>40</sup>**

Adicionalmente a los diferentes aspectos indicados anteriormente, para la correcta instalación de los pernos se debe tener en cuenta lo siguiente:

- ✓ Verificar las condiciones de seguridad previas a la instalación, asegurando que el área presente buen desatado de las rocas sueltas y ventilación adecuada.
- ✓ Si durante el desatado, la caída de fragmentos rocosos fuera continua, se debe asegurar el techo con malla, sujeta con puntales o gatas, de otro modo colocar una capa de shotcrete de 2" (5 cm) de espesor.
- ✓ Se debe señalar la ubicación adecuada de los pernos a colocar.
- ✓ Prever todos los materiales, equipos y herramientas que se deberán utilizar para la instalación de los pernos, verificando su estado, calidad y cantidad adecuada, así como los requerimientos de aire y agua que sean necesarios.
- ✓ Perforar los taladros con el diámetro, longitud, orientación y distribución adecuados, limpiando los mismos antes de colocar los pernos.
- ✓ Nunca dejar un taladro perforado sin haber colocado de inmediato el perno. Similar al desatado, instalar los pernos comenzando de la zona ya sostenida o bien desatada, avanzando en el sostenimiento hacia la zona por sostener.
- ✓ En lo posible, los pernos deben ser colocados perpendicularmente a la superficie del contorno de la excavación, tratando de que éstos amarren a los bloques rocosos.
- ✓ No se deben instalar los pernos alineados en forma paralela a las discontinuidades o en las discontinuidades, porque éstos perderán su eficacia.
- ✓ El personal encargado de la instalación de los pernos debe estar bien entrenado y capacitado.

---

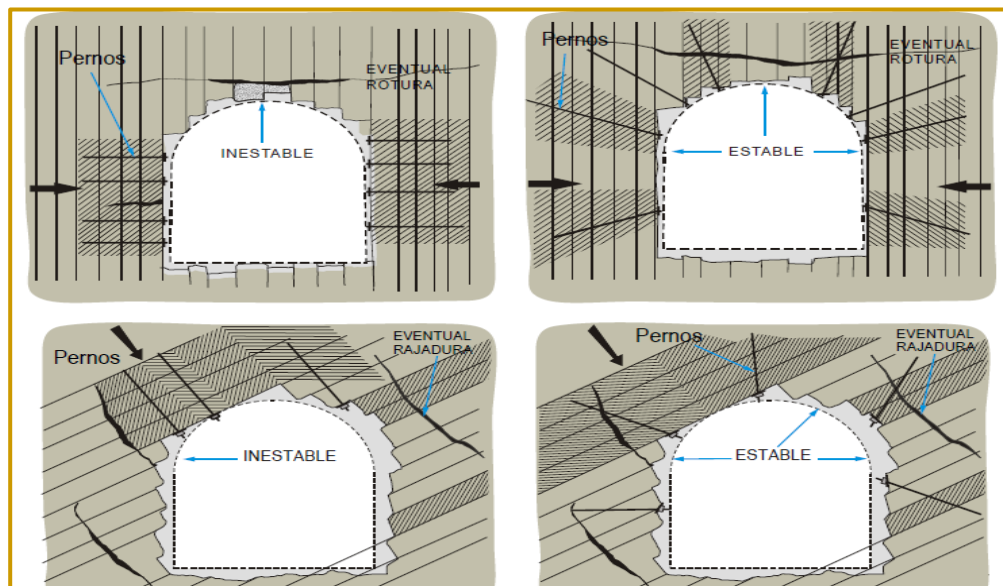
<sup>40</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 116

### 2.2.1.23 CONTROL DE CALIDAD DESPUÉS DE LA INSTALACIÓN<sup>41</sup>

El control de calidad de reforzamiento con pernos de roca debe estar orientado a lo siguiente:

- ✓ Verificación de la orientación de los pernos.
- ✓ Verificación de la presión de las platinas.
- ✓ Verificación de la capacidad de anclaje de los pernos mediante pruebas de arranque, utilizando un ensayador de pernos con diferentes cabezales según el tipo de perno.
- ✓ Verificación del comportamiento de la masa rocosa de la excavación reforzada con pernos, mediante observaciones visuales o mediciones de convergencia.

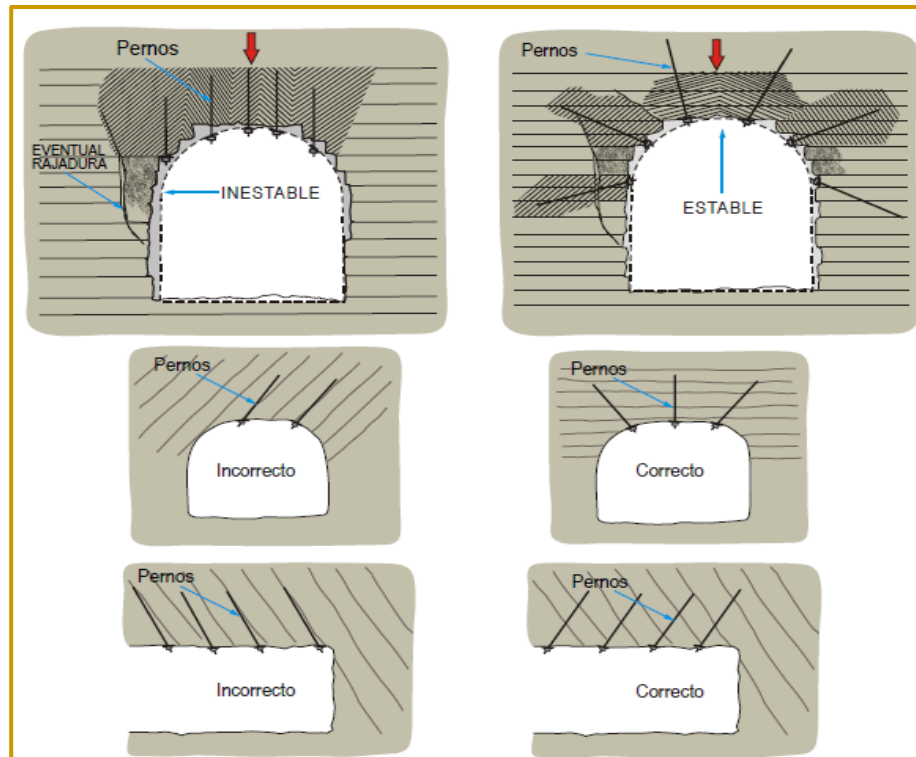
**IMAGEN N°2-30:** *Formas incorrectas y correctas de instalación de los pernos.*



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.*

**IMAGEN N°2-31:** *Formas incorrectas y correctas de instalación de los pernos.*

<sup>41</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 118



**Fuente:** Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.

#### 2.2.1.24 MALLA METÁLICA<sup>42</sup>

##### i) Descripción

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 juntamente 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, Kaiser y Bawden, 1997) que 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:

<sup>42</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneos. *Op. Cit.* Pp. 98

- ✓ 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.
- ✓ Juntamente 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 /m<sup>2</sup> (deberá ser verificado por el fabricante).

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 N°2-25:** Capacidad de la malla metálica para retener rocas sueltas entre pernos (Pakalnis, 2014).

MALLA – RESISTENCIA AL ABULTAMIENTO DISTRIBUCIÓN 1.2 m x 1.2 m	
4x4 “Malla Electro soldada (Calibre 4)	Resistencia Abultamiento = 3.6 toneladas
4x4 “Malla Electro soldada (Calibre 6)	Resistencia Abultamiento = 3.3 toneladas
4x4 “Malla Electro soldada (Calibre 9)	Resistencia Abultamiento = 1.9 toneladas
4x4 “Malla Electro soldada (Calibre 12)	Resistencia Abultamiento = 1.4 toneladas
2” Malla de Eslabones (Calibre 11 metal desnudo)	Resistencia Abultamiento = 2.9 toneladas
2” Malla de Eslabones (Calibre 11 galvanizado)	Resistencia Abultamiento = 1.7 toneladas
2” Malla de Eslabones (Calibre 9 metal desnudo)	Resistencia Abultamiento = 3.7 toneladas
2” Malla de Eslabones (Calibre 9 metal desnudo)	Resistencia Abultamiento = 3.2 toneladas
Calibre 4 =0.23” diámetro. Calibre 6=0.20” diámetro. Calibre 9=0.16” diámetro. Calibre 11=0.125” diámetro. Calibre 12=0.11” diámetro. Resistencia al Corte del Shotcrete = 2 MPa=200 toneladas/m <sup>2</sup>	

**Fuente:** Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas



## ii) Procedimientos de instalación<sup>43</sup>

Para su instalación se debe tener en cuenta los siguientes aspectos importantes:

- ✓ Señalar el área donde deberá instalarse la malla.
- ✓ Desatar todo bloque suelto del área donde se instalará la malla.
- ✓ Presentar la malla utilizando de ser necesario gatas o puntales.
- ✓ Anclar definitivamente con pernos de roca.
- ✓ Asegurar la malla utilizando la misma platina del perno, si éste aún no ha sido instalado, o arandelas a presión o segunda platina de retén y tuerca, si el perno ya fue instalado.
- ✓ Acomodar o moldear la malla a la forma de la superficie de la roca utilizando ganchos de fierro corrugado de 3/8", colocados en taladros de 0.5 m de longitud.
- ✓ Evitar en lo posible superficies con la malla suelta, especialmente cuando se contempla la aplicación del shotcrete sobre la misma.
- ✓ Los traslapes entre mallas serán como mínimo 20 cm y deben estar asegurados con pernos de anclaje, con un amarre inicial de alambre #8.
- ✓ En áreas de altos esfuerzos, deben eliminarse los empalmes horizontales de la malla metálica en el tercio inferior de los hastiales, estos traslapes deben efectuarse a una altura mínima de 2.5 m respecto al nivel del piso. Los empalmes verticales en estos casos deben reforzarse con varillas de fierro corrugado de 3/8" y 0.7 m de longitud.
- ✓ Cuando el uso de la malla es puntual, se puede recortar la malla para su manipulación sencilla.
- ✓ La malla es muy propensa a dañarse fácilmente con la voladura, siendo recomendable reemplazarla, recortando los pedazos dañados y colocando una nueva.

---

<sup>43</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 126

### 2.2.1.25 CONCRETO LANZADO (SHOTCRETE)<sup>44</sup>

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. En su utilización se tendrá en cuenta:

- ✓ El diseño de mezcla del concreto lanzado.
- ✓ La resistencia de trabajo del concreto lanzado.
- ✓ El espesor del concreto lanzado.
- ✓ La presencia de aguas subterráneas en la labor (cantidad, composición química y presión).
- ✓ El drenaje de las aguas subterráneas que quedan detrás del concreto lanzado.
- ✓ La calidad del agua (potable).
- ✓ El tipo de mezcla (húmeda o seca).
- ✓ El empleo de micro sílice, aumenta la resistencia a la compresión y al ataque químico.

---

<sup>44</sup> Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneos. *Op. Cit.* Pp. 99

- ✓ El empleo de aditivos (plastificantes o acelerantes).
- ✓ La adición de fibras de refuerzo deberá cumplir con la norma EN 14889 (Norma de la Comisión Europea de Normalización para fibras en concreto).
- ✓ Los ensayos de rendimiento y monitoreo, verificar la resistencia a compresión simple y absorción de energía (tenacidad).
- ✓ La aplicación del concreto lanzado en la forma correcta (ej. desate y limpieza de la superficie a rociar, y ángulo de la boquilla perpendicular a la superficie a cubrir).
- ✓ La resistencia temprana del concreto para que no resulte dañado por voladura.

**TABLA N°2-26:** Mezcla referencial de concreto lanzado reforzado con fibra metálica y micro sílice (alta resistencia  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ).

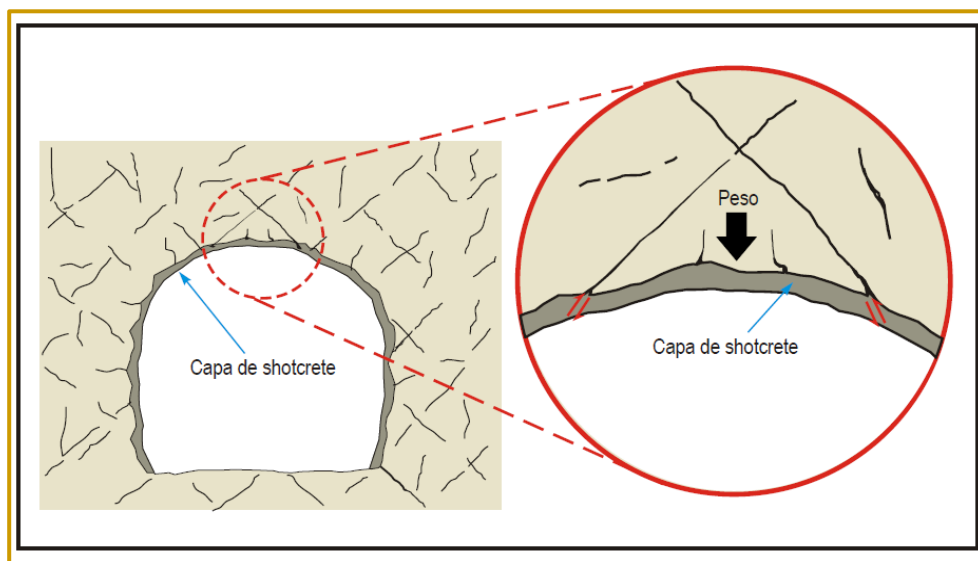
Componentes	Mezcla seca		Mezcla húmeda	
	kg/m <sup>3</sup>	% materiales secos	kg/m <sup>3</sup>	% materiales Húmedos
Cemento	420	19	420	18.2
Aditivo de sílice	50	2.2	40	1.7
Mezcla de agregados	1670	75.8	1600	69.2
Fibras de acero	50	2.2	50	2.2
Acelerante	13	0.6	13	0.6
Superplastificante	-	-	6 litros	0.2
Reductor de agua	-	-	2 litros	0.08
Incorporador de aire	-	-	si requiere	
Agua	controlado a la boquilla		180	7.8
Total	2203	100	2311	100

**Fuente:** Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas.

a) **Principios de acción del shotcrete en el sostenimiento de excavaciones rocosas**<sup>45</sup>

- ✓ La acción conjunta del shotcrete y la roca, impide que éstos se deformen independientemente.
- ✓ La interacción induce la formación de un esfuerzo radial de confinamiento, que controla las deformaciones y que, aplicado sobre la periferia de la excavación, ayuda a la formación de un arco de sustentación.
- ✓ El shotcrete mantiene el entrabe de las posibles cuñas o bloques rocosos, sellando las discontinuidades o grietas producidas por la voladura.
- ✓ Evita la alteración de minerales inestables presentes en el macizo rocoso excavado, por efecto del intemperismo.

**IMAGEN N°2-32:** *Comportamiento del shotcrete en cuñas o bloques.*



**Fuente:** *Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.*

b) **Consideraciones**

<sup>45</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 131

### **i) Rebote<sup>46</sup>**

Para mezcla seca, el medio más efectivo de reducir el rebote incluye: la disminución de la presión de aire, el uso de mayor cantidad de finos, el pre humedecimiento de la superficie y el lanzado a una consistencia estable.

Una de las grandes ventajas del proceso de mezcla húmeda es el bajo rebote. La cantidad de rebote depende de la consistencia del concreto, uso de acelerantes, técnicas de lanzado y graduación de los agregados.

En el proceso de mezcla húmeda el rebote está entre 10% y 20% por peso, mientras que el proceso de mezcla seca el rebote puede ser de 15% - 40% para paredes verticales y 20% - 50% para techos.

Las siguientes condiciones podrían reducir el rebote: contenido de cemento más alto, más finos en la mezcla, tamaños más pequeños de los agregados máximos, adecuado contenido de humedad de los agregados, una graduación más fina y la inclusión de la microsílica.

Es necesario además recordar que las prácticas adecuadas de manipulación de la boquilla inciden en el menor rebote.

### **ii) Espesor de la aplicación<sup>47</sup>**

Siempre que sea posible el shotcrete debe ser aplicado a su espesor completo de diseño en una sola capa. Éste puede ser aplicado en capas o espesores simples, dependiendo de la posición de trabajo. En el techo el espesor debe ser el necesario para evitar la caída del shotcrete, generalmente de 1" a 2" (25 - 50 mm) en cada pasada. En las paredes verticales puede ser aplicado en capas o espesores simples.

En cualquiera de los casos el espesor de una capa es principalmente gobernado por el requerimiento de que el shotcrete no caiga.

### **iii) Curado<sup>48</sup>**

---

<sup>46</sup> Manual de geomecanica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 137

<sup>47</sup> Manual de geomecanica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 137

<sup>48</sup> Manual de geomecanica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 137

Al igual que el concreto, el shotcrete también debe ser curado de tal manera que su resistencia potencial y su durabilidad sean completamente desarrollados.

El mejor método de curado es mantener húmedo el shotcrete continuamente por 7 días, utilizando para tal fin el agua. El curado natural puede ser considerado siempre y cuando la humedad relativa del lugar sea mayor de 85%.

#### **iv) Presión del aire<sup>49</sup>**

La presión del aire de operación es la presión de conducción del material desde la máquina hacia la manguera. Una regla práctica es que la presión de operación no debe ser menor de 175 KPa (26 psi) cuando se utiliza una manguera de 30 m de longitud o menos. La presión debe incrementarse en 35 KPa (5 psi) por cada 15 m adicionales de longitud de manguera y 35 KPa (5 psi) por cada 8 m adicionales sobre el equipo.

Para la mezcla húmeda el equipo requiere un suministro de como mínimo 3 m<sup>3</sup> /min a 700 KPa (0.5 psi) para una operación adecuada.

#### **v) Control de calidad<sup>50</sup>**

- ✓ El shotcrete es un material que requiere cuidadosa atención, desde el diseño hasta su colocación. Esto es más un arte que una ciencia. Por consiguiente, es esencial que se establezcan adecuados procedimientos de control de calidad para asegurar un buen producto final.
- ✓ Los factores que determinan la calidad del shotcrete y sobre los cuales deben llevarse a cabo controles de calidad son: el diseño, los materiales, el equipo de aplicación, el personal de operación, las técnicas de aplicación, la inspección y los procedimientos de los ensayos.
- ✓ Se debe asegurar que el espesor del shotcrete, el refuerzo y las proporciones de la mezcla estén de acuerdo al diseño.
- ✓ Se debe asegurar que el suministro, el manipuleo y el almacenamiento de los materiales cumplan con las especificaciones, las mismas que deben tener aprobación por parte de la autoridad de diseño.

---

<sup>49</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 138

<sup>50</sup> Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea – SNMP. *Op. Cit.* Pp. 138

- ✓ Se debe asegurar que los requerimientos de aire, presión y volumen del equipo de aplicación sean los correctos y que la magnitud de lanzado, el mezclador, la manguera, etc, sean adecuadamente mantenidos, limpiados, calibrados y chequeados regularmente.
- ✓ El control de calidad del personal de operación asegurará una alta calidad del shotcrete y debe apuntar a dos aspectos: capacitación y evaluación del personal y a la ejecución de ensayos de pre-construcción.
- ✓ El control de calidad de las técnicas de aplicación debe asegurar que los procedimientos y técnicas descritas en este documento sean fielmente seguidos desde que éstos representan una buena práctica del shotcrete. Éste es uno de los factores más importantes que deberían ser considerados en la instalación del shotcrete.
- ✓ El control de calidad en la inspección está referido a la presencia del personal calificado para implementar los procedimientos del control de calidad. Este personal debe estar familiarizado con todas las fases de los procesos del shotcrete, especialmente con las técnicas de aplicación; asimismo, debe inspeccionar continuamente los trabajos y también ser responsable de los ensayos de campo.
- ✓ Un aspecto importante del control de calidad es el ensayo de propiedades físicas del shotcrete antes, durante y después de la colocación. Existen normas que describen en detalle todos los procedimientos de ensayo. Normalmente, las edades de los ensayos de resistencia compresiva son 7,14 y 28 días, sin embargo, para aplicaciones particulares pueden establecerse periodos más cortos.
- ✓ Otros ensayos pueden ser requeridos como el contenido de agua, contenido de cemento, absorción de agua, etc. La aceptación del shotcrete deberá estar basada sobre los resultados obtenidos en los ensayos realizados.

#### **2.2.1.26 ARCOS NORUEGOS**

El arco noruego es un elemento de fortificación pasivo, que se caracteriza por estar conformado por acero y concreto lanzado (shotcrete), constituyendo una viga

estructural con propiedades de resistencia al flexo tracción muy semejante a la empleada en obras civiles de construcción, su aplicación es extensa y depende de las características del terreno su aplicación.

Los arcos consisten en una estructura de concreto con fierros corrugados de ½” en combinación con shotcrete y pernos, las vigas permiten que los diferentes elementos de sostenimiento trabajen en forma simultánea, distribuyendo las cargas.

Cada Arco noruego espaciado a 1.5 metros resiste 50 ton.

**IMAGEN N°2-33:** Arcos Noruegos espaciados a 1.5 metros.



*Fuente:* Toma fotográfica del archivo del tesista.

## **A) CRITERIOS PARA SU APLICACION**

### **i) Tipo de Terreno**

Los arcos noruegos se aplican en macizos rocosos de calidad mala a muy mala. En terrenos fracturados a muy fracturados, con presencia de fallas y con presencia de agua se utilizan en reemplazo de las cerchas metálicas.

### **ii) Tiempo para su Aplicación**

La aplicabilidad de este método de sostenimiento radica principalmente en la rapidez del sostenimiento.



En macizos muy malos se aplica inmediatamente el shotcrete, posteriormente se colocan los pernos en combinación con los arcos de fierro corrugados, los cuales se colocan en forma circundante a la labor. El espesor de shotcrete necesario para cubrir los fierros corrugados es de 8”.

Una ventaja adicional es que con este sostenimiento se ha eliminado el uso de madera y rieles como elemento rígido de unión entre cerchas.

Este tipo de sostenimiento se ha estandarizado en las labores de marca punta oeste con resultados óptimos.

### iii) VENTAJAS DE APLICACIÓN

- ✓ Alta capacidad al flexo tracción: 5610 Kg/cm<sup>2</sup>
- ✓ Proceso de instalación sencillo, permitiendo obtener rendimientos de hasta 03 elementos por guardia.
- ✓ Proceso Seguro; se ejecuta bajo labores con pre-soporte(Shotcrete)
- ✓ Se adhiere perfectamente al terreno, permitiendo aumentar la cohesividad de la roca
- ✓ Costo de instalación y mano de obra bajas.
- ✓ Aplicable en terrenos de valores de RMR (21-30) y/o clasificados como de Muy Mala calidad

### iv) PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN

A continuación, se describe el procedimiento de instalación de los arcos noruegos, tanto los requerimientos como material y equipo a usar.

#### a. PERSONAL

- ✓ 1 líder
- ✓ 2 perforistas
- ✓ 2 ayudantes
- ✓ 1 operador de scooptram (abastecimiento de agregados)

#### b. EQUIPO DE PROTECCIÓN PERSONAL

- ✓ EPP necesario

### **c. EQUIPOS, HERRAMIENTAS Y MATERIALES**

- ✓ Scooptram
- ✓ Andamio (trabajo en altura)
- ✓ Llave francesa N° 15
- ✓ Llave stilson N° 14
- ✓ Juego de barretillas
- ✓ Lampa
- ✓ Pico
- ✓ Tortol
- ✓ Tubos PVC para drenaje
- ✓ Reflector
- ✓ Varillas de fierro corrugado de  $\frac{1}{2}$  "
- ✓ Cubos de 20x20x15 cm. De fierro corrugado de  $\frac{3}{4}$  "
- ✓ Estribos de fierro corrugado de  $\frac{1}{4}$  "
- ✓ Alambre negro N° 16

### **d. Procedimiento**

1. Verificar y hacer uso del equipo de protección personal necesario.
2. Inspeccionar el área a sostener, verificar la ventilación y la estabilidad del macizo rocoso, desatar las rocas sueltas de manera continua.
3. Inspección de los equipos utilizados y llenado del Check List correspondiente.
4. Preparar el área a sostener, realizando limpieza de las paredes y techo de labor a sostener.
5. Trasladar los materiales necesarios.
6. Antes de la instalación de los arcos noruegos se debe lanzar una capa de shotcrete en la zona a sostener. El espesor del shotcrete debe ser como mínimo 2".

7. Luego del lanzamiento del shotcrete se procede a la instalación de 8 pernos de 8 pies de longitud (con lechada de cemento), los cuales deben alinearse en un solo eje perpendicular al eje de la labor.
8. Luego de colocado los pernos (juntamente con los cubos de fierro corrugado) se procede a la instalación en sí de los arcos noruegos. Estos arcos consisten en 4 varillas de fierro corrugado de  $\frac{1}{2}$  ", los cuales se amarran a los pernos de anclaje con el alambre N° 16 a través de los Cubos de 20x20x15 cm. de Fierro de  $\frac{3}{4}$  ". Se coloca 1 cubo por cada perno instalado, y como material de ajuste a la roca se utilizan las placas de los pernos. Estas varillas se colocan desde el piso de la excavación y la rodea por completo. En zonas donde la excavación es muy irregular, se colocan Estribos de fierro de  $\frac{1}{4}$  " a los fierros corrugados de  $\frac{1}{2}$  " para darles una forma uniforme. Una vez que se han colocado todos estos elementos en conjunto se procede al lanzamiento del shotcrete, el cual debe cubrir por completo a los fierros corrugados, los cuales deben quedar no visibles y dar la apariencia de una viga de concreto reforzada con fierros.
9. Si es necesario se procede a la instalación de pernos de anclaje adicionales entre los respectivos arcos.
10. La calidad del macizo rocoso donde se aplica los arcos noruegos se encuentra en un rango de RMR de 15-30, que implica un tipo V (Muy Mala) y un tipo IV-B (Mala B).
11. La distancia entre cada arco lo determina el área de Geomecánica, la cual varía entre 0.8 m hasta 1.80 m dependiendo de la calidad del macizo rocoso.
12. Realizar el curado del shotcrete como mínimo 30 minutos al inicio de cada guardia por un tiempo de 5 días.
13. Reportar incidentes si se presentaran.

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

##### **3.1 PROBLEMA DE INVESTIGACION**

###### **3.1.1 Descripción de la Realidad Problemática**

El desarrollo de la presente tesis está enfocado en la Unidad Económica Berlín mina Pallca, la cual pertenece a la Cía. Minera Santa Luisa S.A.

En mina Pallca Unidad Económica (UE) Berlín actualmente viene produciendo un promedio de 8500 TM/mes de plomo y zinc, paralelo a ello se viene realizando dos túneles como infraestructura una para el almacenamiento de los accesorios de voladura y la otra para el almacenamiento de los agentes de voladura donde terminada la construcción de esta será el polvorín principal de la mina.

Al realizar la ejecución de los túneles se detectó lo siguiente:

- ✓ Terreno de mala calidad geomecánica. Roca tipo IV A – IV B.
- ✓ Presupuesto insuficiente para la instalación de sostenimiento Pasivo.
- ✓ Los túneles son labores permanentes por lo tanto su tiempo de vida útil es elevado.

- ✓ Los recursos de sostenimiento utilizados no garantizan la estabilidad de los túneles a largo plazo.
- ✓ La necesidad de una solución inmediata para el refuerzo permanente del túnel, para que el proyecto se culmine en el tiempo programado.

**IMAGEN N°3-01, Terreno de Mala Calidad en los túneles.**



**Fuente:** Toma fotográfica del archivo del tesista.

Para llevar a cabo este proyecto, se tomó en cuenta diversos factores como la geología de la zona del proyecto y su geomecánica para garantizar la estabilidad a lo largo de la vida útil de la mina.

### **3.1.2 Formulación del Problema**

#### **3.1.2.1 Problema**

¿La aplicación del sistema de sostenimiento de arcos noruegos en un macizo rocoso de mala calidad garantizará la estabilidad de los túneles del polvorín principal de la mina Palca – 2019?

### **3.1.2.2 Problemas Específicos**

- ✓ ¿El sostenimiento utilizado actualmente en la mina Pallca para una excavación subterránea de carácter permanente es lo adecuado?
- ✓ ¿La aplicación de un nuevo sistema de sostenimiento retrasará la culminación del proyecto de acuerdo con lo programado?
- ✓ ¿Se garantiza la estabilidad de los túneles con los recursos de sostenimiento factibles en el corto plazo?

### **3.1.3 Delimitación**

Después de haber descrito la problemática relacionado al tema de estudio, a continuación, con fines metodológicos fue delimitada en los siguientes aspectos:

#### **3.1.3.1 Delimitación Espacial**

Este Proyecto se realizará en la Mina Pallca, que forma parte de la U.E. Berlín de Cía. Minera Santa Luisa S.A.; la cual se encuentra ubicada en el flanco Oeste de la cordillera del Huayhuash, Políticamente pertenece a la localidad de LLamac, Distrito de Pacllon, Provincia de Bolognesi Departamento de Ancash.

Aproximadamente a una altura comprendida entre los 3,800 a 5,000 m.s.n.m.

Sus coordenadas UTM son las siguientes:

8'870,249.380 N

285,497.220 E

Es accesible a través de 496 Km. desde la ciudad de Lima por la Panamericana Norte hasta Pativilca (carretera asfaltada) de 205 Km. Luego se continúa por la ruta de acceso a Conococha - Huaraz de 162 Km. (carretera asfaltada). El tramo de Conococha a Huanzala 73 Km. (carretera afirmada) Luego la vía de acceso de Huanzala a Pallca 57 Km. (carretera afirmada).

#### **3.1.3.2 Delimitación Temporal**

El periodo en el cual se realizó esta investigación comprende desde octubre 2017 agosto del 2018.

#### **3.1.3.3 Delimitación Social**

Se encuentra dirigido a: Gerente de operaciones, Superintendente de mina, Supervisor y trabajadores de las diferentes minas subterráneas del Perú, así como

también a estudiantes de las Escuelas Profesionales de Minas de las Universidades del Perú.

### **3.1.4 Objetivos**

#### **3.1.4.1 Objetivo General**

Aplicar el método de sostenimiento de arcos noruegos para garantizar la estabilidad de los túneles de Polvorín principal a largo plazo; así como dinamizar el avance de los túneles para lograr la culminación del proyecto en el tiempo programado.

#### **3.1.4.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Validar conceptualmente el uso de arcos noruegos para el refuerzo permanente de los túneles del polvorín.
- ✓ Brindar una alternativa factible a través de la instalación de arcos noruegos dentro del presupuesto asignado para él proyecto.
- ✓ Usar un elemento de sostenimiento que dinamice el ciclo de avance de los túneles para cumplir los objetivos programados.
- ✓ Demostrar que el sostenimiento con arcos noruegos es factible en términos de estabilidad.

### **3.1.5 Justificación e Importancia**

#### **3.1.5.1 Justificación**

Esta investigación es necesaria para demostrar que el sostenimiento con arcos noruegos en determinadas condiciones de macizo rocoso es viable en términos de estabilidad, velocidad de avance y costos.

#### **3.1.5.2 Importancia**

Garantizar la estabilidad de excavaciones subterráneas mediante la instalación de sostenimiento que permita mantener factores de seguridad apropiados para labores permanentes.

### **3.1.6 Alcances**

El alcance del presente proyecto que se utiliza en esta investigación es Analítico, Descriptivo, Explicativo y Aplicativo.

## **3.2 HIPOTESIS**

### **3.2.1 Hipótesis General**

Aplicación del sistema de sostenimiento de arcos noruegos para garantizar la estabilidad permanente en los túneles del polvorín principal de mina Pallca y vializar el proyecto dentro del límite programado.

### **3.2.2 Hipótesis Específica**

- ✓ Analizar conceptualmente el uso de arcos noruegos en función de los atributos geomecánicos del macizo rocoso.
- ✓ Validar el uso de aros noruegos y su aplicación el sostenimiento de los túneles del Polvorín principal mina Pallca.

## **3.3 IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE VARIABLES**

### **3.3.1 Variable Independiente**

Aplicación del sostenimiento con arcos noruegos.

### **3.3.2 Variable Dependiente**

Garantizar el refuerzo permanente en los túneles del Polvorín Principal de mina Pallca.

## **3.4 METODOLOGÍA**

### **3.4.1 Tipo de Investigación**

El tipo de investigación es aplicada, está dirigida a determinar, a través del conocimiento científico, los medios (metodologías, protocolos y/o tecnologías) por los cuales se puede cubrir una necesidad reconocida y específica.

Tipo de Investigación cuyo propósito es dar solución a situaciones o problemas concretos e identificables (Bunge, 1971).

La investigación aplicada parte (por lo general, aunque no siempre) del conocimiento generado por la investigación básica, tanto para identificar problemas sobre los que se debe invertir como para definir las estrategias de solución.

### **3.4.2 Nivel**

El diseño de investigación es descriptivo – explicativo, este describe los datos y características de la población o fenómeno de estudio, las investigaciones explicativas buscan especificar los fenómenos que son sometidos a una experimentación debido al contacto y observación directa.



### **3.4.3 Método**

El método que se utiliza en esta investigación es no experimental – Transaccional, según el enfoque no experimental, se clasifican en tras seccionales y longitudinales. Para nuestro caso, el diseño apropiado es el tras seccional o también conocido como transversal, debido a que, se recolectaran datos en un solo momento (Características del macizo rocoso y propiedades del elemento de sostenimiento), con el propósito de describir variables (Calidad del Macizo rocoso, carga de soporte de los arcos noruegos) y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado (Refuerzo de los túneles del polvorín principal).

Finalmente, es necesario conocer que, dentro del diseño de investigación no experimental tras seccional, este, se divide a su vez en Descriptivo y Correlacional.

Desde nuestro enfoque se tiene lo siguiente:

Descriptiva, ya que se busca especificar (describir) las propiedades y características geomecánicas de la masa rocosa para obtener la Calidad de la misma.

Correlacional, porque se pretende medir y describir la relación entre la calidad de la masa rocosa y la estabilidad de las excavaciones, lo cual conllevará a plantear alternativas de control ante los problemas que se puedan presentar.

Se deberá usar la técnica observacional, debido a que se hará una definición cualitativa de las variables.

### **3.4.4 Técnicas de Instrumentación de Recolección de Datos.**

#### **3.4.4.1 Técnica**

La técnica que se utilizó para la recolección de información son las siguientes:

- ✓ Observación detallada y sistemática de datos
- ✓ Comparación de los costos de los diferentes tipos de sostenimiento
- ✓ Evaluación de recursos humanos, materiales y equipos
- ✓ Recolección de datos de campo geológicos y de mina

#### **3.4.4.2 Instrumentos**

Los instrumentos que se han utilizado en el presente trabajo fue el registro de la información del estudio geológico y geomecánico que se efectuó para llevar a cabo este proyecto.

### **3.4.4.3 Procedimientos de Recolección de Datos**

#### **A. Información Geológica**

La información geológica es muy importante para poder identificar el tipo de afloramiento rocoso que se tiene en la zona del proyecto a desarrollar.

#### **B. Información Geomecánica**

Para la recolección de datos geomecánicos se obtuvo a partir del mapeo geomecánico del macizo rocoso de afloramientos en las excavaciones subterráneas durante la preparación del proyecto, en la cual se utilizó el "*método directo por celdas de detalle*"

Mediante los Mapeos realizados se hicieron mediciones sistemáticas de las discontinuidades presentes, las mismas que fueron evaluadas para analizar el aspecto estructural y superficial de dichas discontinuidades en el macizo rocoso de la Zona motivo de estudio.

Los parámetros de observación y medición fueron obtenidos en formatos de registro diseñado para este propósito, adecuándolos a las normas sugeridas por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM). Estos parámetros fueron: tipo de roca, tipo de sistema de discontinuidad, orientación, espaciado, persistencia, apertura, rugosidad, tipo de relleno, espesor del relleno, alteración y presencia de agua.

Se extrajeron muestras para ensayos de compresión y flexión del concreto lanzado en un laboratorio especializado.

### **3.4.5 Población y Muestra**

#### **3.4.5.1 Población de Estudio**

La población es el conjunto total de individuos, objetos o medidas que poseen algunas características similares, en el caso de nuestra investigación, la zona donde se realizó la investigación es el yacimiento y área involucrada en el proyecto Polvorín Principal y labores de explotación de la Mina Pallca.

#### **3.4.5.2 Muestra de estudio**

La muestra es un parte de la población, la cual se selecciona con el propósito de obtener información, está conformada, por los mapeos geomecánicos realizados durante la ejecución del proyecto Polvorín principal de la mina Pallca.

En la caracterización del macizo rocoso, se han utilizado principalmente dos sistemas de clasificación geomecánica multi-paramétricos, estos son, el Índice Q y el sistema RMR, adicionalmente se ha calculado el Índice Geológico de resistencia.

La utilización de estas clasificaciones cumple con el propósito de indicar los parámetros geomecánicos que caracterizan al macizo rocoso, tal como:

- ✓ Resistencia Compresiva de la roca intacta.
- ✓ Índices de Calidad de Roca RMR y Q.
- ✓ Condición de Discontinuidades.
- ✓ Datos estructurales: Dirección de Buzamiento/Buzamiento.

#### **3.4.5.3 FORMA DE TRATAMIENTO DE DATOS.**

Para el tratamiento de los datos se utilizó programas computacionales tales como el paquete de Rocscience (Dips y Phace2) y Sap 2000.

#### **3.4.5.4 FORMA DE ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN**

El análisis de la información será desde el punto de vista estadístico.

## **CAPITULO IV**

### **RESULTADO DE LA INVESTIGACION**

#### **4.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD Y PROCESAMIENTO DE DATOS**

El desarrollo de la presente tesis está enfocado en la Unidad Económica Berlín mina Pallca, la cual pertenece a la Cía. Minera Santa Luisa S.A.

Cía. Minera Santa Luisa S.A. – Unidad Pallca actualmente se encuentra realizando actividades de extracción de minerales polimetálicos, manteniendo los parámetros establecidos por los órganos de control gubernamentales. Para ello, la compañía se propuso en la construcción de un Polvorín Principal alejado de las labores de producción de la mina.

#### **4.2 ANALISIS E INTERPRETACION DE LA INFORMACION**

##### **4.2.1 Caracterización Geomecánica del Macizo Rocoso**

La caracterización geomecánica del macizo rocoso es una herramienta básica para la construcción de modelos numéricos y éstos para el análisis de estabilidad de una excavación. En la caracterización del macizo rocoso, se han utilizado principalmente dos sistemas de clasificación geomecánica multi-paramétricos, éstos son, el Índice Q de Calidad de Túneles del Instituto Geotécnico de Noruega (NGI) y el sistema RMR de

Bieniawski. Adicionalmente se ha calculado el Índice Geológico de resistencia GSI de Hoek and Brown.

La utilización de estas clasificaciones cumple con el propósito de indicar los parámetros geomecánicos que caracterizan al macizo rocoso.

El área que se encuentra el proyecto Polvorín está dominada por una secuencia de rocas sedimentarias cuya secuencia litológica que aflora es la formación Carhuaz, constituido de limo, arcillas cremas y lutitas verde rojizas. La caracterización geomecánica según la clasificación GSI (Índice de Resistencia Geológica) está definido como una roca MF/M (Muy Fracturada / Mala) equivalente a un RMR de 30 a 40, roca de calidad mala, debido a la presencia de fracturamiento pulido muy abiertas (> 5mm) con relleno arcillas blandas que condicionan la estabilidad del proyecto.

**IMAGEN N°4-01, Caracterización Geomecánica del Proyecto Polvorín. (VER ANEXO N°03)**

#### 4.2.2 Características de los Túneles

Los túneles son de sección 5.0 x 3.80m (dimensión de proyecto), han sido codificados como Túnel N° 01 y Túnel N° 02, un resumen de las características de los túneles es mencionado en la TABLA N° 01.

**TABLA N°4-01**, Características de los túneles

Túnel	Sección proyecto	Longitud
Túnel N° 01	6.0 x 4.00 m	29.80 m
Túnel N° 02	6.0 x 4.00 m	29.80 m

Fuente: Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.3 Condiciones Geomecánicas Según Bieniawski

Para clasificar geomecánica-mente a la masa rocosa en el área del proyecto y los túneles se utilizó la información desarrollada precedente, aplicando los criterios de clasificación Geomecánica de Bieniawski (RMR de 1989). Los resultados de la clasificación Geomecánica según el Sistema RMR se consignan en la CUADRO N°4-01, 4-02 y 4-03; en el (CUADRO N°4-04), se muestran los resultados del Q de Barton y Finalmente, en el (CUADRO N°4-05), los resultados de la estimación del GSI, consignados en la (TABLA N°4-01).

**CUADRO N°4-01**, Estimación RMR zona superficial del Proyecto Polvorín.

CLASIFICACIÓN RMR – ZONA SUPERFICIAL DEL PROYECTO				
	PARAMETROS		RANGO	VALOR
1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL		50 - 100 Mpa	6
2	RQD %		25 - 50 %	8
3	ESPACIAMIENTO		< 0.06 m	5
4	CONDICIONES DE JUNTAS	Apertura	1 - 5 mm	1
		Rugosidad	Lig. Rugosa	3
		Relleno	Blando < 5 mm	1
		Persistencia	10 - 20 m	1
		Alteración	Muy Intemp.	1
5	AGUA SUBTERRANEA		seco	15
RMR				<b>41</b>

Fuente: Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

**CUADRO N°4-02, Estimación RMR Túnel 01.**

<b>CLASIFICACION RMR - TUNEL 01</b>				
<b>PARAMETROS</b>		<b>RANGO</b>	<b>VALOR</b>	
1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL	50 - 100 Mpa	5	
2	RQD %	25 - 50 %	8	
3	ESPACIAMEINTO	< 0.06 m	5	
4	CONDICIONES DE JUNTAS	Apertura	1 - 5 mm	1
		Rugosidad	Lig. Rugosa	3
		Relleno	Blando < 5 mm	1
		Persistencia	3 - 10 m	3
		Alteración	Muy Intemp.	1
5	AGUA SUBTERRANEA	Mojado	7	
<b>RMR</b>			<b>34</b>	

**Fuente:** Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

**CUADRO N°4-03, Estimación RMR Túnel 02.**

<b>CLASIFICACION RMR - TUNEL 02</b>				
<b>PARAMETROS</b>		<b>RANGO</b>	<b>VALOR</b>	
1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL	50 - 100 Mpa	6	
2	RQD %	25 - 50 %	8	
3	ESPACIAMEINTO	< 0.06 m	5	
4	CONDICIONES DE JUNTAS	Apertura	1 - 5 mm	1
		Rugosidad	Lig. Rugosa	3
		Relleno	Blando < 5 mm	1
		Persistencia	3 - 10 m	3
		Alteración	Muy Intemp.	1
5	AGUA SUBTERRANEA	Mojado	7	
<b>RMR</b>			<b>35</b>	

**Fuente:** Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

**CUADRO N°4-04, Valoración del sistema de Clasificación Geomecánico del Q de Barton.**

ZONA	RQD (Rock Quality Designation)	Jn - Coeficiente asociado al número de Set de Discontinuidades	Jr - Coeficiente asociado a la Rugosidad de las Discontinuidades	Ja - Coeficiente asociado a la condición o grado de alteración de las Discontinuidades	Q <sub>i</sub>	Jw - Coeficiente asociado a la condición de aguas presentes en las Discontinuidades	SRF - Coeficiente asociado al efecto de la condición de esfuerzos en el macizo rocoso.	Q <sub>r</sub>	SRM (ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO)	JC (CONDICION DE DISCONTINUIDADES)	GSI - GEOLOGICAL STRENGTH INDEX
AREA POLVORIN	50.0	6.0	1.5	3.0	4.17	1.0	2.5	1.67	MF	P	35
TUNEL 01	45.0	6.0	1.5	3.0	3.75	1.0	2.5	1.50	IF	P	35
TUNEL 02	45.0	6.0	1.5	3.0	3.75	1.0	2.5	1.50	IF	P	35

Fuente: Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

TABLA N°4-02, Tabla de Caracterización del GSI.

SURFACE CONDITIONS	STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY				DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES					
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR						
<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS</b> (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>	<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	<p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>					
	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings	N/A					
	90	80	70	60	50	40	30	20	10	N/A	

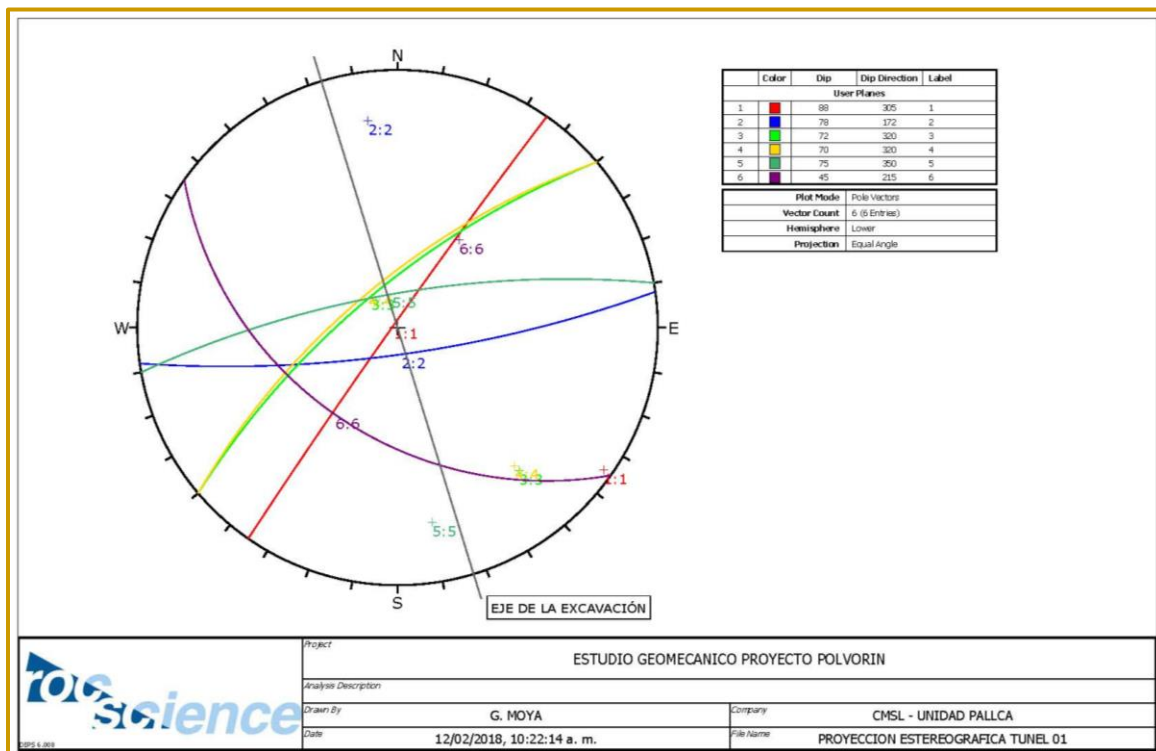
Fuente: Cálculos registrado por el Autor de la tesis.



#### 4.2.4 Condición Estructural

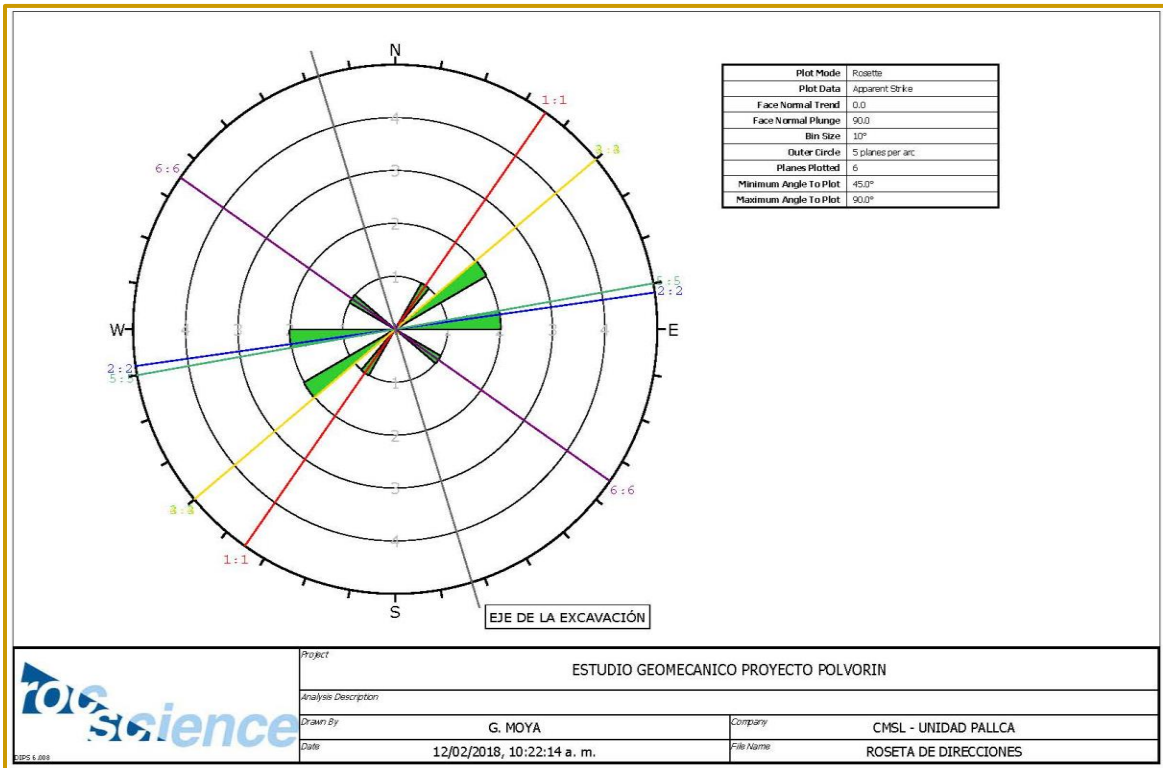
De acuerdo con el análisis estructural realizado en el área del proyecto Polvorín con el uso del aplicativo DIPS 6.0 se ha evidenciado dos dominios estructurales. Se cuenta con un dominio estructural en el área superficial del proyecto (lutitas), en el Túnel 01 se cuenta con un dominio estructural de lutitas que están muy alteradas y otro de skarn y en el Túnel 02 se cuenta con los mismos dominios estructurales, las direcciones se representan en la IMAGEN N°4-02, 4-03, 4-04 y 4-05.

**IMAGEN N°4-02, Proyección Estereográfica del Túnel 01.**



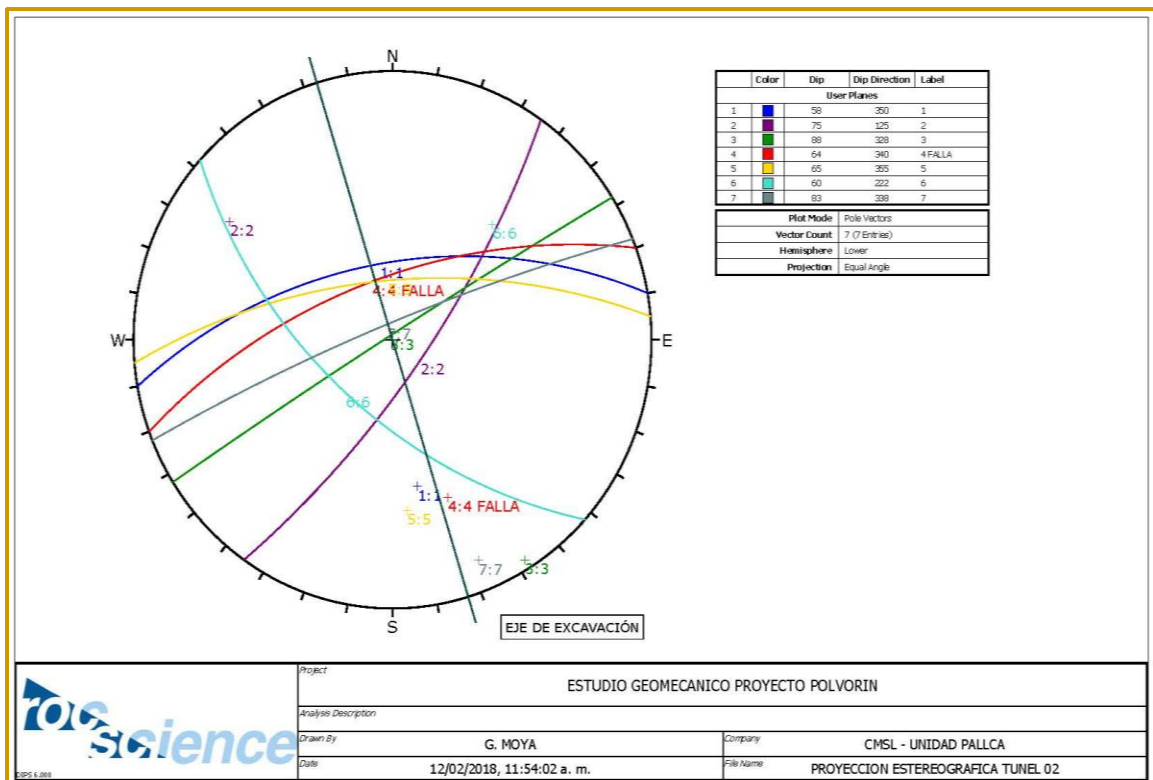
Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

**IMAGEN N°4-03, Roseta de direcciones del Túnel 01.**



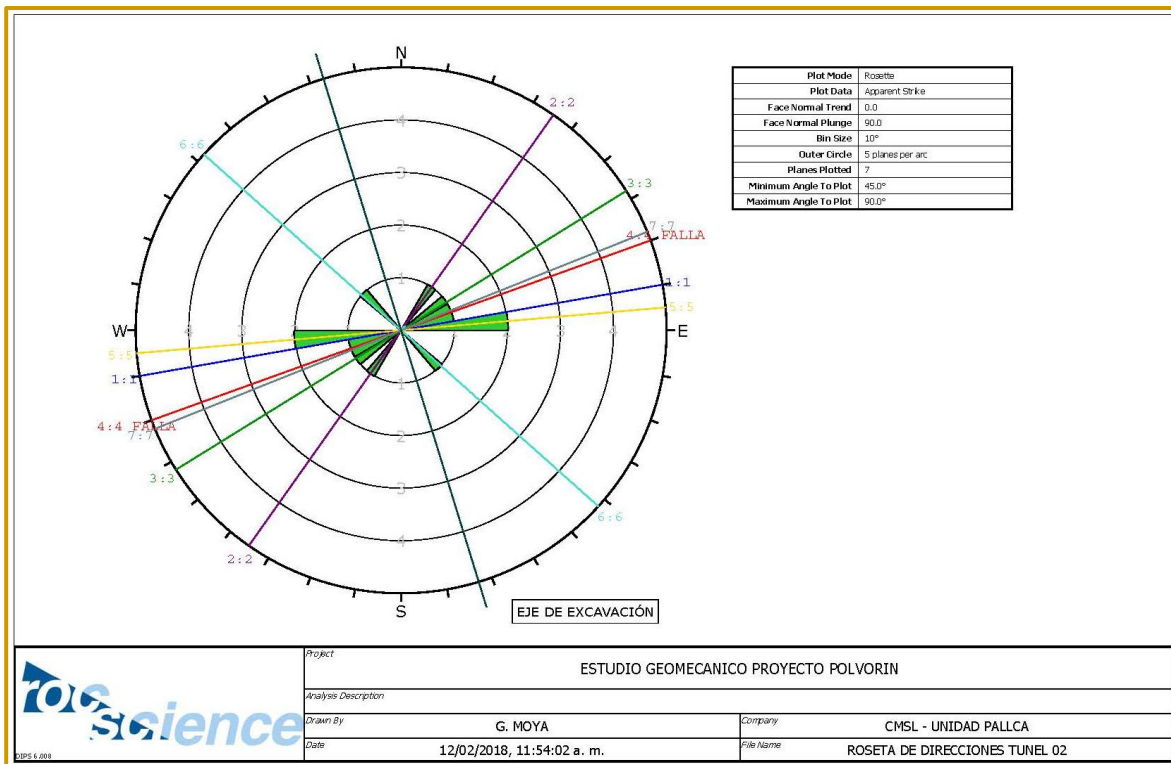
Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

MAGEN N°4-04, Proyección Estereográfica del Túnel 02.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

IMAGEN N°4-05, Roseta de direcciones del Túnel 01.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.5 Resistencia de la Masa Rocosa

Para estimar la resistencia de la masa rocosa se tomaron valores representativos de calidad de la masa rocosa involucrada con cada dominio estructural, así mismo la resistencia compresiva uniaxial (Martillo Schmidt, CUADRO N°4-04, 4-05 y 4-06).

Uno de los parámetros más importantes del comportamiento mecánico de la masa rocosa es la resistencia compresiva confinada de la roca intacta, los valores de la resistencia compresiva no confinada de la roca intacta fueron obtenidos mediante el ensayo in situ de impacto con el martillo Schmidt de dureza, durante los trabajos de mapeo geotécnico en los afloramientos rocosos y los túneles.

En el CUADRO N°4-04, 4-05 y 4-06 se presenta el resultado de los ensayos con el martillo Schmidt en el área del proyecto y los túneles N°01 y N°02 respectivamente, obteniéndose un valor promedio de 144 MPa para el área del proyecto, 250 Mpa para el

Túnel N° 01 y 186 MPa para el túnel N°02, se considera lutitas y skarn por su prevalencia con respecto a otras litologías.

**CUADRO N°4-04, Estimación de la resistencia compresiva de la roca con el martillo Schmidt zona del proyecto.**

ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA DE LA ZONA DEL PROYECTO POLVORIN									
LABOR	TIPO DE ROCA	DIRECCIÓN DEL MARTILLO (°)	REBOTE L	PESO ESPECÍFICO DE LA ROCA T/m <sup>3</sup>	CORRECCIÓN POR INCLINACIÓN	5 VALORES MAS ALTOS	PROMEDIO DE REBOTES L CORREGIDO	ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA (Mpa)	ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA (Kg/cm <sup>2</sup> )
POLVORIN	LUTITA	0	46	2.6	-2.40				
POLVORIN	LUTITA	0	46	2.6	-2.40				
POLVORIN	LUTITA	0	48	2.6	-2.30	45.70			
POLVORIN	LUTITA	0	48	2.6	-2.30	45.70			
POLVORIN	LUTITA	0	47	2.6	-2.35		45.70	108.58	1107.21
POLVORIN	LUTITA	0	48	2.6	-2.30	45.70			
POLVORIN	LUTITA	0	47	2.6	-2.35				
POLVORIN	LUTITA	0	46	2.6	-2.40				
POLVORIN	LUTITA	0	48	2.6	-2.30	45.70			
POLVORIN	LUTITA	0	48	2.6	-2.30	45.70			
POLVORIN	LUTITA	0	50	2.6	-2.20				
POLVORIN	LUTITA	0	52	2.6	-2.10				
POLVORIN	LUTITA	0	48	2.6	-2.30				
POLVORIN	LUTITA	0	50	2.6	-2.20				
POLVORIN	LUTITA	0	52	2.6	-2.10	49.90	51.16	143.98	1468.19
POLVORIN	LUTITA	0	52	2.6	-2.10	49.90			
POLVORIN	LUTITA	0	54	2.6	-2.00	52.00			
POLVORIN	LUTITA	0	54	2.6	-2.00	52.00			
POLVORIN	LUTITA	0	52	2.6	-2.10				
POLVORIN	LUTITA	0	54	2.6	-2.00	52.00			

**Fuente:** Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

**CUADRO N°4-05, Estimación de la resistencia compresiva de la roca con el martillo Schmidt túnel 01.**

ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA DEL TUNEL 01									
LABOR	TIPO DE ROCA	DIRECCIÓN DEL MARTILLO (°)	REBOTE L	PESO ESPECIFICO DE LA ROCA T/m3	CORRECCIÓN POR INCLINACIÓN	5 VALORES MAS ALTOS	PROMEDIO DE REBORES L CORREGIDO	ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA (Mpa)	ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA (Kg/cm2)
TUNEL 01	SKARN	0	58	2.6	-1.80				
TUNEL 01	SKARN	0	60	2.6	-1.70				
TUNEL 01	SKARN	0	62	2.6	-1.60	60.40			
TUNEL 01	SKARN	0	62	2.6	-1.60				
TUNEL 01	SKARN	0	63	2.6	-1.55	61.45	61.87	250.43	2553.70
TUNEL 01	SKARN	0	65	2.6	-1.45	63.55			
TUNEL 01	SKARN	0	62	2.6	-1.60				
TUNEL 01	SKARN	0	64	2.6	-1.50	62.50			
TUNEL 01	SKARN	0	58	2.6	-1.80				
TUNEL 01	SKARN	0	63	2.6	-1.55	61.45			
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.20				
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.10	33.90			
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.30				
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.20	33.80			
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	28	2.4	-2.10		33.92	51.62	526.33
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.10				
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.00	34.00			
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.00	34.00			
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.10	33.90			
TUNEL 01	SHOTCRETE	0	32	2.4	-2.00				

Fuente: Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

CUADRO N°4-06, Estimación de la resistencia compresiva de la roca con el martillo Schmidt túnel 02.

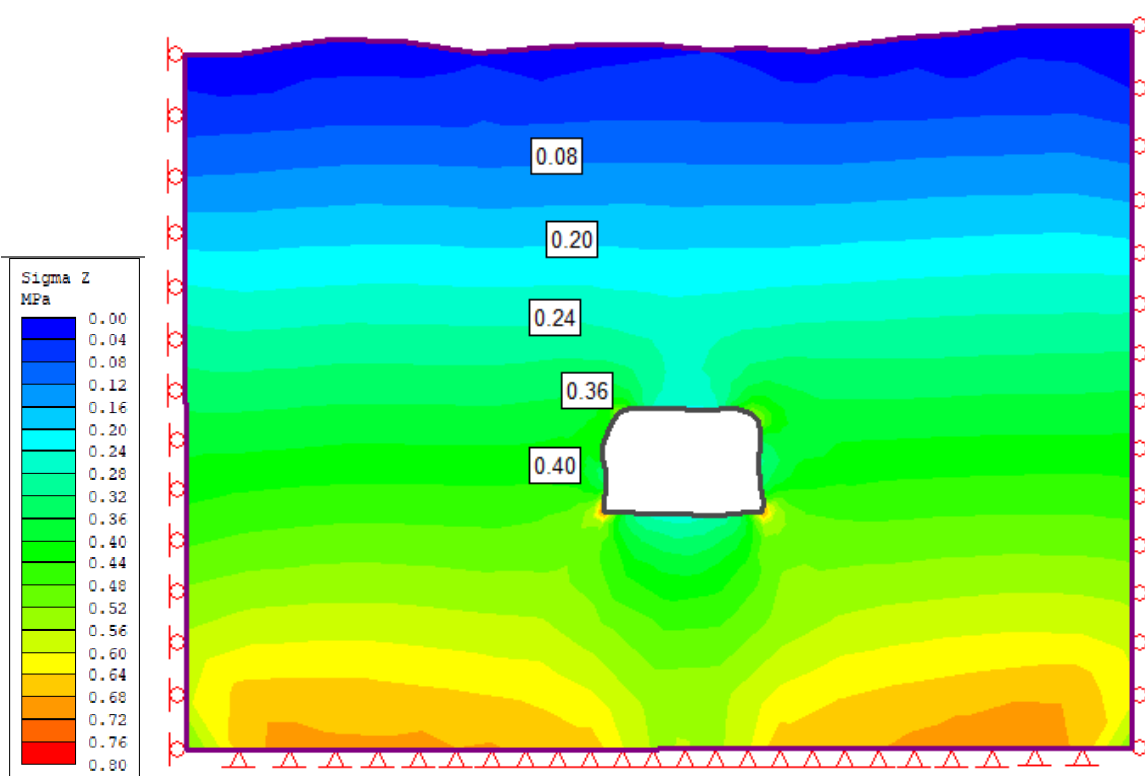
ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA DEL TUNEL 02									
LABOR	TIPO DE ROCA	DIRECCIÓN DEL MARTILLO (°)	REBOTE L	PESO ESPECIFICO DE LA ROCA T/m3	CORRECCIÓN POR INCLINACIÓN	5 VALORES MAS ALTOS	PROMEDIO DE REBORES L CORREGIDO	ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA (Mpa)	ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA COMPRESIVA (Kg/cm2)
TUNEL 02	SKARN	0	58	2.6	-1.80	56.20			
TUNEL 02	SKARN	0	58	2.6	-1.80	56.20			
TUNEL 02	SKARN	0	58	2.6	-1.80	56.20			
TUNEL 02	SKARN	0	56	2.6	-1.90				
TUNEL 02	SKARN	0	56	2.6	-1.90		56.20	186.82	1905.05
TUNEL 02	SKARN	0	58	2.6	-1.80	56.20			
TUNEL 02	SKARN	0	56	2.6	-1.90				
TUNEL 02	SKARN	0	56	2.6	-1.90				
TUNEL 02	SKARN	0	56	2.6	-1.90				
TUNEL 02	SKARN	0	58	2.6	-1.80	56.20			
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.20				
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.10	33.90			
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.20	31.80			
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.20				
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	28	2.4	-3.16		32.66	48.60	495.63
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	30	2.4	-3.10				
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	36	2.4	-2.00	34.00			
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.20	31.80			
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	34	2.4	-2.20	31.80			
TUNEL 02	SHOTCRETE	0	30	2.4	-3.10				

Fuente: Cálculos registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.6 Esfuerzos In-situ

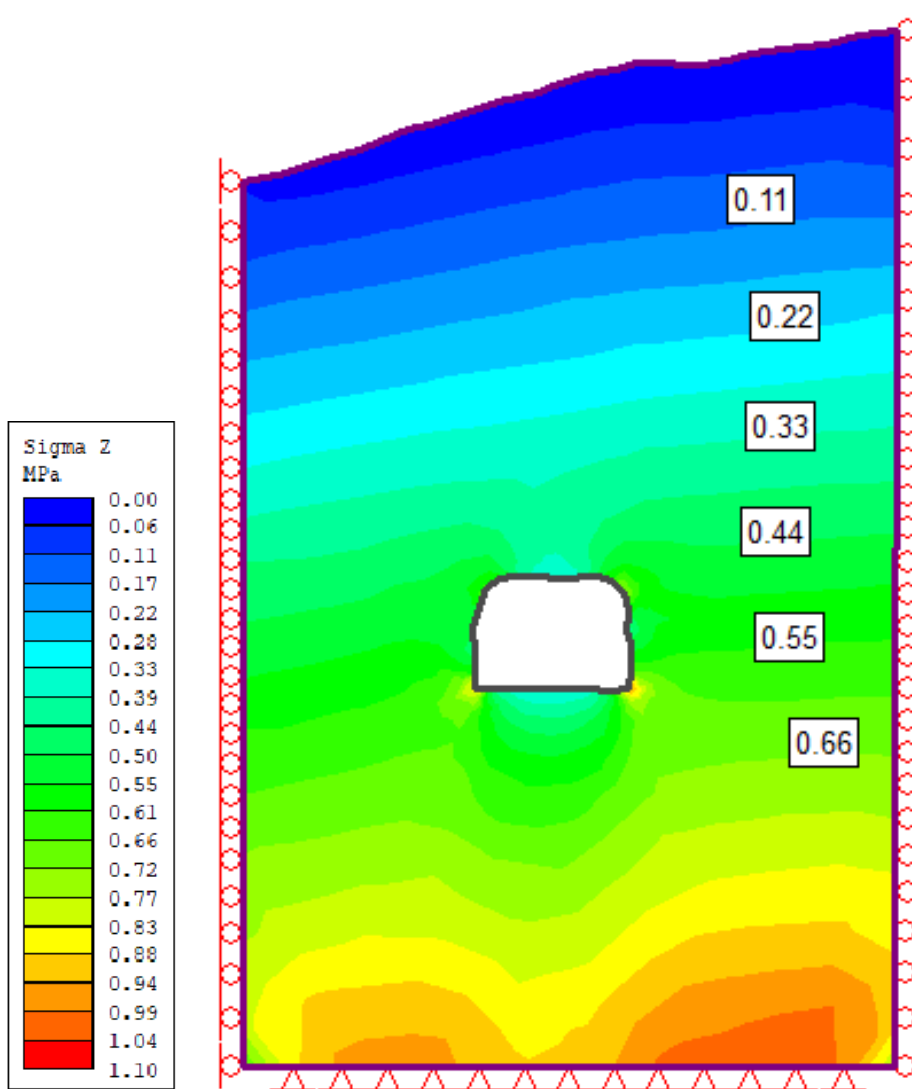
Para el cálculo de los esfuerzos in situ vertical se ha utilizado el criterio de carga litostática, el cual establece que la presión sobre un punto será estimada por el producto de la profundidad y peso específico promedio de la roca. Para el caso motivo de estudio, se tiene una profundidad no superior a los 30.0 metros; por tanto, los valores del esfuerzo vertical no superan los 1MPa, magnitudes de esfuerzos bajo. Para el cálculo del esfuerzo horizontal, es necesario conocer la constante de distribución de esfuerzos "K" la cual indica la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical. Para el caso motivo de estudio, se ha considerado un valor de K igual a 1 por estudios realizados en proyectos aledaños. En las imágenes N°4-06 y N°4-07, se presenta los valores progresivos del esfuerzo vertical (Sigma Z) calculados con el software PHASE 2.

**IMAGEN N°4-06, Distribución del esfuerzo Vertical Túnel N°01**



**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

**IMAGEN N°4-07, Distribución del esfuerzo Vertical Túnel N°02**

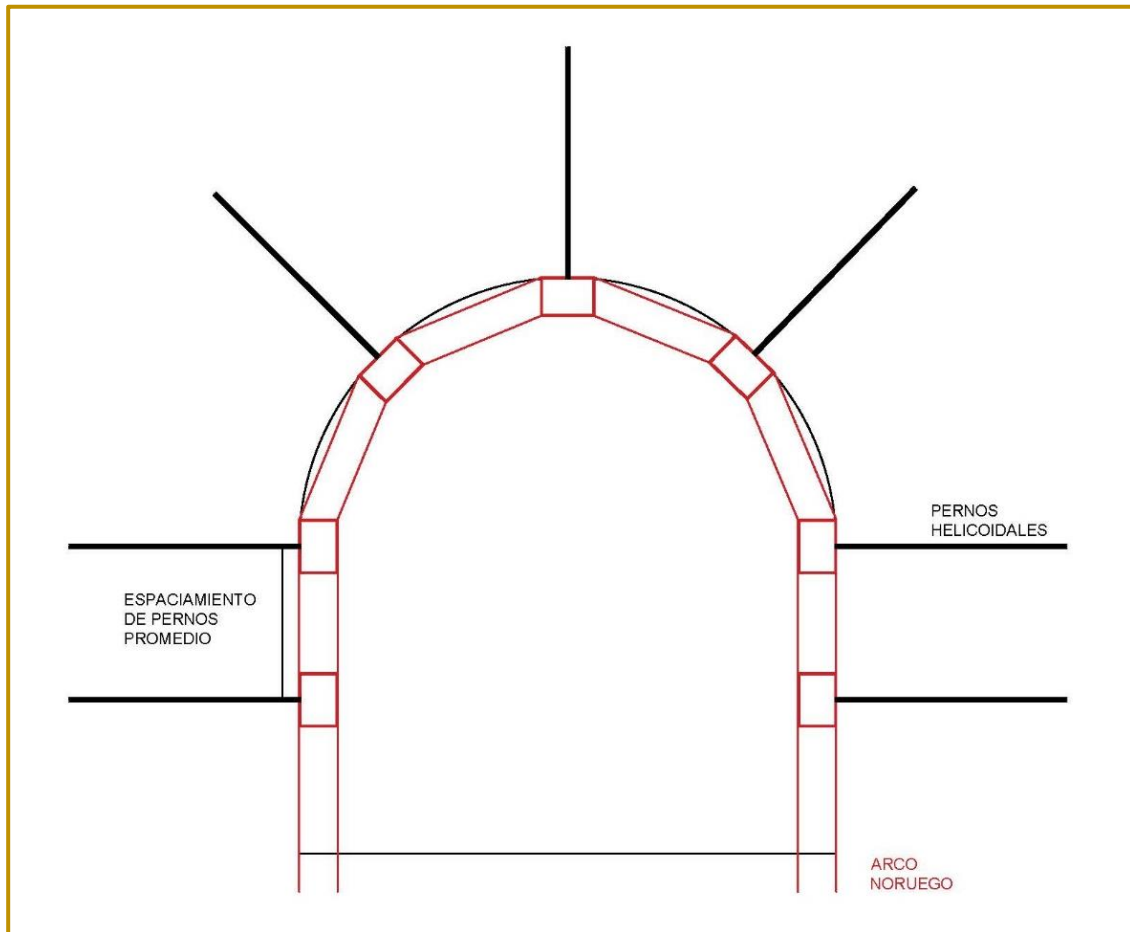


**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

#### **4.2.7 Análisis de los Arcos Noruegos**

Determinado el valor de la carga actuante sobre el sostenimiento, se realizó el esquema de la estructura del arco noruego tal y como se muestra en la (IMAGEN N°4-08). Cabe resaltar que una de las ventajas del arco noruego es la adaptabilidad de la estructura de shotcrete armada a la configuración geométrica de la superficie del terreno; sin embargo, para fines de análisis, puesto que el principio es el mismo, se ha de considerar de manera recta a manera de marco estructural.

**IMAGEN N°4-08**, Esquema de instalación de arco noruego a ser analizado.



*Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.*

#### **4.2.8 Definición de las Propiedades del Material**

La performance del arco noruego está relacionada a las propiedades del material, en este caso del concreto, el cual viene a ser concreto lanzado “shotcrete” con una resistencia a compresión no menor a 240 Kg/cm<sup>2</sup> (3480 Psi) a los 28 días y el acero el cual esta normado de acuerdo con los estándares de construcción. En la (IMAGEN N°4-09), se muestra el detalle de los datos ingresados al software SAP 2000.

Así mismo, en la (IMAGEN N°4-10), se consignan los valores de ingresados para el acero utilizado en el concreto armado.



Finalmente considerando las dimensiones del arco noruego, con un espesor de 0.15 m y un ancho de 0.20 m, la sección transversal del arco noruego queda como se muestra en la (IMAGEN N°4-11).

**IMAGEN N°4-09, Datos del concreto ingresados al software SAP 2000.**

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'F'C=240KGF/CM2' with a blue color swatch. Material Type is 'Concrete'. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2.4. Mass per Unit Volume is 0.2447.
- Units:** The unit system is set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 2323790. Poisson, U is 0.2. Coefficient of Thermal Expansion, A is 9.900E-06. Shear Modulus, G is 968245.8.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub> is 2400. Expected Concrete Compressive Strength is 2812.2785. There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. A 'Shear Strength Reduction Factor' field is present but empty.

**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

**IMAGEN N°4-10, Valores ingresados para las barras de acero empleados en la estructura de arco noruego.**

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: A615Gr60

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

---

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 7.849

Mass per Unit Volume: 0.8004

**Units**

Tonf, m, C

---

**Uniaxial Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20389019.

Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7841930.

---

**Other Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 42000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 63276.27

Expected Yield Stress, Fye: 46402.6

Expected Tensile Stress, Fue: 69603.89

Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

IMAGEN N°4-11, Sección transversal de la viga que conforma el arco noruego.

**Rectangular Section**

Section Name: SECC Display Color:

Section Notes: Modify/Show Notes...

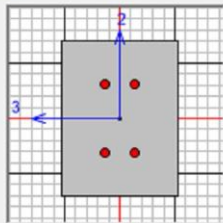
---

**Dimensions**

Depth (t3): 0.2

Width (t2): 0.15

**Section**



**Material**

FC=240KGF/CM2

**Property Modifiers**

Set Modifiers...

**Properties**

Section Properties...

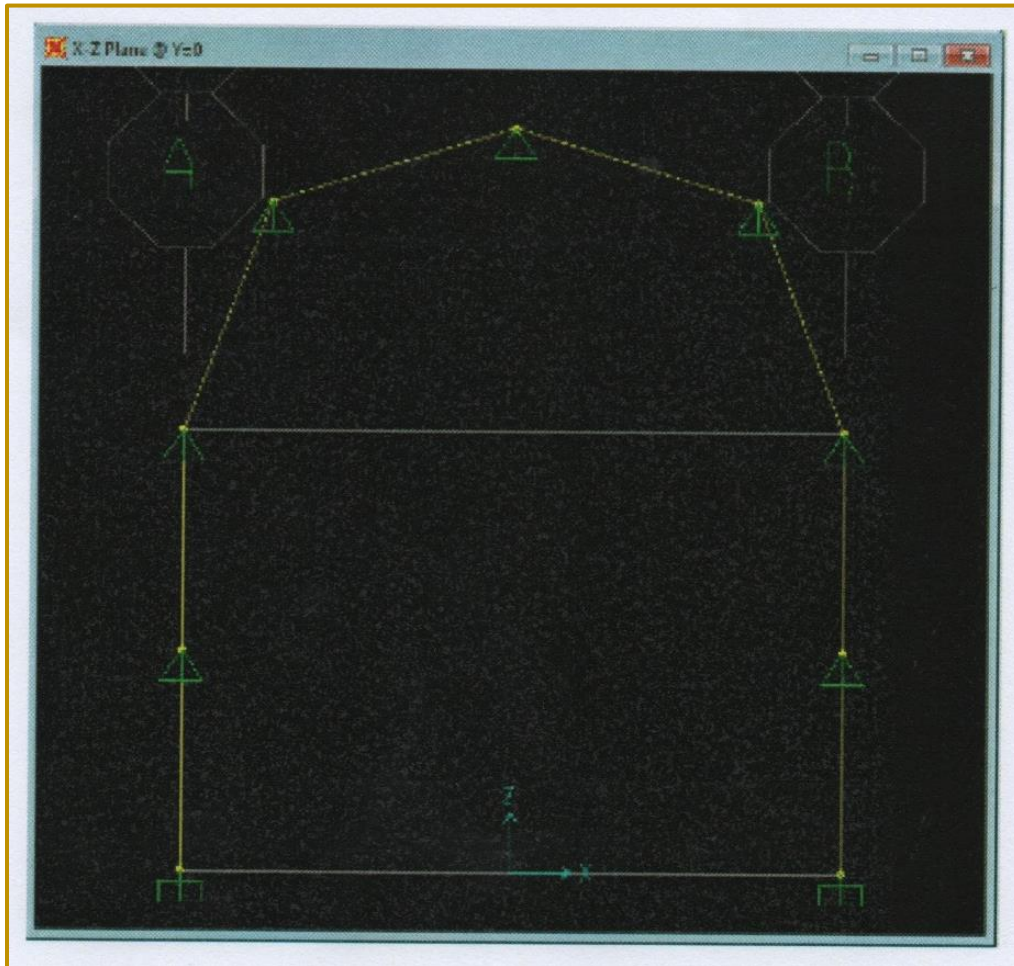
Time Dependent Properties...

Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.9 Análisis de la Estructura del Arco Noruego.

El modelo Geométrico ingresado al software SAP 2000, es como se muestra en la (IMAGEN N°4-12), cabe resaltar que, en los puntos donde han de ubicarse los pernos, se han considerado restricciones para las direcciones X e Y.

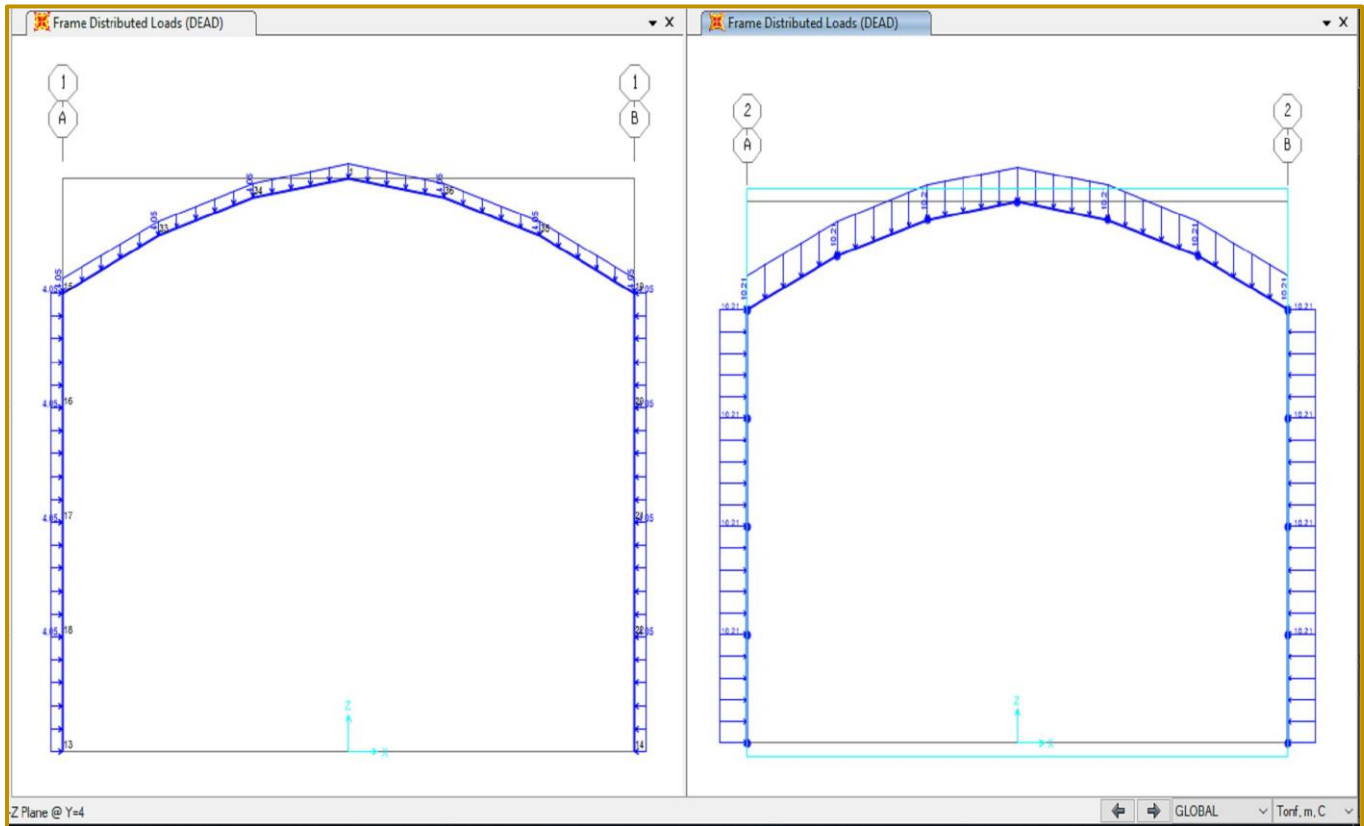
**IMAGEN N°4-12**, Modelo geométrico de análisis ingresado al software SAP 2000.



**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

Para el análisis estructural del arco noruego, de acuerdo al análisis geomecánico, se ha considerado una carga de distribución de 4.1 Tn/m, dicha carga actuara a lo largo de cada viga formada entre los pernos, mediante los cuales se ha fijado el arco noruego a las paredes de la excavación. El modelo geométrico quedaría tal y como se muestra en la (IMAGEN N°4-13).

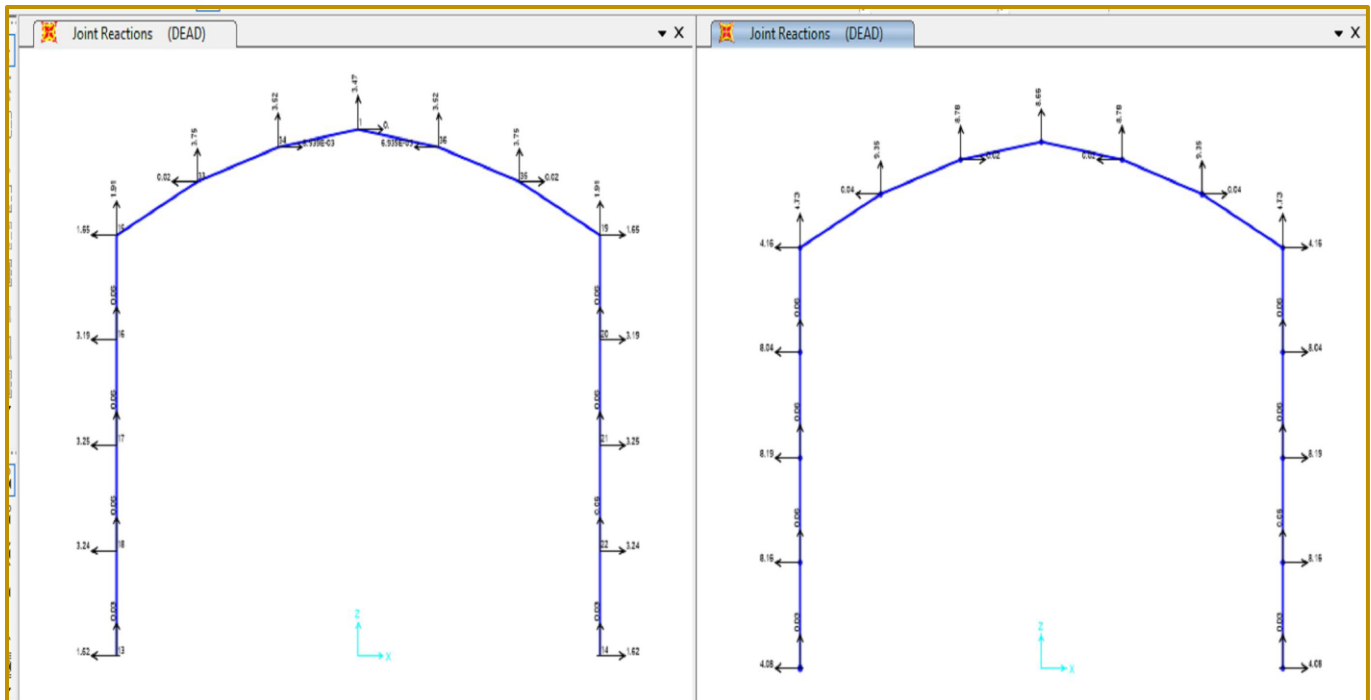
**IMAGEN N°4-13**, Carga distribuida sobre los arcos noruegos.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

El primer paso del análisis es determinar los valores de las reacciones en los puntos de apoyo (pernos), del cálculo se tiene un máximo valor para mantener el equilibrio sobre la estructura de 3.75 Tn (IMAGEN N°4-14). Considerando la capacidad de anclaje de los pernos utilizados, 3.00 Tn/pie y considerando además una mínima longitud de 7' de los pernos se tiene una carga de 21.00 Tn superior a 4.22 Tn, garantizando la estabilidad de dichos puntos de apoyo.

IMAGEN N°4-14, Estimación de las reacciones en los puntos de apoyo.

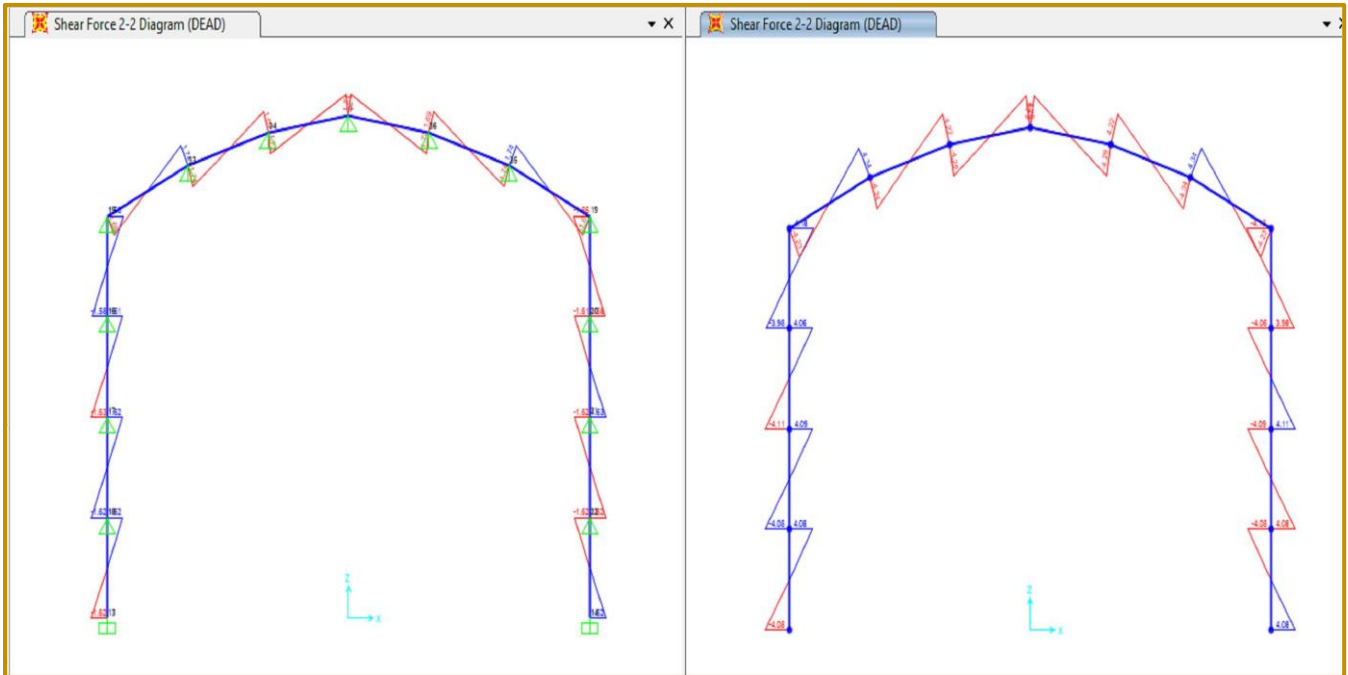


**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

Dado que la flexión de las vigas está directamente relacionadas al momento flector de las mismas, finalmente en las Imágenes N°4-15 y 4-16 se consignan los diagramas de fuerzas internas para cada viga que conforma el arco noruego. De las cuales se pueden extraer los siguientes comentarios:

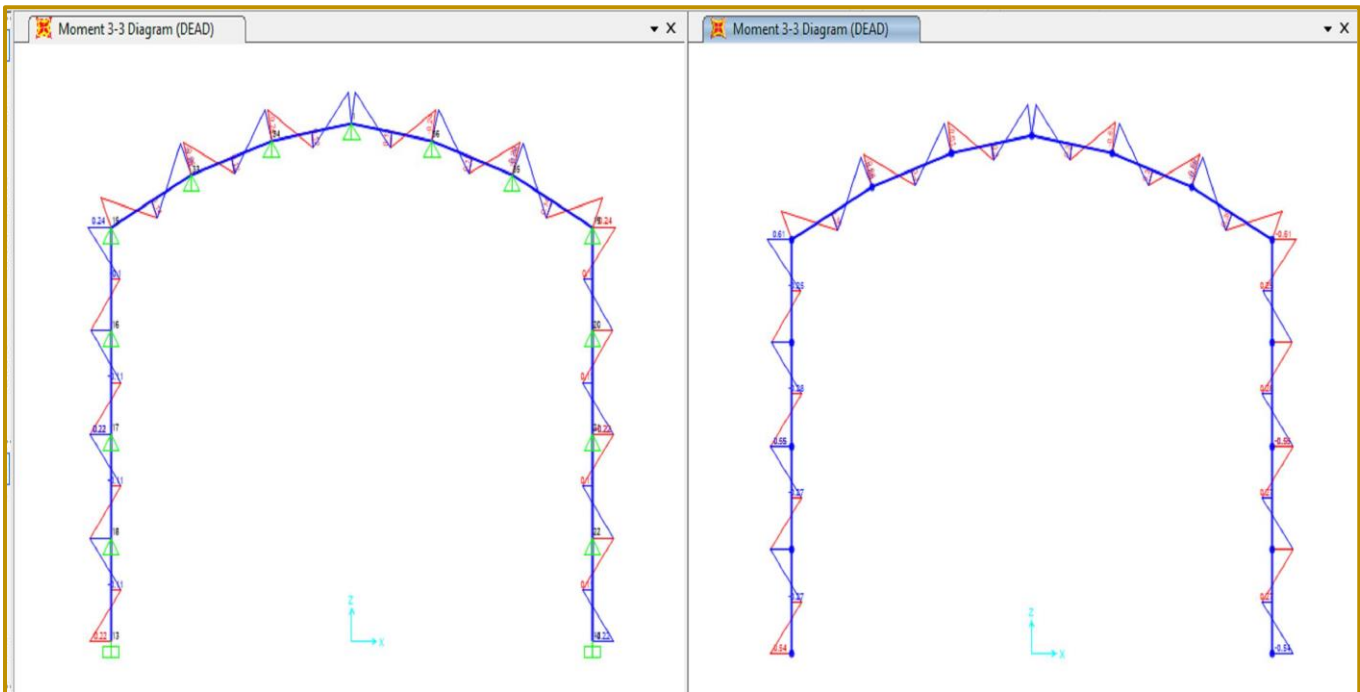
- Para las vigas en hastiales se ha determinado un momento flector máximo de 0.24 Tn/m sin evidenciar deflexión.
- Para la corona un momento flector máximo de 0.18 Tn/m sin evidenciar deflexión alguna. Cabe resaltar que, dada la inclinación de las vigas en este punto, el momento flector es menor dado que la carga por ser vertical no es aplicada directamente a las vigas.
- Dados los resultados expuestos anteriores, es evidente que el sostenimiento con arcos noruegos, dadas las características geomecánicas de aplicación garantiza la estabilidad del elemento, por consiguiente, de la labor.

**IMAGEN N°4-15, Diagrama de fuerzas cortantes sobre los arcos noruegos.**



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

**IMAGEN N°4-16, Diagrama del momento flector sobre los arcos noruegos.**



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

El análisis estructural realizado mediante el software SAP 2000, nos ha permitido conocer cómo trabajan los arcos noruegos, así mismo, nos ha permitido determinar las fuerzas internas actuantes sobre el mismo, producto de la carga de rocas a soportar.

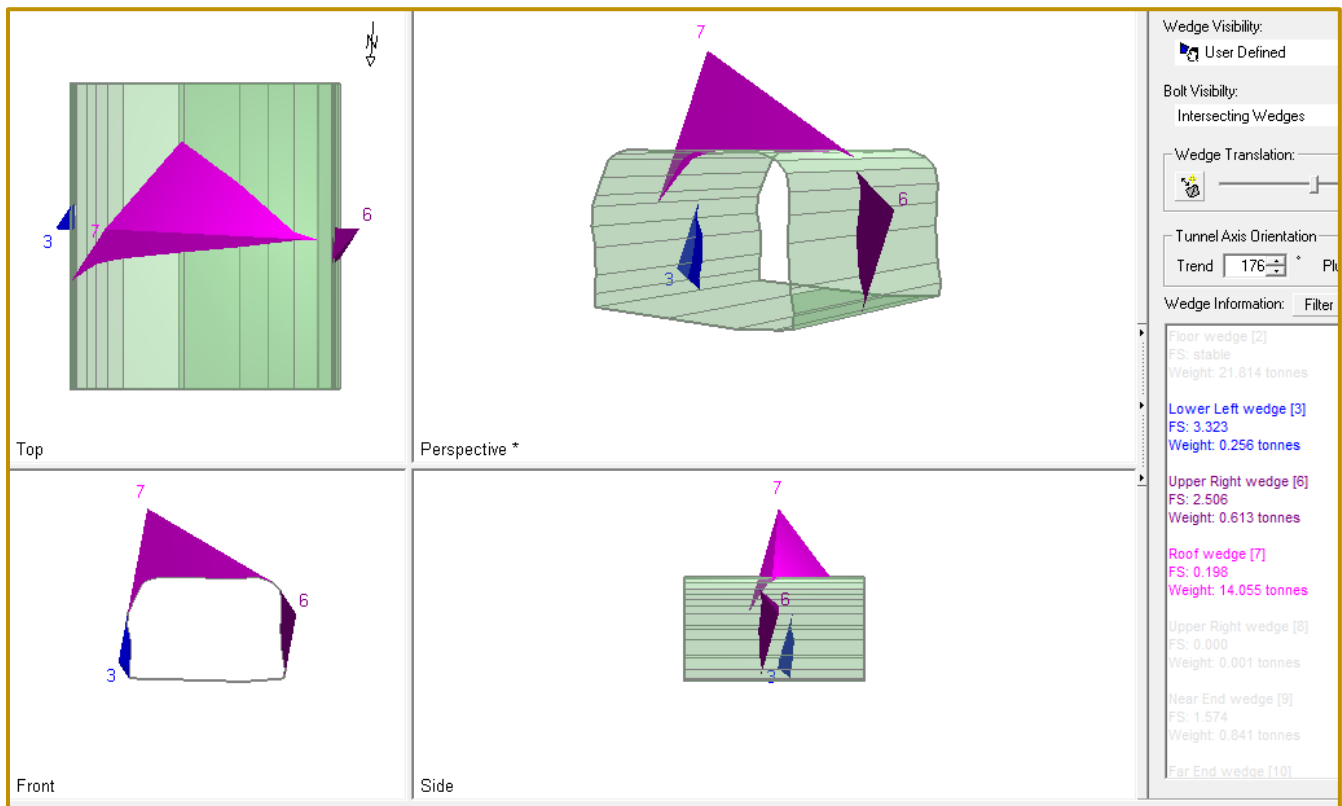
#### 4.2.10 Análisis de Estabilidad Estructuralmente Controlado

El presente análisis ha de estar enfocado en la configuración estructural de las diferentes discontinuidades registradas en el proceso de mapeo Geomecánico-estructural de acuerdo con las imágenes N°4-02 y N°4-04.

Para el caso del Túnel N°01, se tienen los siguientes comentarios:

- Posible formación de cuña en corona que en las condiciones más desfavorables puede llegar a pesar aproximadamente 14 toneladas (IMAGEN N°4-17), con un factor de seguridad de 0.198. Los datos estructurales se obtienen de la (IMAGEN N°4-02).

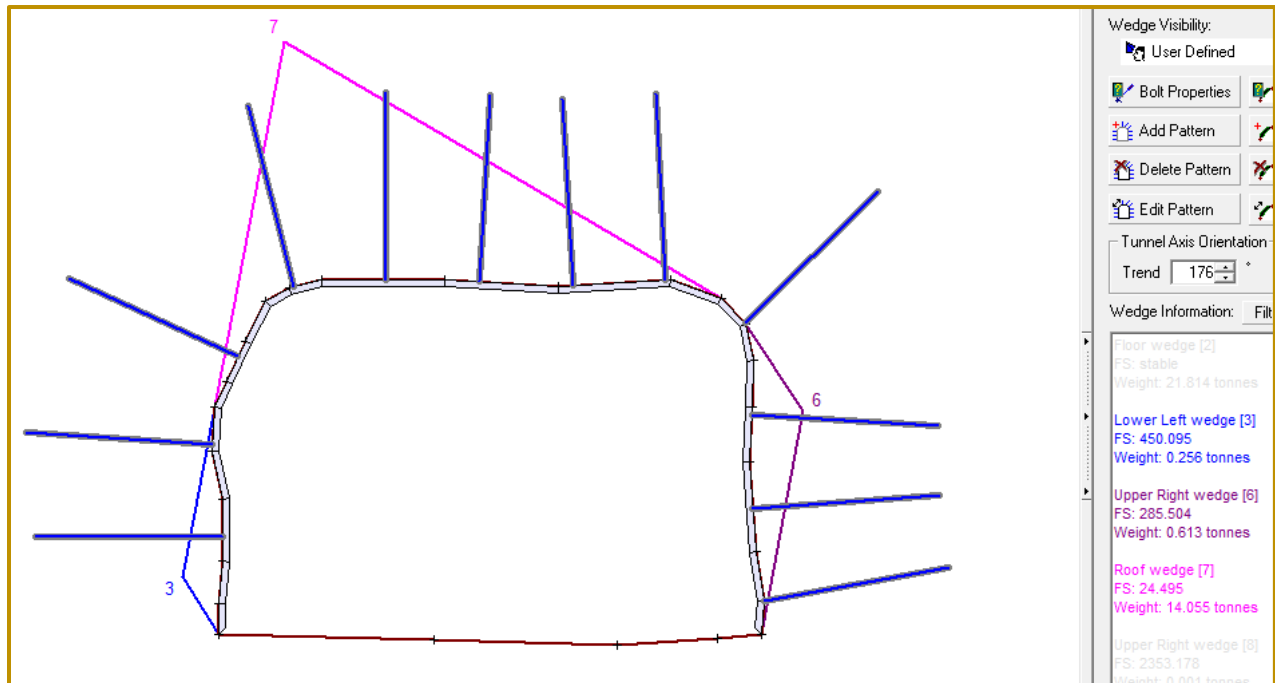
**IMAGEN N°4-17**, Formación de cuñas en **túnel N°01** por efecto de la intersección de fallas y fracturas, condición más desfavorable.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

- Aplicado el sostenimiento con barras de acero helicoidal cementadas espaciadas a 1.0m x 1.0 m, Shotcrete de 2" de espesor y 280 Kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión a los 28 días, y arcos noruegos. El factor de Seguridad llega a 24.495 (IMAGEN N°4-18).

**IMAGEN N°4-18, Aplicación del sostenimiento para estabilizar falla cinemática por efecto de caída de bloques en túnel N°01.**



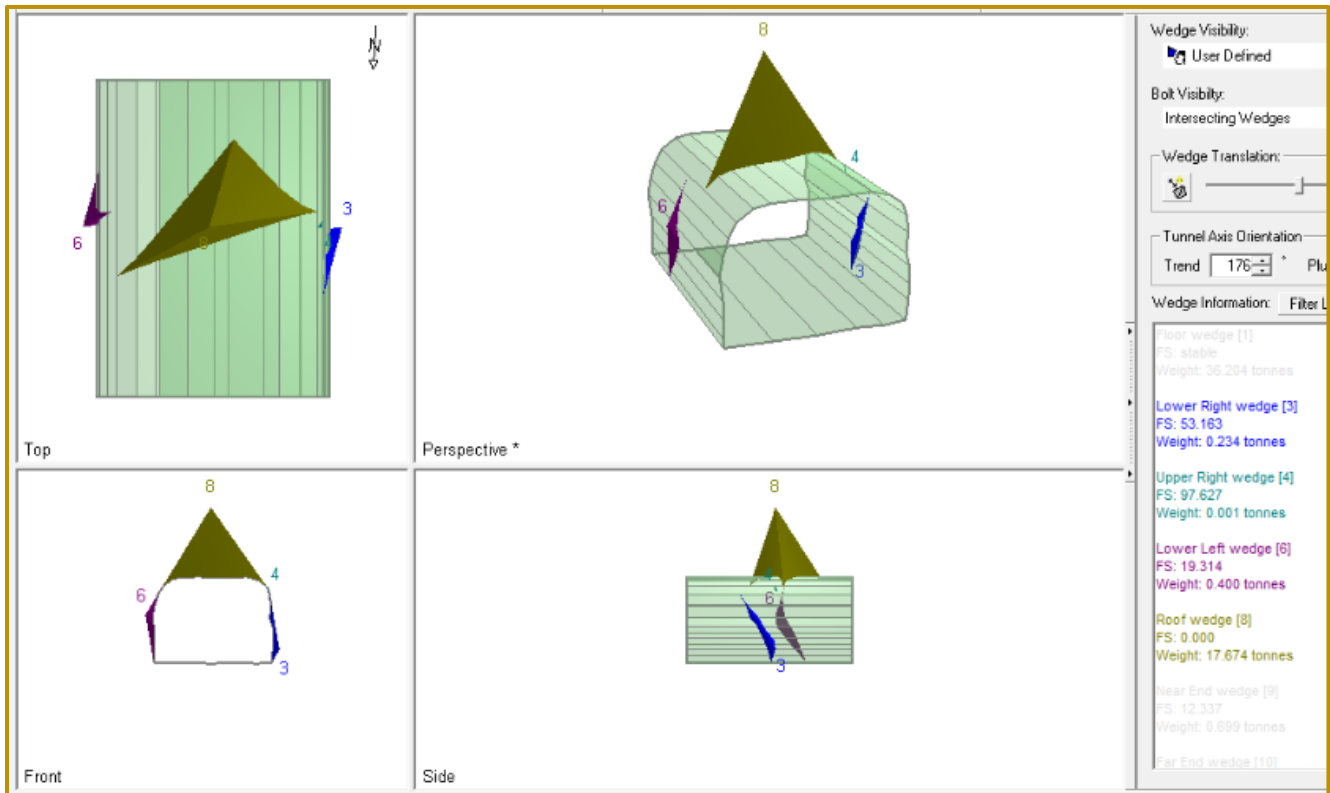
**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

Para el caso del Túnel N°02, se tienen los siguientes comentarios:

- De acuerdo a la (IMAGEN N°4-19), y a la configuración estructural mostrada en la (IMAGEN N°4-04), se tiene formación de cuña en corona en su condición más desfavorable con Factor de Seguridad de 0, cuña de aproximadamente 17 Toneladas en peso.



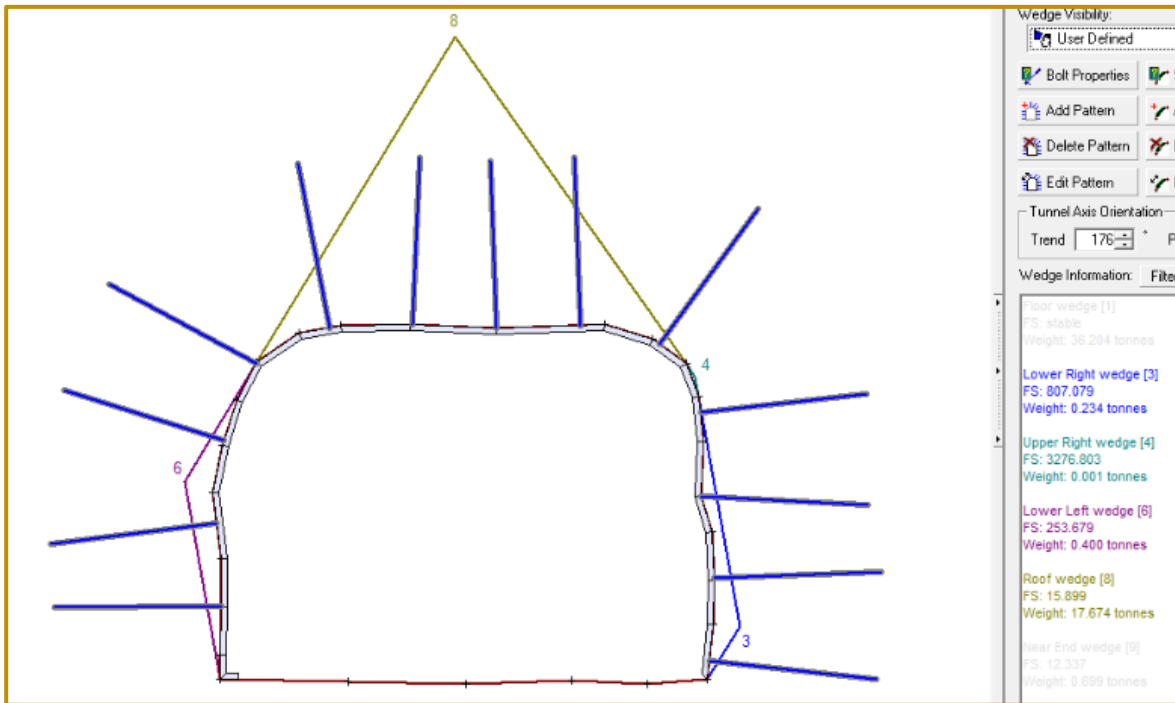
**IMAGEN N°4-19**, Formación de cuñas en **túnel N°02**, de acuerdo a arreglo estructural mostrado en la **Imagen N°04**.



**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

- En la (IMAGEN N°4-20), se muestra el efecto del sostenimiento actualmente instalado similar al caso del Túnel N°01, obteniéndose factores de seguridad de 15.89.

**IMAGEN N° 20**, Efecto del sostenimiento, mejoramiento del factor de seguridad sobre las cuñas formadas en el túnel N°02.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.11 Análisis de Estabilidad Basado en Análisis de Esfuerzo-Deformación

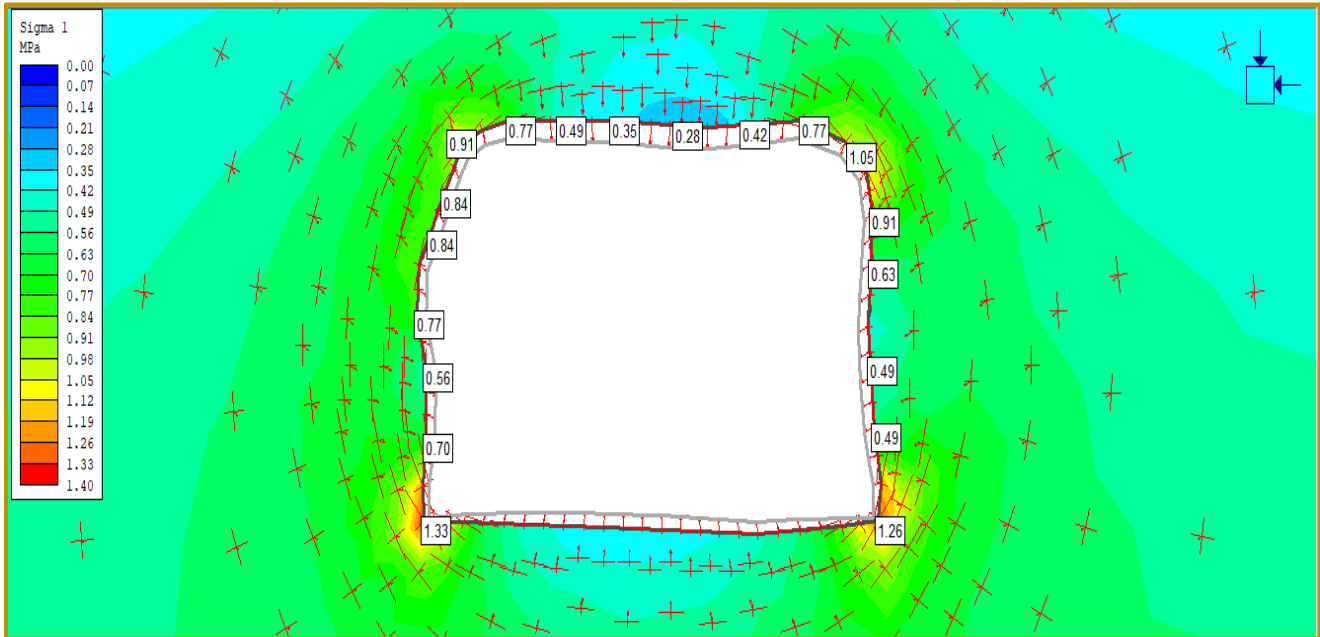
A efectos de definir los esfuerzos en los túneles del Proyecto Polvorín se han efectuado análisis de modelamiento numérico con el aplicativo PHASE2. Para ello se han obtenido las propiedades mecánicas-elásticas del macizo rocoso para ambos túneles, basándose en el criterio de Hoek y Brown y realizándose el análisis mediante el software mencionado.

##### 4.2.11.1 Análisis Tenso-Deformacional en el Túnel N°01

- De acuerdo con la (IMAGEN N°4-21), los esfuerzos inducidos generados por la abertura no superan los 1.33 MPa, superando los 0.66 MPa del esfuerzo vertical generado por el encampane del terreno.
- El valor equivalente al Factor de Seguridad (Strength Factor) se muestra en la (IMAGEN N°4-22), con valores de  $0.95 < 1.0$ , generando un 50% de posibilidad de falla.
- Finalmente se ha simulado la excavación con la aplicación del actual sostenimiento utilizado (Shotcrete 2" + Malla + barra helicoidal cementada+ Shotcrete 1"-2"), con lo cual se eleva el factor de seguridad superior 1.58

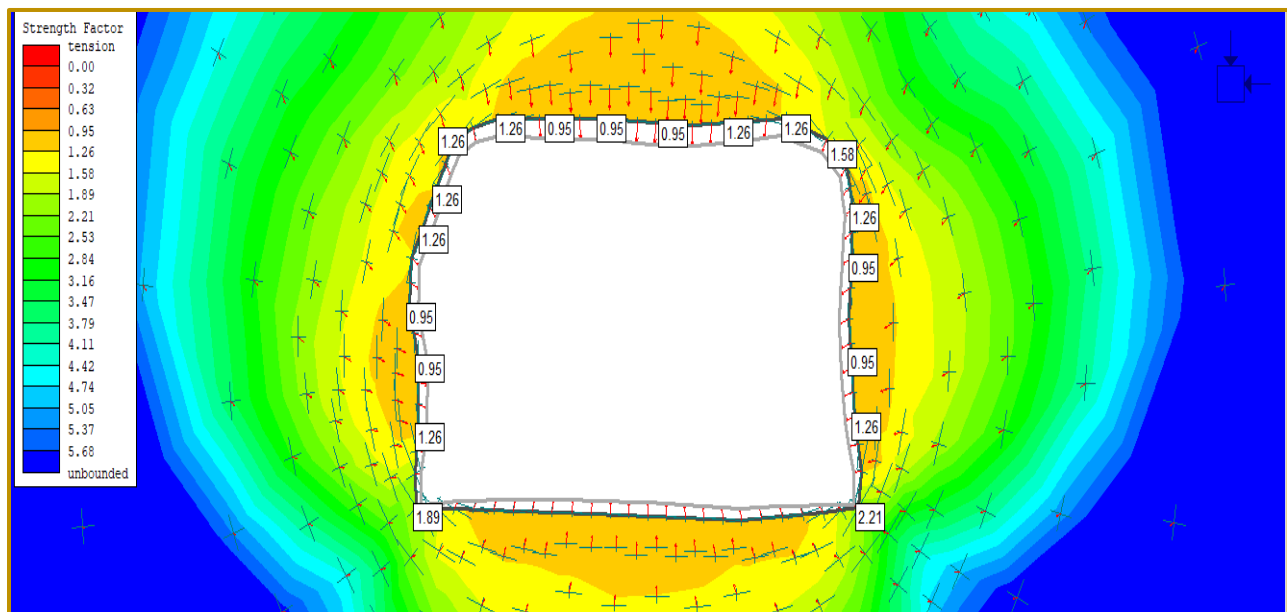
hasta 2.53, considerando dicho valor confiable para la vida de operación de la estructura (permanente).

**IMAGEN N°4-21**, Estimación de los esfuerzos inducidos alrededor de la excavación (Túnel N°01).



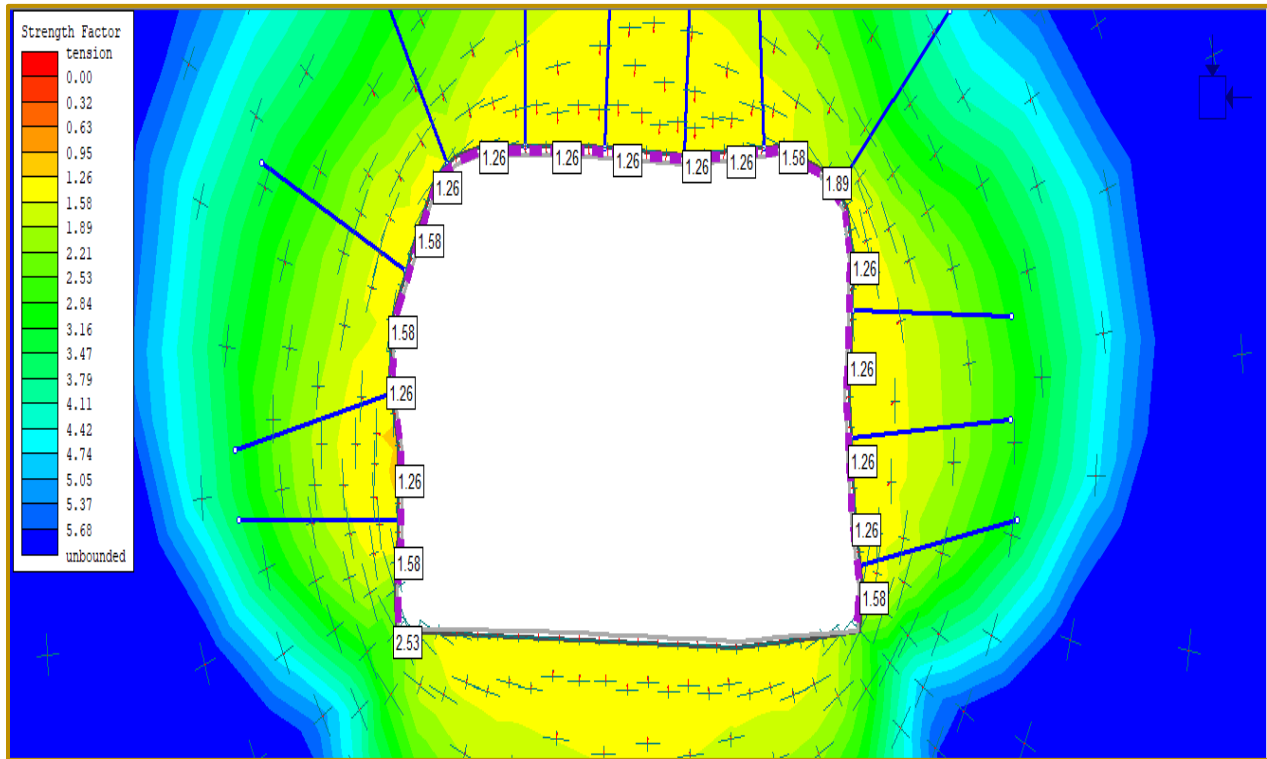
Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

**IMAGEN N°4-22**, Estimación del Factor de seguridad alrededor de la excavación Túnel N°01, SIN SOSTENIMIENTO.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

**IMAGEN N°4-23, Factor de seguridad en Túnel N°01, después de sostenimiento.**

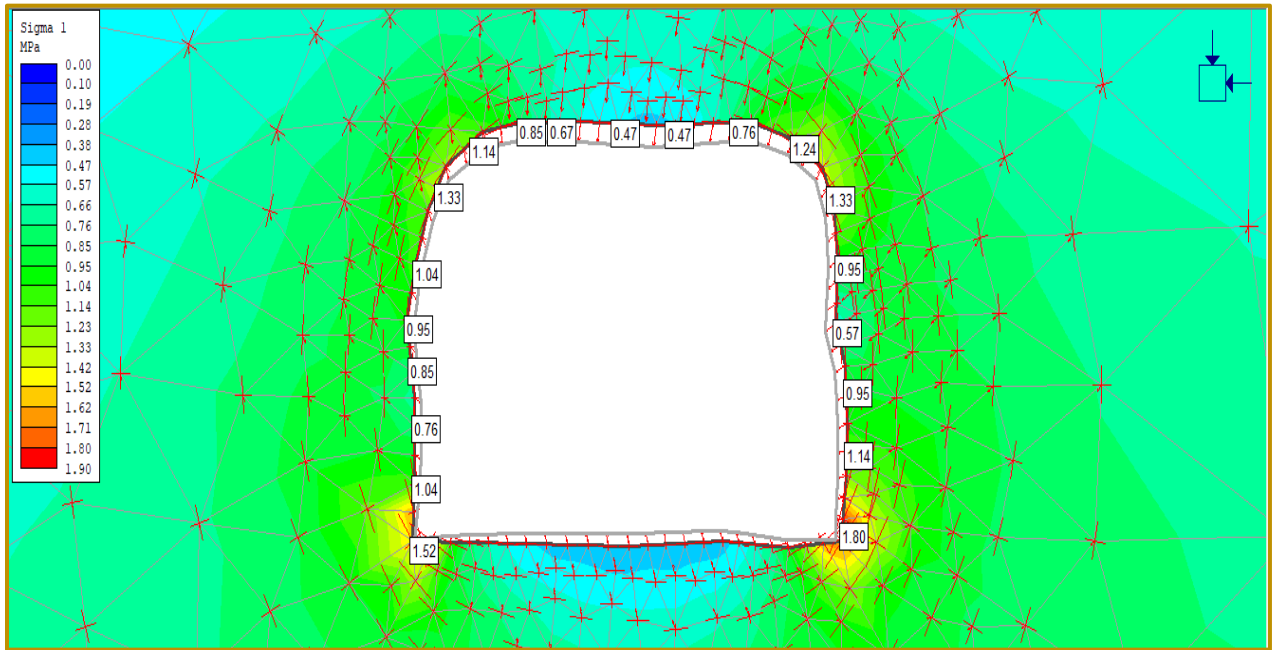


**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.11.2 Análisis Tenso-Deformacional en el Túnel N°02

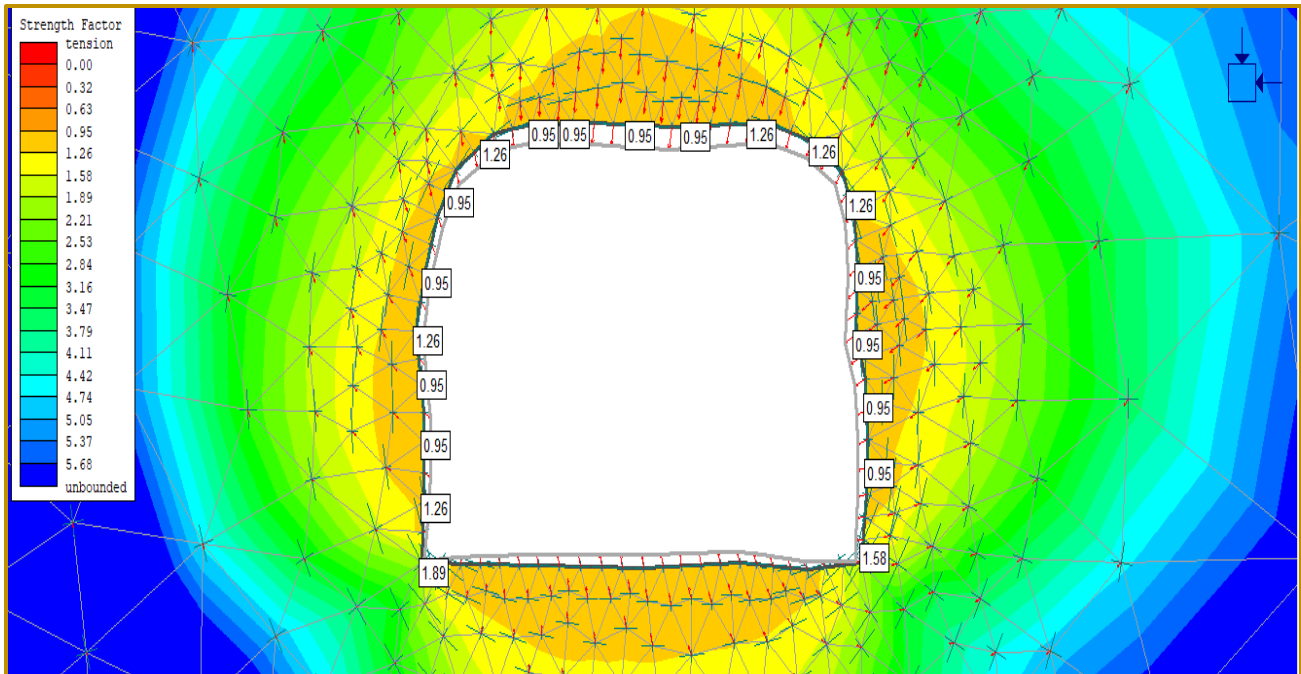
- Las condiciones del terreno son similares a las del Túnel N°01, con esfuerzos inducidos que varían de 0.57 a 1.80 MPa alrededor de la excavación.
- El equivalente al factor de seguridad (Strength Factor) sin ningún elemento de sostenimiento es de 0.95, no aceptable para estructuras subterráneas permanentes (IMAGEN N°4-25).
- Una vez aplicado el sostenimiento la simulación mostrada en la (IMAGEN N°4-26), indica un mejoramiento del Factor de Seguridad de 1.58 en promedio variando de 1.26 a 2.23.

IMAGEN N°4-24, Estimación de los esfuerzos inducidos alrededor de la excavación (Túnel N°02).



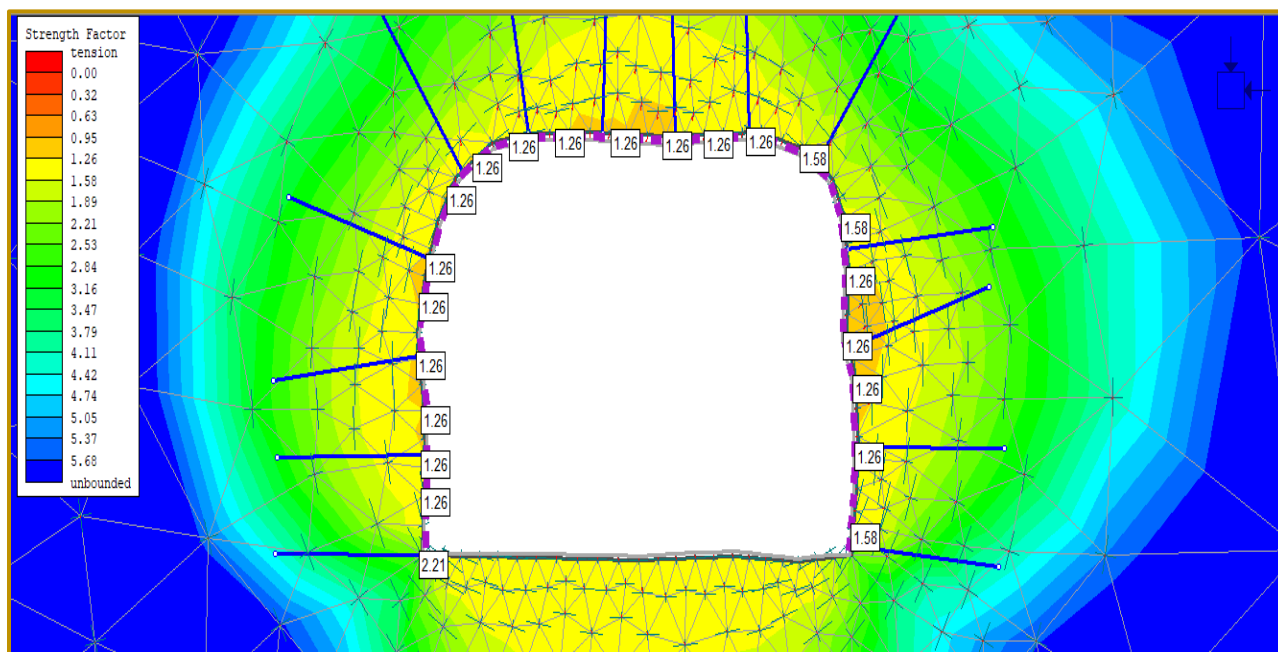
Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

IMAGEN N°4-25, Estimación del Factor de seguridad alrededor de la excavación Túnel N°02, SIN SOSTENIMIENTO.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

IMAGEN N°4-26, Factor de seguridad en Túnel N°02, después de sostenimiento.



Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.

#### 4.2.12 Estimación del Sostenimiento Mediante Métodos Empíricos

Para la estimación del sostenimiento por métodos empíricos se ha utilizado el ábaco de Barton, Grimstad y Lunde; quienes relacionan la calidad del terreno en términos del índice Q de Barton y la Dimensión equivalente dada por la relación entre el ancho y el radio de soporte de la excavación (ESR) mostrado en el (CUADRO N°4-07).

CUADRO N°4-07, Valores del ESR propuestos por Nick Barton.

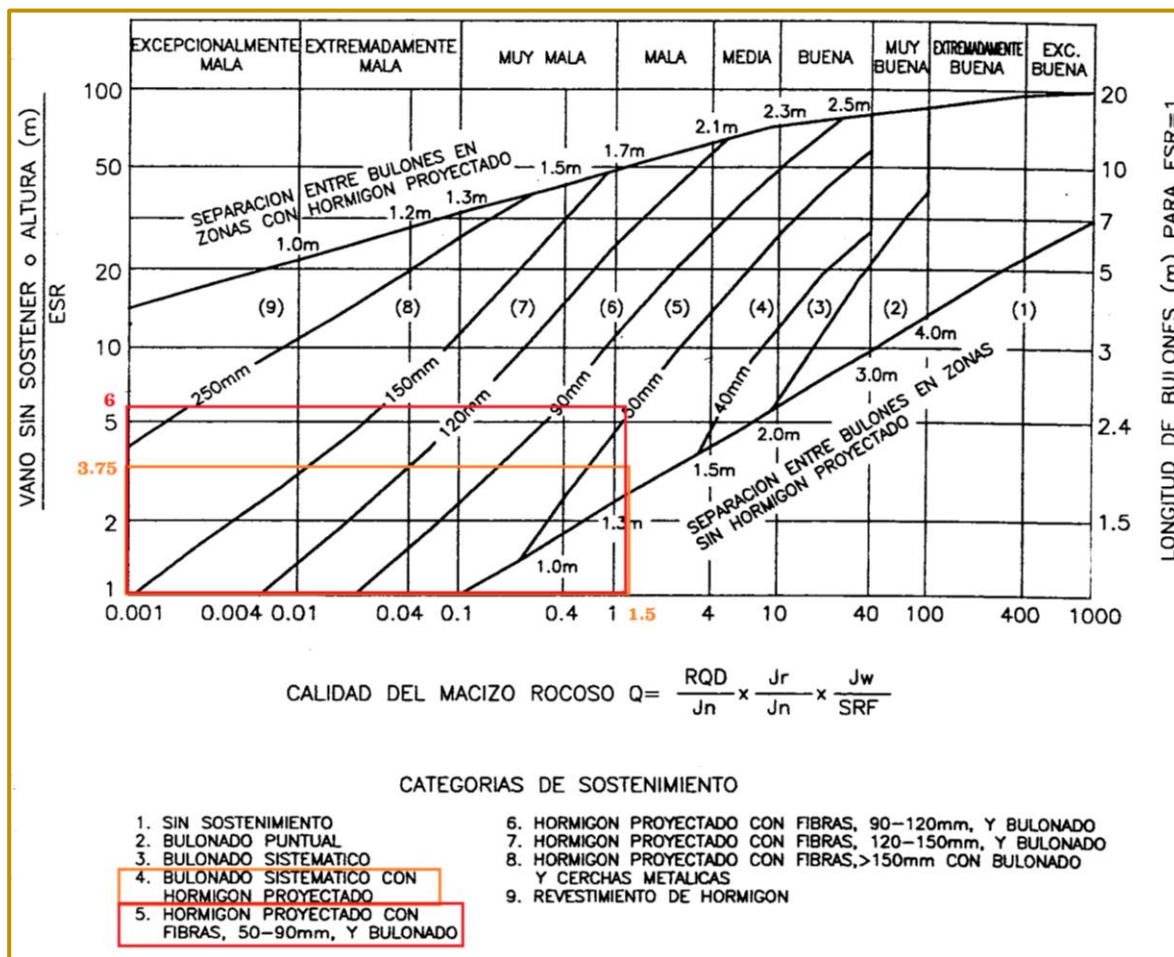
CLAVE	TIPO DE EXCAVACIÓN	ESR
1	Excavaciones mineras temporales	3-5
B	Pozos verticales de sección circular	2,5
C	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicos, túneles piloto, pozos planos, excavaciones iniciales de gran sección	1,6
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferroviarios de sección media	1,3
E	Cavernas hidroeléctricas, túneles de gran sección, excavaciones militares, emboquilles de túneles	1,0
F	Instalaciones nucleares, estaciones de ferrocarril e instalaciones industriales	0,8

**Fuente:** Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.

Para el caso motivo de estudio se está considerando una máxima abertura de 6.0m para un radio de soporte de la excavación que puede variar entre 1.0 y 1.6; finalmente, se tiene Dimensión equivalente (Ancho/ESR = 6/1.6) igual a 3.75.

En la (IMAGEN N°4-27), se muestra la interpolación basados en los datos de dimensión equivalente igual a 3.75 a 6.00 y el valor de Q igual 1.5 obtenido del (CUADRO N°4-04). De acuerdo a dicho ábaco el sostenimiento en los túneles tendría que ser de: pernos sistemáticos con Shotcrete (50 – 90 mm de espesor) reforzado con fibra, longitud promedio de pernos 2.1m. Se resalta que el sostenimiento actual usado posee mayor carga de soporte del propuesto por Barton.

**IMAGEN N°4-27,** Interpolación de datos para la estimación del tipo de sostenimiento según Barton.



**Fuente:** Registrado por el Autor de la tesis.

### 4.3 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

La evaluación se direcciona a suministrar recomendaciones de sostenimiento e instrumentación geomecánica en el diseño de los túneles. Determinando los índices geomecánicos RMR y GSI, Para ello ha sido necesario llevar a cabo investigaciones geomecánicas básicas de la masa rocosa y un número de análisis para evaluar las condiciones de estabilidad de las excavaciones de los túneles, aplicando tecnologías adecuadas.

Como parte de las investigaciones geomecánicas realizadas, se ha caracterizado, clasificado y zonificado a la masa rocosa de la zona evaluada y se ha determinado sus propiedades de resistencia; asimismo, se ha evaluado las condiciones del agua subterránea y de los esfuerzos.

Del estudio geomecánico realizado, se determinó que las rocas circundantes al Proyecto Polvorín Principal de la Mina Pallca, se hallan intensamente fracturadas debido a los múltiples eventos tectónicos según la dirección de los esfuerzos, dando como resultado rocas de tipos IV (Mala A y B).

La determinación de los Índices Geomecánicos, trajo como resultado el determinar el macizo rocoso y el tipo de Sostenimiento a aplicar, a fin de ejecutar y garantizar la estabilidad permanente correspondientemente a los túneles para el Polvorín Principal.

#### 4.3.1 ANALISIS DE COSTOS

Se ha recopilado la información de los precios de los diferentes materiales utilizados para la instalación de los arcos noruegos, los cuales se presentan en el siguiente cuadro.

**CUADRO N°4-08, Estructura de precios unitarios en la instalación de arcos noruegos.**

<b>INSTALACIÓN DE ARCOS NORUEGOS</b>						
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>COSTO/UND</b>	<b>VIDA UTIL</b>	<b>SUB TOTAL USD</b>	<b>COSTO USD</b>
<b>PERSONAL</b>						
<b>Perforista</b>	Tarea	2	27.26		54.52	
<b>Ayudante</b>	Tarea	3	25.16		75.48	
<b>Operador de Scoop</b>	Tarea	0.5	27.26		13.63	
						41.04
<b>IMPLEMENTOS</b>						
-						3.32



<u>MATERIALES</u>						
<b>Fierro corrugado de 1/2</b>	Varilla	6	7.26		43.56	
<b>Cubo de 20x20x15 cm de Fe de 3/4</b>	Unidad	7	2.61		18.27	
<b>Estribo de 80 cm de Fe de 1/4</b>	Unidad	0.71	1.21		0.86	
<b>Alambre N° 16</b>	Kg	0.43	1.92		0.83	
						63.51
<u>HERRAMIENTAS</u>						
<b>Atacador</b>	Pza		2	10		0.72
<u>MAQUINARIA Y EQUIPO</u>						
<b>Scoop 6 Yd3</b>	Hr	1	65.42		65.42	
						65.42
<b>COSTOS FIJOS</b>						
<b>Sub Total</b>						174.01
<b>Gastos Generales</b>		10%				17.40
<b>Utilidad</b>		12%				20.88
<b>COSTO TOTAL / CERCHA</b>						212.30
<b>Pernos Helicoidales</b>	Varilla	7	3.81			26.67
<b>Malla Electrosoldada</b>	m2	8.5	0.4			3.40
<b>Shotcrete</b>	m3	0.46	110.73			50.94
<b>COSTO TOTAL / ARCO NORUEGO</b>						<b>505.60</b>

**FUENTE:** Cálculos registrado por el Autor de la tesis

De la estructura de cálculos unitarios mostrados se puede realizar los siguientes comentarios:

- ✓ Como materiales y mano de obra utilizados, para la instalación de 05 arcos noruegos instalados en el túnel N°01. el costo de cada arco instalado es de \$ 505.60 dólares americanos, por consiguiente, como se instalaron 05 arcos el costo asciende a \$ 2,528.00 dólares americanos. El mismo costo se asume para la instalación de 05 arcos noruegos para el túnel N°02, por tratarse de la misma sección y las mismas características geomecánicas.
- ✓ El costo total para la instalación de los 10 arcos noruegos instalados en los dos túneles 05 en el túnel N°01 y 05 en el túnel N°02 ascendió a \$ 5,056.00 dólares americanos.
- ✓ Comparando costos de materiales e instalación con otro sistema de sostenimiento como la simbra metálica (costos investigados de otras unidades mineras), el costo

de instalación de un arco noruego es más cómodo a diferencia de las simbras metálicas.

#### 4.4 APOORTE DEL TESISTA

##### 4.4.1 CONTROL GEOMECÁNICO - PRUEBAS DE TRACCIÓN DE PERNOS

Para dar fe de la capacidad de anclaje del perno helicoidal instalados para la colocación de la estructura del arco noruego, se realizaron pruebas de tracción de pernos (PULL TEST) cuyos resultados se muestran a continuación:

**CUADRO N°4-09, Resultados de pruebas de tracción (PULL TEST) de los anclajes de los arcos noruegos del Túnel N°01.**

N° TEST	LABOR	UBICACIÓN	CAPACIDAD DEL PERNO	OBSERVACIONES
1	TUNEL N° 01	HASTIAL DERECHO	15 Tn	NO CEDIÓ
2	TUNEL N° 01	HASTIAL DERECHO	20 Tn	NO CEDIÓ
3	TUNEL N° 01	HASTIAL IZQUIERDO	18 Tn	NO CEDIÓ
4	TUNEL N° 01	HASTIAL IZQUIERDO	15 Tn	NO CEDIÓ
5	TUNEL N° 01	CORONA	18 Tn	NO CEDIÓ

**FUENTE:** Datos registrado por el Autor de la tesis

**CUADRO N°4-10, Resultados de pruebas de tracción (PULL TEST) de los anclajes de los arcos noruegos del Túnel N°02.**

N° TEST	LABOR	UBICACIÓN	CAPACIDAD DEL PERNO	OBSERVACIONES
1	TUNEL N° 02	HASTIAL DERECHO	18 Tn	NO CEDIÓ
2	TUNEL N° 02	HASTIAL DERECHO	18 Tn	NO CEDIÓ
3	TUNEL N° 02	HASTIAL IZQUIERDO	15 Tn	NO CEDIÓ
4	TUNEL N° 02	HASTIAL IZQUIERDO	12 Tn	CEDIÓ
5	TUNEL N° 02	CORONA	20 Tn	NO CEDIÓ

**FUENTE:** Datos registrado por el Autor de la tesis

La capacidad de carga a soportar de los pernos helicoidales está dentro de la capacidad teórica asumida, excepto por una que falló a los 12 Tn, cabe indicar que esta prueba se realizó a resistencia temprana antes de las 24 horas después de haber instalado el sostenimiento activo.

**IMAGEN N°4-28**, Prueba de tracción en el túnel N°01 donde se registró 20 Tn de capacidad de carga.



**FUENTE:** Toma fotográfica del archivo del tesista.

## CONCLUSIONES

- De acuerdo con los análisis estructurales, análisis de esfuerzos y métodos empíricos el sostenimiento aplicado es lo adecuado, para garantizar la estabilidad de la estructura subterránea de carácter permanente.
- El análisis estructural realizado mediante el software SAP 2000, nos ha permitido conocer cómo trabajan los arcos noruegos, así mismo nos ha permitido determinar las fuerzas internas actuantes sobre el mismo, producto de la carga de roca a soportar.
- El análisis geomecánico realizado para la aplicabilidad de arcos noruegos, nos ha permitido conocer la carga actuante sobre el elemento de sostenimiento, la cual varía de 3.4 a 8.5 Tn/m dependiendo de las condiciones del terreno.
- Dadas las características del material empleado para los arcos noruegos (Shotcrete reforzado con perno helicoidal), el análisis de fuerzas internas indica que no existe deflexión, con lo cual se demuestra que la resistencia de flexión de material supera los esfuerzos de flexión que han de generarse por las condiciones geomecánicas del terreno.
- El análisis estructural ha determinado una mínima carga en los apoyos de cada viga que conforma el arco noruego de 3.75 Tn, la cual se ve superada por la capacidad de anclaje de los pernos que para el caso de pernos de 7 pies es de 21 Tn.

## RECOMENDACIONES

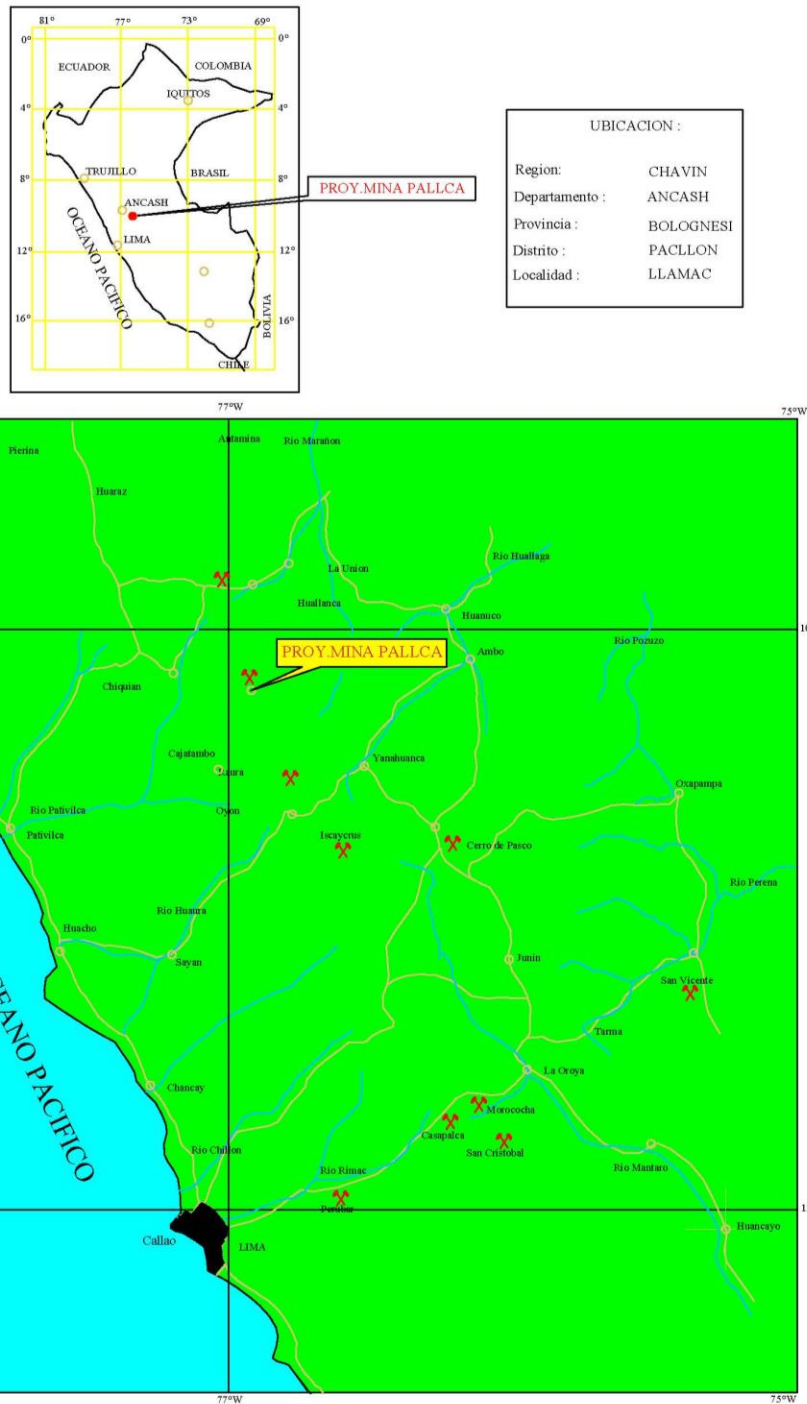
- Se sugiere que, entre otros, estos procedimientos puedan considerar la mitigación del riesgo, sólo si el personal es competente y está capacitado para hacer frente al peligro.
- Se realizarán periódicamente auditorías formales con participación del personal de geomecánica, acompañados por personal competente seleccionado (ej. reguladores, consultores, supervisores/jefaturas de primera línea).
- Se deberán establecer inspecciones geomecánicas periódicas en conjunto con las jefaturas de las demás áreas operativas, donde deben intervenir las jefaturas de geomecánica, las jefaturas de la operación, la jefatura de seguridad minera y las superintendencias operativas, incluyendo la subgerencia y gerencia operativa.
- Se debe contar con procedimientos bien definidos para tomar las medidas adecuadas cuando se reconozcan riesgos por caída de rocas.
- Predecir tendencias futuras de los parámetros monitoreados.
- Obtener información del comportamiento del macizo.
- Medir el comportamiento del sostenimiento durante y después de la excavación.
- Las inspecciones geomecánicas son proactivas y pueden realizarse como inspecciones rutinarias en la mina, adelantándose a la que realizarán los supervisores de línea.


## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- GONZALES DE VALLEJO, LUIS. 2004. Ingeniería geológica. Madrid - España: Pearson Educación S.A., 2004.
- BIENIASWSKI, Z T. (1995). Classification of Rock Masses for Engineering: Principles and Practice. Comprehensive Rock Engineering (ed. J.A. Hudson) Vol. 2., N°31.
- VALLEJO, C. (2004), Curso de capacitación de sostenimiento aplicada a la minería en la Mina Huaron.
- DE LA CRUZ CORONEL, JOHN POOL (2018); Ventajas técnico-económicas del shotcrete reforzado con fibras de acero, comparado con el sostenimiento estructural, en labores mineras de tipo de roca IVA – IVB, según RMR en la unidad minera Carahuacra, E.U.A Yauli, Volcan Compañía Minera S.A.A.
- PEÑA CHÁVEZ, MANUEL SEYBERLING y ZAVALA CÁCERES, MARCO FIDEL (2015); Estudio Geomecánico en la construcción de la cortada Choquechampi, para la elección óptima del tipo del sostenimiento – Distrito de Colquemarca – Cusco.
- TAPIA CHOQUEHUANCA, JUAN ALDO (2017); Diseño y aplicación del shotcrete vía húmeda como elemento de sostenimiento en labores mineras – Inpecon SAC – Mina Chipmo Cía. Minera Buenaventura unidad Orcopampa.
- ROLDAN MERINO, AMILCAR (2018); Evaluación del soporte preventivo con shotcrete y fibra de acero aplicado en macizos rocosos inestables en la Mina Animon - Cía. Minera Volcan S.A. Cerro de Pasco - 2016”
- GUTIERREZ CASTILLO, ENZO SAUL (2019); Aplicación de sostenimiento activo y pasivo en etapas iniciales de la operación para mejorar la estabilidad y la seguridad, unidad minera El Porvenir empresa INCIMMET.
- Estudio geomecánico 2018 Cía. Minera Santa Luisa Mina Pallca U.E.A Berlín – Noviembre – 2017
- Plan de Minado 2018 Cía. Minera Santa Luisa Mina Pallca U.E.A Berlín – Noviembre – 2017.

**ANEXOS**

## ANEXO N° 1. Ubicación y acceso a la Mina Pallca.



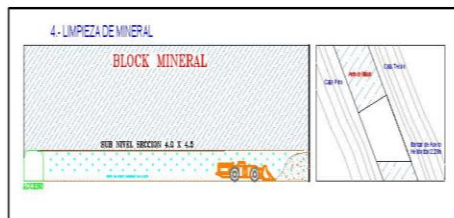
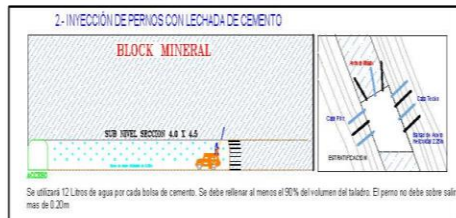
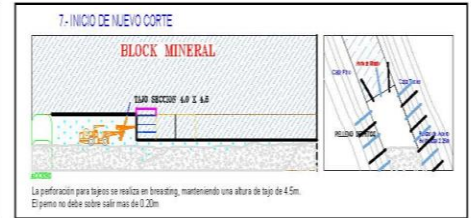
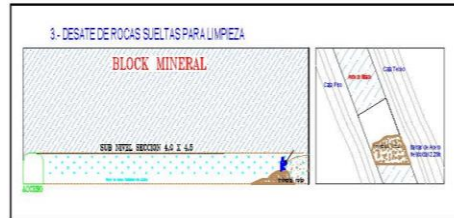
<p>Escala: 1/50000</p> <p>GEOLOGIA Ing.E.Díaz E.</p> <p>Dibujo: Ing.E.Díaz E.</p>	<p>Fecha: 2011</p> <p>Revisado: Ing. N .Fuji</p> <p>Archivo CAD: ZONA DE BERLIN-dwg</p>	<p></p> <p><b>CIA. MINERA SANTA LUISA UEA BERLIN</b></p> <p>PLANO: <b>PLANO DE LOCALIZACION MINA PALLCA</b></p>
---	---	--

Fuente: Registrado por el Autor de la tesis.



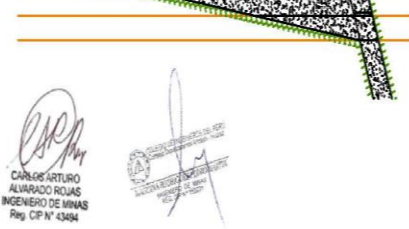
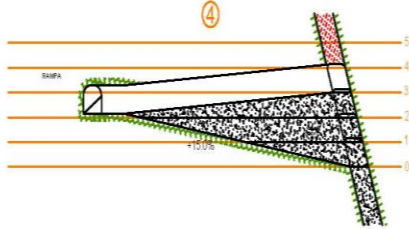
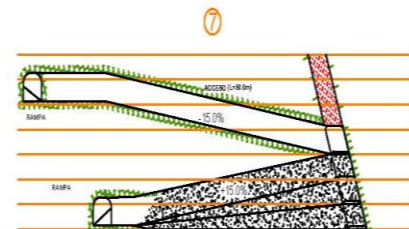
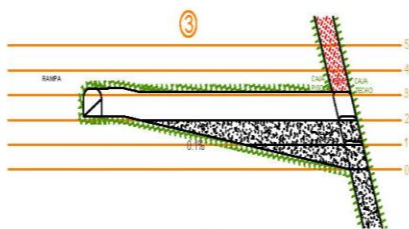
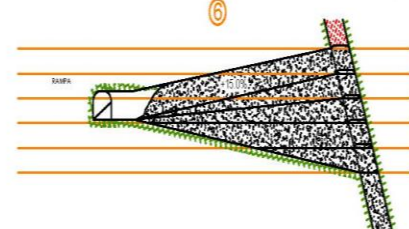
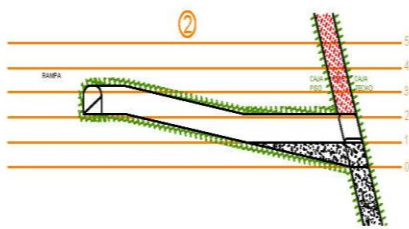
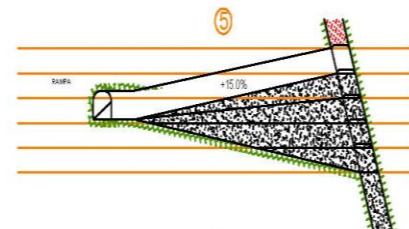
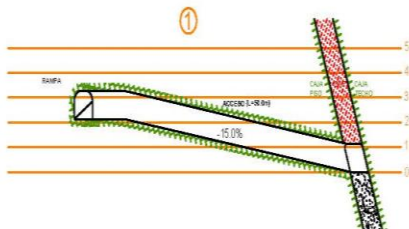
## ANEXO N° 2. Método de explotación corte y relleno ascendente Mina Pallca

### METODO DE EXPLOTACION PALLCA



**5.- SE REPITEN LOS PASOS DEL 1 AL 4 HASTA DELIMITAR LA ESTRUCTURA DE MINERAL**

**8.- SE REPITEN LOS PASOS DEL 1 AL 6 Y SE CONTINUA NUEVO CORTE**



CARLOS ARTURO ALVARADO ROJAS  
INGENIERO DE MINAS  
Reg. CIP N° 43944

INGENIERO DE MINAS

Litología	Rango RMR		SPAN (Max. Abertura)		Promedio	SPAN ASIMILADO	TIEMPO DE AUTOSOPORTE
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo			
Caliza	41	69	7	12	54	9	6.0 días
Caliza Alterada	32	58	6	10	42	7	1.1 días
Skarn	46	71	8	12	57	10	12.5 días
Skarn alterado	20	44	4	8	31	5	45 minutos
Skarn - Mineral	52	73	9	13	61	12	20.83 días
Lutita	40	53	7	9	44	8	20 horas
QP	39	58	7	10	52	9	4.0 días
Breaña	16	29	3	5	23	4	inmediato

**CIA. MINERA SANTA LUISA S.A.**

PROYECTO:  
**MÉTODO DE EXPLOTACIÓN MINA PALLCA**

PLANO:  
**CORTE Y RELLENO ASCENDENTE**


UBICACION:  
PROVINCIA: BOLOGNESI DISTRITO: PALLCON LOCALIDAD: PALLCA

DIVISION: GEOLOGIA AREA/DEPARTAMENTO: TOPOGRAFIA RESPONSABLE: OPERACION MINA

DIBUJADO POR: Ing. PEDRO MACUÑA REVISADO: Ing. CARLOS ALVARADO APROBADO: Ing. CARLOS ALVARADO



# ANEXO N° 04. Formato de mapeo geomecánico por celdas.

 <p>ISO 14001 <b>SGI-SL</b> OHSAS 18001</p>	DIVISIÓN: MINA	SGI-SL-F-MIN-GM-04
	<b>SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN GEOMECAÍNICA</b>	
	FORMATO	DEPARTAMENTO DE: GEOMECAÍNICA
	FECHA DE VIGENCIA: 01/10/2014	VERSIÓN: 02

VALORES DE LOS SEIS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL SISTEMA Q			
<b>1. Calidad del Testigo</b>	<b>RQD %</b>	<b>O</b>	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (Ver Clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)
Notas: i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10 se toma un valor de 10 para calcular el índice Q. ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 10, 15, 20, etc. tienen suficiente precisión (Ver el Dato obtenido en la clasificación RMR - sera hoy)		<b>06° - 24°</b>	<b>10, 13 ó 13-20</b>
<b>2. Índice de Daclado</b>		<b>Jn</b>	<b>Preston de Agua (Kg/cm²)</b>
A Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa B Una Familia de Daclasas C Una Familia y algunas Daclasas D Dos Familias de Daclasas E Dos Familias y algunas diaclasas aleatorias F Tres Familias de Daclasas G Tres Familias y algunas diaclasas aleatorias H 4 ó mas familias, diaclasas aleatorias, roca MF, en terrones J Roca triturada, terrosa		<b>5. Factor de Reduccion x Presencia Agua</b>	<b>Jw</b>
A Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa B Una Familia de Daclasas C Una Familia y algunas Daclasas D Dos Familias de Daclasas E Dos Familias y algunas diaclasas aleatorias F Tres Familias de Daclasas G Tres Familias y algunas diaclasas aleatorias H 4 ó mas familias, diaclasas aleatorias, roca MF, en terrones J Roca triturada, terrosa		A Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/mín. de forma localizada B Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discont. C Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discont. sin relleno D Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas. E Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo F Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada de caracter persistente, sin disminución.	< 1 1 - 2.5 0.66 2.5 - 10 0.55 2.5 - 10 0.33 > 10 0.2-0.1 > 10 0.1-0.05
<b>3. Índice de rugosidad de las Discont.</b>		<b>Jr</b>	<b>SRF</b>
a) Contacto de dos caras de la discontinuidad. / b) Contacto entre las dos caras de la discont. ante un desplazamiento cortante inferior a 10cm.			
A Daclasas discontinuas B Daclasas onduladas, rugosas o irregulares C Daclasas onduladas, lisas D Daclasas onduladas, perfectamente lisas E Daclasas Planas, rugosas o irregulares F Daclasas planas, lisas G Daclasas planas, perfectamente lisas		Nota: i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de Jw. ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.	
<b>4. Índice de alteración de las Discont.</b>		<b>Jr</b>	<b>SRF</b>
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo B Planos de Discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas C Planos de Discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas aerosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc. D Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandeciente. E Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores) F Partículas Arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc. G Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm) H Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm) J Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm). El valor Jr depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor) K Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada L y arcillas (Ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas) M Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.		Nota: i) Si se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación. ii) Si se reduce el valor expresado del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación. a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del tunel avanza. A Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad) B Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, (prof. de la excavación <= 50m) C Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, (prof. de la excavación > 50m) D Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad) E Zonas de Fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación <= 50m) F Zonas de Fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50m) G Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	
A Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo B Planos de Discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas C Planos de Discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas aerosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc. D Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandeciente. E Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores) F Partículas Arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc. G Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm) H Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm) J Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm). El valor Jr depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor) K Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada L y arcillas (Ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas) M Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.		Nota: i) Si se reduce el valor expresado del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación. ii) Si se reduce el valor expresado del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación. a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del tunel avanza. A Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad) B Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, (prof. de la excavación <= 50m) C Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, (prof. de la excavación > 50m) D Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad) E Zonas de Fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación <= 50m) F Zonas de Fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50m) G Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	

ZONA:	FECHA:
LABOR:	
MAPEADOR:	FIRMA:

PTO. DE MAPEO		1	2	3	4	5	6	7	
INGRESO DE PUNTAJES (VALORES) DE ACUERDO AL PARAMETRO SELECCIONADO	<b>LITOLOGÍA</b>								
	<b>Q</b>	<b>RQD</b>							
		<b>Jn</b>							
		<b>Jr</b>							
		<b>Ja</b>							
		<b>Q'</b>							
	<b>RMR</b>	<b>Jw</b>							
		<b>SRF</b>							
		<b>Q</b>							
		<b>RCU</b>							
<b>RQD</b>									
<b>B I E N I A W S K I</b>	<b>S</b>								
	<b>JC1</b>								
	<b>JC2</b>								
	<b>JC3</b>								
	<b>JC4</b>								
<b>G S I</b>	<b>JC5</b>								
	<b>WC</b>								
	<b>RMR Básico</b>								
	<b>SRM</b>								
	<b>JC</b>								


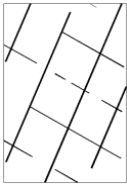
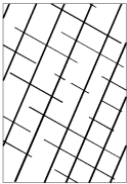

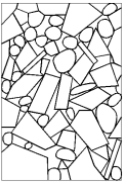
SISTEMA RMR - ROCK MASS RATING					
RCU (MPa)	< 25 Mpa	25-50 Mpa	50-100 Mpa	100-250 Mpa	> 250 Mpa
Puntaje	2	4	7	12	15
RQD (%)	< 25%	25-50%	50-75%	75-90%	90-100%
Puntaje	3	8	13	17	20
ESPACIAMIENTO (S)	< 60mm	60-200mm	0.2-0.6m	0.6-2m	> 2m
Puntaje	5	8	10	15	20
APERTURA (JC1)	> 5mm	1-5mm	0.1-1mm	< 0.1mm	cerrada
Puntaje	0	1	4	5	6
RUGOSIDAD (JC2)	espejo falla	lisa	lig. Rugosa	rugosa	muy rugosa
Puntaje	0	1	3	5	6
RELLENO (JC3)	blando > 5mm	blando < 5mm	duro > 5mm	duro < 5mm	ninguno
Puntaje	0	1	2	4	6
PERSISTENCIA (JC4)	> 20m	10-20m	3-10m	1-3m	< 1m
Puntaje	0	1	2	4	6
ALTERACION (JC5)	descorp.	muy intemp.	moderada	ligera	sana
Puntaje	0	1	3	5	6
AGUA SUBTERRANEA (W)	flujo	goteo	mojado	humedo	seco
Puntaje	0	4	7	10	15

G S I (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX - HOEK 1994)	
<b>ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO</b>	<b>CONDICION DE DISCONTINUIDADES</b>
<b>INTACTA O MASIVA (I)</b> , macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras	<b>MUY BUENA (MB)</b> , muy rugosa, cajas frescas o no intemperizadas.
<b>BLOCCOSA (B)</b> , macizos con 3 set de diacontinuidades, definiendo bloques cubicos bien trabados, etc.	<b>BUENA (B)</b> , rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas.
<b>MUY BLOCCOSA (MB)</b> , macizo con 4 o mas set de discontinuidades, que definen bloques angulosos y trabados, pero que estan parcialmente perturbados.	<b>REGULAR (R)</b> , lisas, cajas mo deradamente intemperizadas y algo alteradas.
<b>BLOCCOSA VETEADA (BV)</b> , macizo con 4 o mas set de discontinuidades, que definen bloques angulosos y trabados, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados pobremente trabados.	<b>MALA (M)</b> , pulidas, cajas meteorizadas, con patinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos.
<b>DESINTGRADA (D)</b> , macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados pobremente trabados.	<b>MUY MALA (MM)</b> , pulidas, cajas muy meteorizadas, con patinas o con rellenos de arcilla blanda.
<b>LAMINADA / CIZALLADA</b> , macizo con planos debiles (cizalla y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre si y que no definen bloques.	

CLASIFICACIÓN GEOMECAÍNICA DE BIENIAWSKI: ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES			
DIRECCION PERPENDICULAR AL EJE DEL TUNEL		DIRECCION PARALELA AL EJE DEL TUNEL	
EXCAVACION A FAVOR DEL BUZAMIENTO	EXCAVACION EN CONTRA DEL BUZAMIENTO	BUZAMIENTO 45° - 90°	BUZAMIENTO 20° - 45°
BUZAMIENTO 45° - 90°	BUZAMIENTO 20° - 45°	BUZAMIENTO 45° - 20°	BUZAMIENTO 20° - 45°
MUY FAVORABLE	FAVORABLE	MEDIO	DESFAVORABLE
LITOLOGÍA		CUALQUIER DIRECCION	
LITOLOGÍA	LITITTA	LITITTA SILICIFICADA	CALIZA
LITOLOGÍA	SH.	SH. S.	LS
LITOLOGÍA	PIRITA MASIVA	PIRITA POROSA	BRECHA
LITOLOGÍA	PY. MA.	PY. PO.	BX
LITOLOGÍA	LS S.	SKARN	OP
LITOLOGÍA	PY. MA.	PY. PO.	SK.
LITOLOGÍA	M. SHI.	M. SK.	M. PY



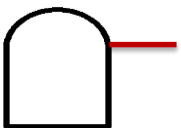
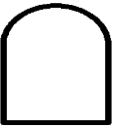
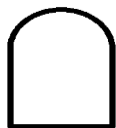
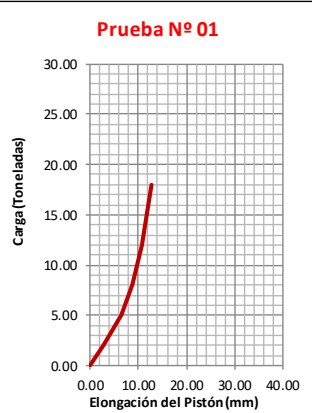
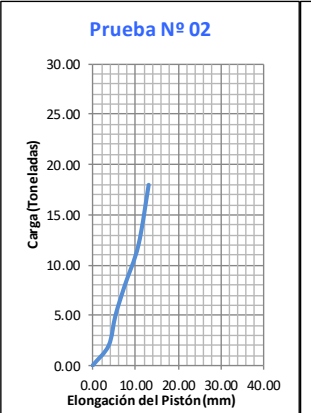
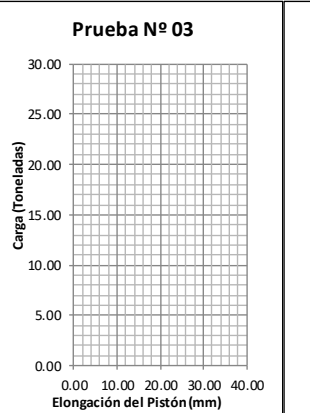
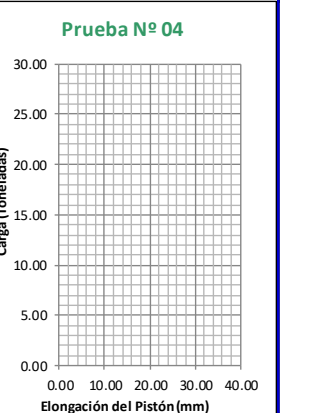
Fuente: Departamento de Ingeniería y Planamiento - Compañía Minera Santa Luisa S.A. - Mina Pailca.

ANEXO N° 5. Según las condiciones de masa rocosa en Huanzala (GSI Y RMR)

		<b>DESCRIPCIÓN CUALITATIVA DE LA CALIDAD GEOMECÁNICA DE LA MASA ROCOSA, SEGÚN GSI Y RMR (MODIFICADOS)</b>			<b>CONDICIÓN SUPERFICIAL</b>			
TIPO	RANGO RMR	CALIDAD	LITOLÓGÍA					
II	II	61 - 80	BUENA	PÓRFIDO CUARCÍFERO, ARENISCA, PIRITA MASIVA, CALIZA SILICIFICADA	<b>BUENA (MUY RESISTENTE, FRESCA)</b> FRACTURAS RUGOSAS E INALTERADAS, CERRADAS. SE ROMPRE CON VARIOS GOLPES DE PICOTA.	<b>REGULAR (RESISTENTE, LEVEMENTE ALTERADA)</b> FRACTURAS LISAS LEVEMENTE ALTERADA, LIGERAMENTE ABIERTAS (< 1 mm). SE ROMPE CON MAS DE UN GOLPE DE PICOTA.	<b>POBRE (MODERADAMENTE RESISTENTE Y ALTERADA)</b> FRACTURAS LISAS, MODERADAMENTE ALTERADA, ABIERTAS (1 A 5 mm) CON RELLENO SUAVE. SE ROMPRE CON UN GOLPE DE PICOTA.	<b>MUY POBRE (BLANDA, MUY ALTERADA)</b> FRACTURAS PULIDAS, MUY ABIERTAS (> 5 mm), CON RELLENOS DE ARCILLAS BLANDAS. SE INDENTA PROFUDAMENTE CON GOLPES DE
III	III-A	51 - 60	REGULAR - A -	LUTITA SILICIFICADA, PÓRFIDO CUARCÍFERO, MINERAL PIRITICO, SKARN.				
	III-B	41 - 50	REGULAR - B -	MINERAL EN SKARN, PÓRFIDO ALTERADO, CALIZA, PIRITA POROSA.				
IV	IV-A	31 - 40	MALA - A -	MINERAL EN SHIROJI, PIRITA POROSA, LUTITA.				
	IV-B	21 - 30	MALA - B -	PIRITA POROSA, MINERAL EN SHIROJI, BRECHA.				
V	V	0 - 20	MUY MALA	BRECHAS ALTERADAS				
<b>CONDICIÓN ESTRUCTURAL</b>		<b>LEVEMENTE FRACTURADA</b> TRES O MENOS SISTEMAS DE FRACTURAMIENTO, MUY ESPACIADOS ENTRE SI. 2 A 5 FRACTURAS POR METRO CUADRADO.	II LF/B	III-A LF/R	III-B LF/P	IV-A LF/MP		
		<b>MODERADAMENTE FRACTURADA</b> BLOQUES TRABADOS FORMADOS POR TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES. DE 6 A 11 FRACTURAS POR METRO CUADRADO.	II F/B	III-A F/R	III-B F/P	IV-A F/MP		
		<b>MUY FRACTURADA</b> BLOQUES PARCIALMENTE TRABADOS FORMADOS POR CUATRO O MAS SISTEMAS DE FRACTURAMIENTO. DE 12 A 20 FRACTURAS POR METRO CUADRADO.	III-A MF/B	III-B MF/R	IV-A MF/P	IV-B MF/MP		
		<b>TRITURADA</b> BLOQUES LIGERAMENTE TRABADOS, FRAGMENTO ANGULOSOS Y REDONDEADOS FACILMENTE DISGREGABLES.	---	---	IV-B T/P	V T/MP		

Fuente: Departamento de Ingenieria y Planeamiento - Compañía Minera Santa Luisa S.A. - Mina Pallca.

**ANEXO N° 6. Control de pruebas de arranque de pernos de sostenimiento (PULL TEST).**

	FORMATO		SGSSO-SL-PO-MIN-GM-01-F-01									
	CONTROL DE PRUEBAS DE TRACCIÓN DE PERNOS DE SOSTENIMIENTO											
	DIVISIÓN: INGENIERIA Y PLANEAMIENTO		ÁREA: GEOMECÁNICA									
	FECHA DE VIGENCIA: 01/01/2017		VERSIÓN: 04									
N° HOJA:	1	RESPONSABLE GEOMECÁNICA:	PEDRO MAGUIÑA		FIRMA:							
ZONA:	BERLIN	TIPO DE PERNO (L/Ø)	BARRA HELICOIDAL (2.10 m, 19 mm)		PRUEBA REALIZADA POR:	TAYLOR OCROSPOMA						
LABOR:	TUNEL 01	MORTERO	LECHADA DE CEMENTO (a/c = 0.33)			GILMER MOYA						
FECHA:	14/10/2018	BROCA	38 mm									
EQUIPO EMPERNADOR		CAMIONETA EMPERNADORA	OPERADOR	VALVERDE MAZA	TEMPERATURA (°C):							
	PRUEBA N° 01	PRUEBA N° 02	PRUEBA N° 03	PRUEBA N° 04								
LITOLOGIA	SKARN	SKARN										
"GSI"	MF/P	MF/P										
UBICACIÓN DEL PERNO												
Lecturas	Carga (PSI)	Carga (Ton.)	Elongación (mm)	Carga (PSI)	Carga (Ton.)	Elongación (mm)	Carga (PSI)	Carga (Ton.)	Elongación (mm)	Carga (PSI)	Carga (Ton.)	Elongación (mm)
1		0.00	0.00		0.00	0.00						
2		2.00	2.80		2.00	3.80						
3		5.00	6.40		5.00	5.40						
4		8.00	8.80		8.00	7.60						
5		12.00	10.60		12.00	10.80						
6		18.00	12.80		18.00	13.20						
7												
8												
TIEMPO DE FRAGUA	PERNO NO CEDIÓ A 18 Tn, 18 HORAS DE FRAGUA		PERNO NO CEDIÓ A 18 Tn, 18 HORAS DE FRAGUA									
GRAFICO "CARGA VS. ELONGACIÓN DEL PISTÓN"												
<p><b>Prueba N° 01</b></p> 			<p><b>Prueba N° 02</b></p> 			<p><b>Prueba N° 03</b></p> 			<p><b>Prueba N° 04</b></p> 			
DPTO. GEOMECANICA												

Fuente: Departamento de Ingeniería y Planeamiento - Compañía Minera Santa Luisa S.A. - Mina Pallca.