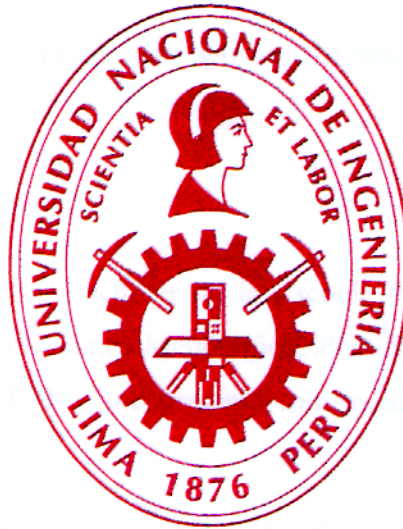


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA,
MINERA Y METALÚRGICA**



**“SOSTENIMIENTO CON PERNOS TIPO FORE PILLING EN LA MINA
PALLCA – CIA MINERA SANTA LUISA”**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO DE MINAS

PRESENTADO POR:

LOPEZ FELIX, GEANCARLO ANTUNEZ

LIMA – PERÚ

2009

RESUMEN

El presente Trabajo de Tesis titulado “SOSTENIMIENTO CON PERNOS TIPO FORE PILLING EN LA MINA PALLCA – CIA MINERA SANTA LUISA”, se ha realizado en la mina antes mencionada, 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 como se mejoro el ciclo de minado gracias al uso del sostenimiento con fore pilling, como sostenimiento preventivo; más instalación de pernos de 8 pies como sostenimiento definitivo y la aplicación de concreto lanzado o shotcrete. Con la aplicación de este sostenimiento se han podido atravesar terrenos muy críticos; que normalmente requerían 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 mas fluida, mejorando de esta manera el ciclo de minado.

INTRODUCCIÓN

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 el fore piling, 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 CIA Minera Santa Luisa – Mina Pallca como son: pernos cementados, concreto lanzado o shotcrete; cuadros metálicos y el fore piling (sostenimiento preventivo); demostrando además que el sostenimiento

con fore pilling mas pernos cementados; y fore pilling mas pernos cementos y shotcrete, reemplazan al sostenimiento con cuadros de acero.

El uso del fore pilling como sostenimiento provisional mas instalación de pernos de 8 pies como sostenimiento definitivo y la aplicación de concreto lanzado o shotcrete (si es necesario) 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.

CAPITULO I DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo General

Mejorar el ciclo de minado, mediante el uso de un nuevo sistema de sostenimiento; minimizando los riesgos de accidentabilidad en todas y cada una de las etapas de la explotación del mineral.

1.1.2 Objetivos Específicos

- * Reemplazar el sostenimiento con cuadros metálicos por el del sostenimiento combinado, usando el fore pilling como sostenimiento preventivo, en terrenos críticos.
- * Reducción del costo de sostenimiento en terrenos críticos.
- * Aumentar la productividad y la producción de mina.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Los métodos y sistemas tradicionales de sostenimiento de excavaciones subterráneas, como los cuadros metálicos usados en la mina Pallca, nos han permitido visualizar plenamente la necesidad de implementar

sistemas modernos de sostenimiento; debido a la necesidad de mover grandes volúmenes de mineral y reducir costos, todo esto sin dejar de lado la seguridad de los trabajadores.

Por lo tanto, debido a la necesidad de mejorar la operación unitaria de sostenimiento y por razones de complejidad de la mineralización, hacen que en la mina Pallca se haya optado por hacer uso del sostenimiento combinado, usando el fore pilling; mejorando de esta manera el ciclo de minado para que la mina pueda cumplir con el nivel de producción deseado.

1.3 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

1.3.1 Justificación

Prevenir los accidentes y optimizar el ciclo de minado, es necesidad primordial, de toda empresa dedicada a esta industria, por ello, la Cia Minera Santa Luisa, no escapa de esta necesidad para estar dentro de los márgenes de competitividad con otras unidades mineras nacionales e internacionales.

1.3.2 Alcances

Esta tesis puede servir de modelo para un estudio más completo del sostenimiento de un techo peligroso y cambiante. La solución obtenida con el uso del fore pilling garantiza la estabilidad de la abertura subterránea mediante un procedimiento novedoso en cuanto su tecnología y método de control, haciendo posible un laboreo de alto rendimiento y muy bajo costo.

1.4 HIPÓTESIS

La Mina Pallca se ha permitido mejorar su operación unitaria de sostenimiento, especialmente en terrenos críticos, haciendo uso del sostenimiento preventivo conocido como fore pilling logrando de esta manera una mejora de su ciclo de minado.

1.5 METODOLOGÍA

1.5.1 Diseño de Técnicas de Recolección de Información

- * Planeamiento de minado
- * Estudio Geomecánico de las labores
- * Calificación del Personal especializado para los trabajos del proyecto
- * Análisis del costo de sostenimiento.

1.5.2 Población y Muestra

- * Población: Mina Pallca - Cia Minera Santa Luisa
- * Muestra: Labores de preparación y desarrollo de la Mina Pallca.

1.5.3 Técnicas de Análisis

- * 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

CAPITULO II ASPECTOS GENERALES

2.1 HISTORIA DE LA MINA

La actividad minera en la zona se remonta a la época de la colonia sobre todo en la zona de Berlín y Minapata donde existen pequeñas calicatas y galerías. En 1,948 la Northern Perú Mining & Smelting Co. Abrió y exploró 4 galerías pequeñas en el prospecto Susana de la zona de Berlín. En 1,973 MMAJ (Metal Mining Agency of Japon) realizó un reconocimiento a través de la cordillera Blanca y Huayhuash a solicitud de Mitsui Mining & Smelting Co. Ltd.

En 1,983 Mitsui Mining & Smelting (en adelante MMS) centró su atención en las posibilidades de existencia de un depósito tipo metasomático de contacto en la zona de Pallca, tomando en concesión la circunscripción en 1985 y celebrando un contrato de opción de compra con el titular de la concesión en 1986 (Ricardo Bracale D, y Carlos Félix Bracale D.) Sin embargo debido al raudo deterioro de la seguridad nacional se vio obligado a suspender temporalmente las actividades de exploración.

A partir del Segundo semestre de 1992, MMS reinició los estudios geológicos y prospección Geofísica en la zona de Berlín obteniendo

resultados favorables. En Octubre de 1994 MMS ejerció el contrato de opción de compra de la concesión correspondiente a la zona de Pallca e inicio los estudios definitivos que incluyeron estudios geológicos superficiales en detalle, prospección electromagnética bajo el método magneto telúrico y sondajes superficiales.

En Abril de 1997 se descubrió el afloramiento en la zona de Culebra Mina en donde se iniciaron las perforaciones diamantinas.

En Julio 1998 se iniciaron los avances de la galería de exploración mediante el método sin rieles en el nivel 4,000 llegando a la zona norte de mineralización en julio del siguiente año, en donde se iniciaron los sondajes subterráneos.

A partir de Octubre de 1999 también se iniciaron los desarrollos de galería de exploración en el nivel 4,400 de la zona Berlín en donde se han realizado los sondajes subterráneos desde Mayo del 2000. Adicionalmente, en Agosto del 2000 se iniciaron los desarrollos de galería de exploración hacia al cuerpo mineralizado, que se contactó con los sondajes subterráneos.

En el 2006 se inicia la etapa de explotación usando el método de corte y relleno ascendente mecanizado con una producción de 500 ton / día.

2.2 UBICACIÓN Y ACCESO

2.2.1 Ubicación

La Mina Pallca se encuentra ubicado 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 los siguientes:

8'870,249.380 N

285,497.220 E

(Ver plano N° 01)

2.2.2 Accesibilidad

Es accesible a través de 496 Km. desde la ciudad de Lima por la Panamericana Norte hasta Pativilca (carretera asfaltada) de 205 Kms. Luego sé continuo por la ruta de acceso Huaraz a Pachacoto 162 Kms. (carretera asfaltada). El tramo de Catac a Huanzalá 73 Kms. (carretera afirmada) Luego la vía de acceso de Huanzalá a Pallca 57 Kms. (carretera parcialmente afirmada).

2.3 TOPOGRAFÍA Y FISIOGRÁFICA

2.3.1 Topografía

La mina pallca esta ubicado sobre quebrada formado por el río Huayhuash, siendo esta zona accidentada por la cual es muy difícil 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.

2.3.2 Fisiográfica

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”.

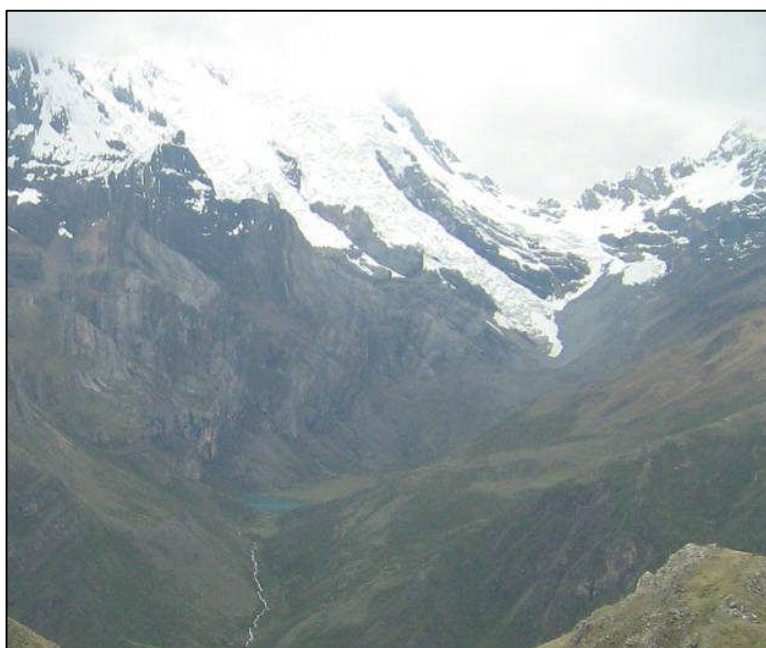


Figura 01. Fisiografía de Pallca

2.4 RECURSOS

2.4.1 Recursos humanos

La compañía minera Santa Luisa cuenta para sus operaciones con un personal altamente calificado, de los cuales 8 personas trabajan en planilla

Mina, 84 en contrata y servicios mina, con un total de 92 trabajadores para las operaciones en mina; también se cuenta con un grupo de 15 personas oriundos de la comunidad de Pocpa para el escogido de mineral en la cancha del nivel 4400 y la cancha del nivel 4640. Los trabajadores de operación mina provienen en un 30% de la provincia de Bolognesi y el restante gente foránea. Además se cuentan con una posta médica.

2.4.2 Recursos naturales

Como recurso principal es el yacimiento mineralógico, también se tiene el agua que abastece a toda la mina, el cual proviene de la quebrada de Ogocuta y el abastecimiento de agua para el consumo humano proviene de la quebrada Susucocha.

2.4.3 Recursos energéticos

La mina Pallca cuenta con una planta termo eléctrico equipada con cuatro grupos electrógenos. Capacidad instalada total 2947 kw lo suficiente para abastecer los requerimientos de la mina.

2.5 POLÍTICA DE LA EMPRESA

2.5.1 Política de seguridad y salud ocupacional

Compañía Minera Santa Luisa S.A. tiene la responsabilidad de proteger en sus operaciones, la vida y la salud de sus trabajadores, desarrollando la más alta performance de Seguridad y Salud ocupacional.

Es su política:

- * Priorizar la promoción de la seguridad y protección de la salud, cumpliendo con las disposiciones legales al respecto.
- * La seguridad es responsabilidad inherente a las funciones de todos los miembros de la empresa. Alcanzar las metas de producción es una obligación que se cumplirá sin dejar de lado la prevención de riesgos y control de pérdidas.
- * Crear conciencia entre los trabajadores y sus familiares, de los objetivos de seguridad y salud ocupacional.
- * Desarrollar normas y procedimientos de trabajo seguro y bien realizado, capacitando al personal para tal fin.
- * Mantener los componentes de seguridad, salud ocupacional y medio ambiente en la empresa.

La compañía Minera Santa Luisa S.A. exhorta a toda la línea de mando para que se comprometa de lleno con esta política y ejerza un liderazgo efectivo mediante su ejemplo y positiva actitud hacia la prevención de riesgos. Esperamos que todos los trabajadores de compañía, contrata y proveedores participen y cooperen en forma activa y entusiasta en esta tarea.

2.5.2 Política ambiental

Para Minera Santa Luisa S.A., la Protección Ambiental forma parte de su vida empresarial, por ello declara su compromiso para identificar, monitorear, evaluar y controlar los riesgos ambientales que sus operaciones generan.

Es también vocación de Minera Santa Luisa S.A., el cumplimiento de las normas existentes o que el estado promulgue para la protección del medio ambiente. En este sentido, incorpora el criterio de tecnologías limpias, «NO GENERAR RESIDUOS», y promueve entre su personal prácticas eficientes en el uso y conservación de los recursos naturales y el cuidado de la flora y fauna.

Todo el personal de la Unidad Pallca, empresas contratistas, proveedores de servicios, comunidades aledañas y público en general, deben conocer y favorecer el cumplimiento de sus metas.

2.6 MISIÓN, VISIÓN Y OBJETIVOS DE LA EMPRESA

2.6.1 Misión

La empresa produce concentrados de plomo y zinc y su compromiso es brindar a sus clientes un producto de alta calidad, a costos competitivos en el mercado.

2.6.2 Visión

Ser una empresa de excelencia en la minería mundial en el largo plazo para el beneficio de sus accionistas directivos personal y clientes respetando de manera responsable el medio ambiente de la comunidad donde se trabaja.

2.6.3 Objetivos

Producir concentrados de zinc y plomo al menor costo posible. Mantener un nivel de reservas de minerales que permitan la continuidad de sus operaciones. Eliminar los efectos de las pérdidas, lesiones, enfermedades profesionales, daños al medio ambiente derroche. Desarrollar una gestión integradora de todos los componentes del trabajo bien hecho: productividad calidad y seguridad.

CAPITULO III ASPECTOS GEOLÓGICOS

3.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El área de exploración de la mina Pallca esta situado en el ramal Occidental en depósitos del Cretáceo. (Ver plano N° 02)

Las rocas sedimentarias son edades Pre Albianos – Albiano, conformados por los grupos: Goyllariquisga y Machay.

El grupo Goyllarisquisga se encuentran constituidos por las formaciones:

- * Chimú : Cuarzitas y ortocuarzitas
- * Santa : Calizas
- * Carhuaz : Areniscas, Hornfels, y lutitas
- * Farrat : Cuarzitas y areniscas

Suprayeciendo al grupo Goyllarisquisga se encuentran los sedimentos del Cretáceo Medio-Albiano del grupo Machay conformados por las formaciones:

- * Pariahuanca : Calizas recristalizadas.
- * Pariatambo : Calizas bituminosas y lutitas.
- * Jumasha : Calizas.

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

3.2 GEOLOGÍA LOCAL

Las investigaciones geológicas han podido identificar afloramiento del Cretáceo. Constituidos por las formaciones: Chimu, Santa, Carhuaz, Farrat. Pariahuanca y Pariatambo y un complejo de stock constituidos por: granito porfirítico, Tonalita, granodiorita y cuarzo porfirítico a las que se le denomina “complejo de culebra”. También es notorio observar presencia de diques y sill de longitudes variables. (Ver plano N° 03 y plano N° 04).

3.3 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. (Ver plano N° 05).

3.3.1 Plegamiento

Esfuerzos compresionales de rumbo NE – SW produjeron fuertes plegamientos en el área de Pallca formando anticlinales, sinclinales con rumbos paralelos NW – SE

En la zona de Pallca se observan una serie de ajustados ejes isoclinales que siguen la dirección de los ejes regionales N – NW.

El área está constituido 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

El giro brusco promedio de los ejes de los sinclinales y anticlinales es de 15° hacia al Sur. El flanco Oriental del anticlinal de Pallca tiene un buzamiento aproximado de $50^\circ - 65^\circ$ hacia al Este el buzamiento del flanco Occidental del anticlinal es de $63^\circ - 72^\circ$ al Oeste Mientras que el Sinclinal de Culebra tiene un buzamiento comprendido entre los $60^\circ - 80^\circ$.

3.3.2 Fallas

En Pallca se pueden diferenciar dos sistemas de fallas inversas, en orden cronológico son:

- a) Fallas transversales de rumbo sistema NE – SW y buzamiento al NW entre $70^\circ - 85^\circ$ con desplazamiento corto de 0.5–2 m. en general y ocasionalmente 10–15 m.
- b) Fallas longitudinales de salto Vertical paralelo al rumbo de los estratos y con buzamiento fuertes entre $80^\circ - 90^\circ$ a lo largo de toda el área de estudio este sistema de falla es la que corta el lado Oriental del anticlinal de Pallca y podría tener un movimiento vertical mayor de 100 m.

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.

3.3.3 Fracturamiento

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

3.4 GEOLOGÍA ECONÓMICA

La mineralización en el área de Pallca es de contacto metasomático o tipo skarn de plomo-zinc. El skarn se formó por acción pirometasomática, originada por el contacto de rocas carbonatadas y fluidos silicatados, por acción de la difusión del calcio y la sílice a altas temperaturas. Provenientes de los intrusivos y que de acuerdo a su génesis esta dentro de los yacimientos epigenéticos denominados yacimiento polimetálico de (Pb, Zn, Cu, Ag y Mo). La mineralización habría ocurrido después de la formación del Skarn mediante un estado hidrotermal tardío, los fluidos hidrotermales al migrar reemplazaron al Skarn como también rellenaron fracturas pre-existentes

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.

Mientras que la mineralización de Mo se ha desarrollado dentro del Stock de cuarzo porfirítico (endoskarn) que forma un gran cuerpo de stock work de molibdeno con características muy similares a la mina Clímax de los EEUU.

Con la finalidad de tener un mayor conocimiento del depósito mineral de Pallca se ha dividido en dos grandes zonas mineralizadas denominadas Berlín y Culebra. De acuerdo a las características de la mineralización que presentan el yacimiento Berlín se divide a su vez en Susana (zona norte) y Minapata (zona sur).

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

En la zona de mineralización de Culebra se observa la mineralización entre los límites del skarn contenidos en las calizas de Pariahuanca y éstas. Dentro del skarn se observan tres horizontes de estratificación denominados V1, V2 y V3.

2.4.1 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° 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 lenteamiento,

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° W y sus buzamientos entre 60° y 80° . 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.

3.4.2 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° 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. 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.

3.4.3 Tipos de mineralización

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

- 1) En Skarn que contiene granate mas escalerita (marmatita) mas galena mas 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 mas pirrotita que cortan el skarn, al cuarzo porfirítico y a la granodiorita.

3.4.3 Reservas del yacimiento de Pallca

Con las exploraciones realizadas hasta fines de enero del año 2001, se obtuvieron aproximadamente 4.5 millones de toneladas de reservas entre medidos e indicados con una ley de zinc de 9.6%, incluyendo las inferidas alcanzan a 12.9 millones de toneladas de reservas con 8.8% de Zn. Al incluir los potenciales de las zonas no exploradas de Berlín y Culebra, como de las zonas sur de Berlín y entre Berlín y Culebra perteneciente a la formación Carhuaz, es posible estimar un potencial de 15 millones de toneladas para todo el yacimiento de Pallca.

Cuadro 01. Reservas de la mina Pallca (al año 2001)
(Fuente: Cia Minera Santa Luisa)

		Total
BERLIN	Reservas (tm)	10,495,331
	EQZN (%)	10.34
	Zn (%)	8.96
	Pb (%)	0.96
	Cu (%)	0.22
	Ag (g/t)	46.28
	Au (g/t)	0.02
CULEBRA	Reservas (tm)	2,371,833
	EQZN (%)	9.07
	Zn (%)	8.10
	Pb (%)	0.73
	Cu (%)	0.09
	Ag (g/t)	25.75
	Au (g/t)	0.22
TOTAL	Reservas (tm)	12,867,164
	EQZN (%)	10.10
	Zn (%)	8.80
	Pb (%)	0.92
	Cu (%)	0.20
	Ag (g/t)	42.5
	Au (g/t)	0.05

NOTA: Este cálculo de reservas se realizó tomando en cuenta los precios de los metales del año 2001, el cual se muestra en el cuadro siguiente:

Cuadro 02. Precio de los metales (año 2001)
(Fuente: Cia Minera Santa Luisa)

Zinc	Plomo	Cobre	Plata	Oro
51.16	21.6	70.74	4.97	271.23
Ctvs.US\$/lb	Ctvs.US\$/lb	Ctvs.US\$/lb	US\$/OzTr	US\$/OzTr

CAPITULO IV DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE MINADO

4.1 METODO DE EXPLOTACIÓN

La explotación del yacimiento Pallca es mediante el sistema de minado subterráneo empleando el método de explotación de corte y relleno ascendente mecanizado con perforación en breasting. La producción es de 500 ton por día con una ley de cabeza de 10 % de zinc

4.1.1 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 esta 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. (Ver plano N° 06)

* 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%.

4.1.2 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. (Ver plano N° 06)

* 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 a 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

4.1.3 Labores mineras de explotación

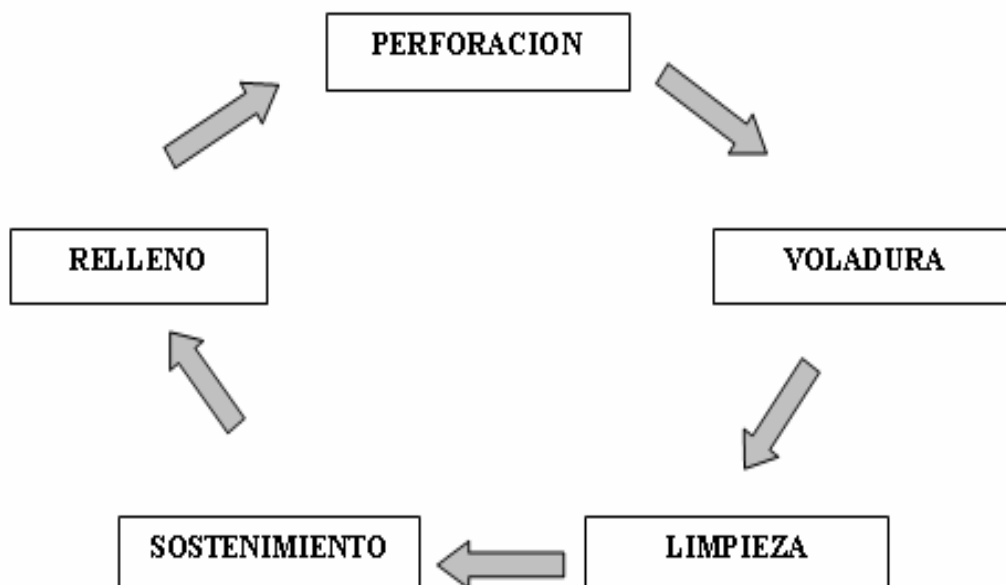
Estas labores se realizan tajeos en breasting para extraer blocks de mineral. También se realiza acceso a la veta, ya sea a los extremos o por medio del cuerpo mineralizado, con una gradiente de negativa de 15% para una vez accesado al mineral rebatirlo. En las labores de explotación el sostenimiento es sistemático y temporal. (Ver plano N° 06 y plano N° 07)

* 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.

4.2 OPERACIONES MINERAS UNITARIAS

Las Operaciones Unitarias en la mina pallca son perforación, voladura, limpieza, sostenimiento y relleno, se realiza según el diagrama que se muestra.



4.2.1 Perforación

La perforación es parte principal del ciclo de minado, siendo el inicio de la operación unitaria, se realiza con los Jumbos Boomer electrohidráulicos con una longitud de perforación 3.90 m y con un diámetro de taladro de 45 mm. Y para sostenimiento con una longitud de perforación de 2.10 m y con un diámetro de taladro de 38 mm.

La perforación se realiza de acuerdo a las plantillas elaboradas con criterio técnico y así mantener una correcta inclinación, profundidad y paralelismo de los taladros.



Figura 02. Jumbo Boomer de dos brazos

4.2.1.1 Perforación en breasting

La perforación se realiza con una malla rectangular que varia de acuerdo al tipo de roca, variando de una malla de 0.50m x 0.50m hasta una malla de 1.00m x 1.00m, los taladros de corona (Smooth Blasting) se perforan

a cada 30cm como mínimo y el carguio se realiza intercalado quedando el taladro vacío como taladro de alivio para evitar el sobre fracturamiento en la corona; el burden no debe ser mayor que 0.50m y 1.00m respectivamente para cada tipo de malla.

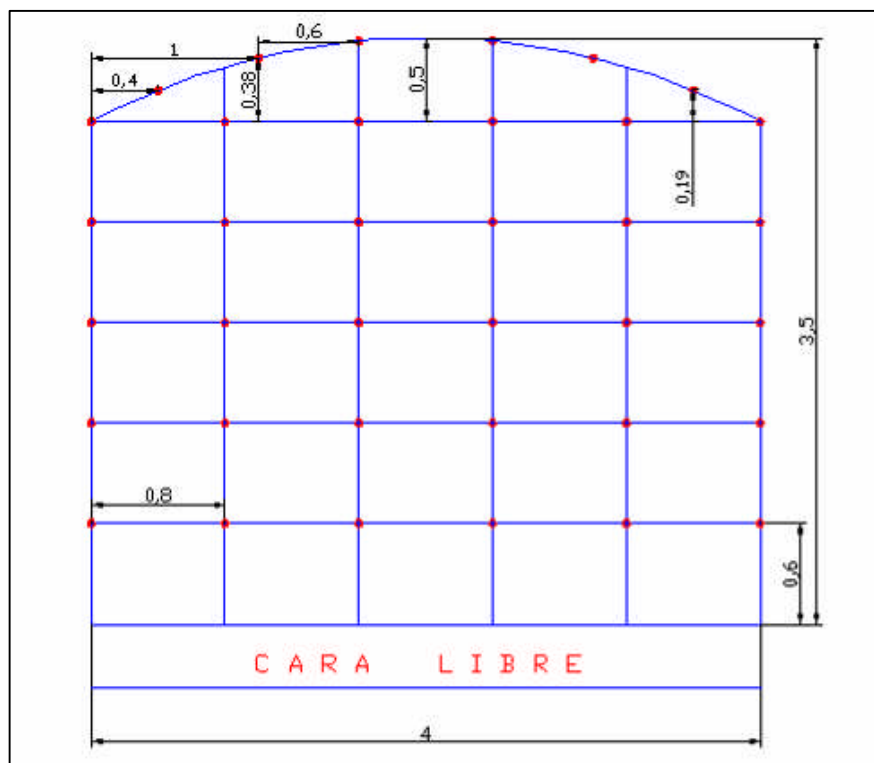


Figura 03. Malla de perforación para un breasting
Sección 4.0 m x 3.5 m

4.2.1.2 Perforación en avance

En la perforación en avance los taladros son paralelos a la inclinación que tenga el avance con una profundidad de 3.90 m, con un diámetro de 45 mm de 7 botones, para esta tarea se tiene establecida plantillas (malla de perforación) para perforación en los cuales en numero de taladros variara de acuerdo al tipo de roca y a la sección con la que se avanza.

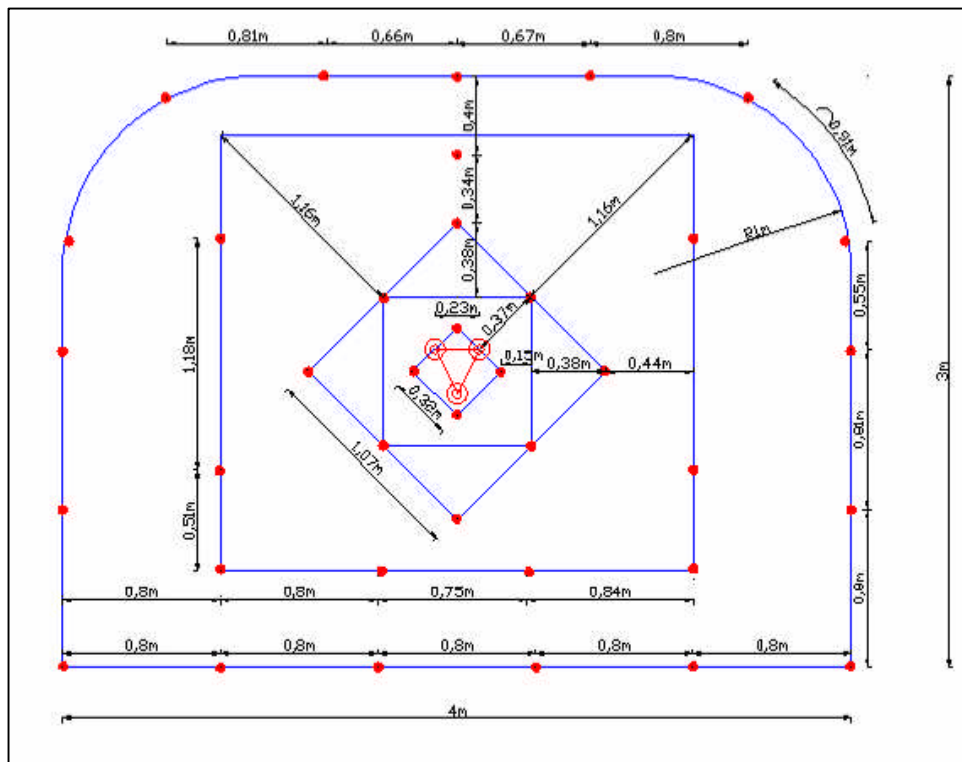


Figura 04. Malla de perforación para un avance Sección 4.0 m x 3.0 m

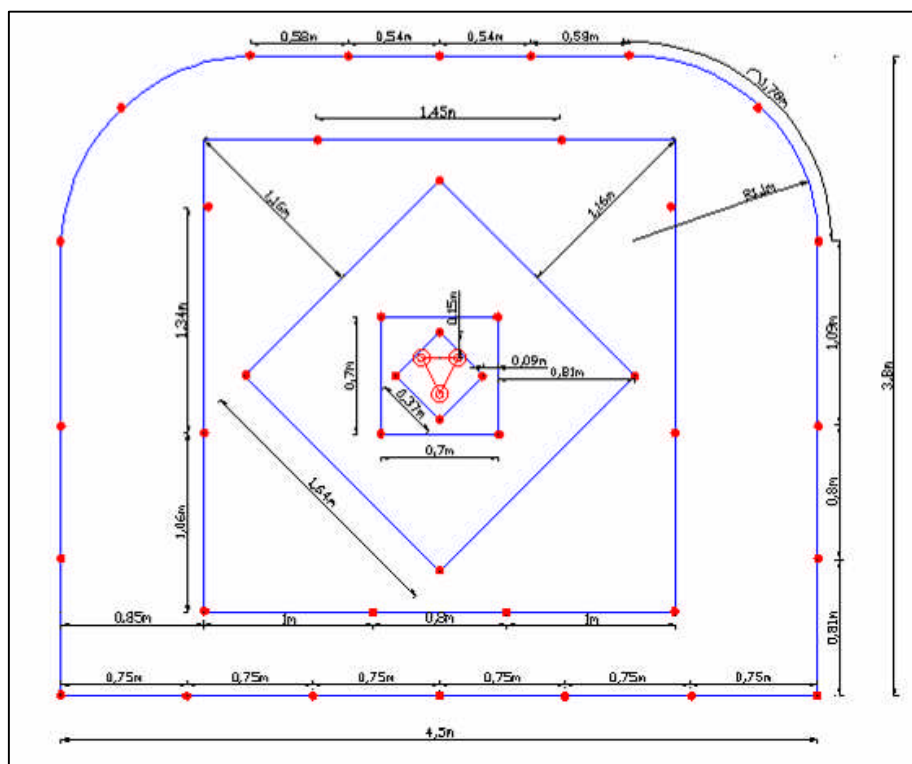


Figura 05. Malla de perforación para un avance Sección 4.5 m x 3.8 m

el perno. El diámetro de la broca es de 38 mm con una longitud de perforación de 2.10 m para la instalación de pernos cementados; esta perforación lo realiza el Jumbo para lo cual requiere de un acople al shank adapter para trabajar con la barra de 8'.

4.2.2 Voladura

La voladura es otra operación unitaria del proceso productivo y para lograr una voladura eficiente la perforación debe cumplir con todos los parámetros de diseño (Burden, espaciamiento, paralelismo entre los taladros, limpieza y profundidad); como también los parámetros de voladura deben ser las adecuadas para lograr que el material roto cumpla con las necesidades:

- * Fragmentación adecuada
- * Menor taco posible
- * Evitar tiros sopladados, cortados.
- * Evitar la sobrerotura en la corona

La voladura es eficiente cuando se realiza un buen diseño de voladura y el empleo de agentes y accesorios adecuados para cada tipo de labor; variando entre el breasting y el avance.

El carguío se realiza con los equipos Anfotruck los cuales tienen un brazo hidráulico con una canastilla para cargar con facilidad los taladros de corona, estos utilitarios tienen una capacidad de porongo de 150 kilos de ANFO.



Figura 07. Anfotruck

4.2.2.1 Agente y accesorios de voladura

Para la voladura en tajeos y avances se esta usando el agente de voladura ANFO (Nitrato de amonio + Petróleo) y EMULSION.

Como accesorios de voladura se emplea fulminante FANEL no eléctrico de período corto para tajeos breasting y largo en los avances, guías de seguridad, cordón detonante pentacord 3p.

4.2.2.2 Voladura en labores

El método de carguío es neumático, se inicia con el reconocimiento de los taladros y luego se procede a la limpieza y sopleteo con aire comprimido una vez cargado el cebo (EMULSION + FANEL) se prosigue el carguío del explosivo (ANFO), luego se realiza el amarre de los faneles con el cordón detonante sujetándolo a un costal de anfo con rocas en el interior y

dejando una cola de 1.0 m. En donde se amarra la mecha lenta para iniciar la voladura.

4.2.2.3 Diseño de la voladura

En el diseño de voladura consideramos todos los aspectos que puedan implicar en sus resultados, considerando las siguientes condiciones:

- * Condiciones de la roca.
- * Condiciones del explosivo.
- * Condiciones de la carga.
- * Condiciones de seguridad

Cada una de estas condiciones comprende una serie de factores o parámetros relacionados entre sí, y que de uno u otro modo influyen en el resultado final del disparo.

4.2.2.4 Evaluación de la voladura

Una voladura se evalúa por los resultados obtenidos para el cuál se deberán observar los siguientes aspectos:

- * Volumen o tonelaje de material movido
- * Avance del frente disparado
- * Grado de fragmentación del material disparado
- * Sobrerotura
- * Dispersión de fragmentos a distancia
- * Profundidad de tacos al frente
- * Costo total del disparo

4.2.3 Acarreo y transporte

4.2.3.1 Acarreo o limpieza

La limpieza de mineral, se realiza con Scoops Atlas Copco ST – 1000 de 10TM y con Cargadores de Bajo Perfil R1600G, dependiendo de la calidad del mineral, teniendo como vía rampas y/o subniveles de acceso. El material producto de disparos de avances en estéril es trasladado con los mismos equipos a los tajeos como relleno.

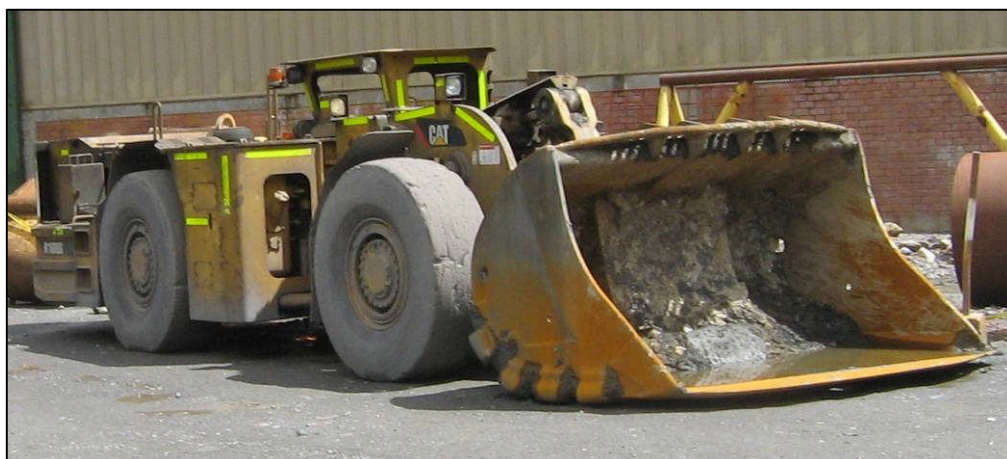


Figura 08. Scoop Caterpillar R1600G

4.2.3.2 Transporte

El transporte o extracción de mineral se realiza por el nivel principal que es el Nivel. 4400, en este nivel se encuentran las tolvas de los ORE PASS, El transporte de mineral se realiza con volquetes a la tolva de la planta concentradora ubicado en la unidad Huanzalá, Los volquetes transportan en promedio 22.5 ton por viaje.

4.2.4 Sostenimiento

La actividad de realizar sostenimiento de una labor minera, es la etapa en la que se remedia y/o controla la inestabilidad del macizo rocoso, el sostenimiento es la garantía de una labor segura, cumpliendo de esta manera con las Normas de Seguridad para el laboreo minero.

En Pallca, es parte de la operación unitaria realizar el sostenimiento, empleando para este fin elementos de sostenimiento como el perno cementado, shotcrete y el cuadro metálico; estos elementos de sostenimiento pueden ser combinados de acuerdo a las características del terreno y el grado de seguridad que se requiere, en este caso se pueden emplear sostenimiento temporal (en tajeos), y sostenimiento permanente en niveles y rampas principales.

4.2.5 Relleno

El tipo de relleno que se utiliza en toda la mina Pallca, es el mecánico. El material para el relleno se obtiene de los avances en desmonte; este desmonte es llevado hacia los tajos con scoops.

4.2.6 Servicios auxiliares

4.2.6.1 Redes de agua

El sistema de red de agua para la mina está instalado en las rampas principales mediante tuberías, de los cuales se realizan los empalmes para las labores, teniendo como ingreso principal la bocamina del Niv. 4400 y el Niv.

4640, captando el agua desde un tanque que se ubica en el Niv. 4540 y el Niv. 4818 respectivamente. El ingreso del agua desde el tanque principal a la mina es por tuberías de 2" y por gravedad, teniendo de este modo mayor presión en los niveles inferiores.

El tanque mellizo es alimentado por una bomba ubicada en la quebrada Ogocuta, primera estación de bombeo, el tanque del nivel 4818 es alimentada por la bomba ubicada en el tanque mellizo, segunda estación de bombeo.

4.2.6.2 Redes de aire comprimido

La instalación de la red de tubería de aire comprimido es en toda la rampa principal, el ingreso principal es por la bocamina del Nv. 4640, para las labores de este nivel, y la chimenea de servicios VR-800, cuya cabeza se encuentra en el Nv. 4640, para las labores del Nv. 4400. la casa de compresoras se encuentra en el Nv. 4640, se cuenta con dos compresoras Ingersoll Rand de 750 CFM y una compresora eléctrica Sullair de 750 CFM.

4.2.6.3 Redes de energía

Para el abastecimiento de energía eléctrica se cuenta con una planta termo eléctrica equipada con 04 grupos electrógenos: Onan Cummins de 1352 Kw, Cummins de 750 Kw, Caterpillar de 545 Kw y Mitsubishi de 300 Kw. Capacidad instalada total 2947kw lo suficiente para abastecer los requerimientos de la mina.

4.2.6.4 Ventilación de minas

Para agilizar las operaciones unitarias se utiliza ventilación eléctrica desde 3000 CFM hasta 54000 CFM, y se emplea la manga de ventilación para introducir el aire limpio a las labores mineras. El arrea de ventilación ha establecido circuitos principales de ventilación a fin de llevar mejor control de la ventilación de las operaciones mineras.

4.2.7 Mejora del ciclo de minado

La operación unitaria de sostenimiento con cuadros metálicos toma un tiempo de instalación de 03 guardias y 01 guardia para hacer el enrejado y el encribado respectivo; pero para sostener un avance de 2.40 metros se requiere armar dos cuadros metálicos lo que demanda un tiempo total de 08 guardias; mientras que el empleo del sistema combinado usando el fore pilling para un avance de 2.4 metros tiene un tiempo de instalación de 04 guardias (03 guardias para aplicar el shotcrete del 2" pulgadas de espesor y 01 guardia para la instalación de los pernos definitivos de 8 pies) lo que demuestra que el ciclo de minado se vera mejorado.

CAPITULO V CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Cuando no se tiene información detallada sobre la masa rocosa y sus esfuerzos, el uso de un esquema de clasificación de la masa rocosa puede ser considerablemente beneficioso. En el caso más simple, se puede utilizar un esquema de clasificación como un chequeo para asegurar que toda la información relevante ha sido considerada.

En otro extremo, se puede utilizar uno o más esquemas de clasificación de la masa rocosa, para desarrollar una idea de la composición y características de una masa rocosa, a fin de proporcionar estimados iniciales de los requerimientos de sostenimiento y de las propiedades de resistencia y deformación de la masa rocosa.

5.1 CONCEPTOS GENERALES

5.1.1 Propiedades mecánicas de los materiales

El modelo geomecánico tiene por objetivo cuantificar los diversos parámetros que componen el modelo geológico para que puedan utilizarse en los cálculos propios del modelo matemático.

Para construir el modelo geomecánico de una mina, se parte de las propiedades mecánicas de las rocas y de las discontinuidades, de las que es esencial conocer su resistencia a la corte para estimar la estabilidad de la mina.

Es necesario conocer las propiedades mecánicas del macizo rocoso en cuanto a su resistencia y su deformabilidad. Las propiedades del macizo rocoso cuyo conocimiento presenta más interés son: el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, la cohesión y la fricción.

5.1.1.1 Criterio de rotura: Mohr, Coulomb-Navier y Hoek-Brown

El estado de las tensiones en cualquier punto de un macizo rocoso viene definido por las tensiones principales σ_1 , σ_2 , σ_3 , se adopta el convenio de denominar σ_1 a la tensión principal mayor y σ_3 a la menor.

El estado tensional del sólido en el momento de la rotura viene definido por una superficie del tipo

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

Esta relación es el criterio de rotura del material.

Considerando $\sigma_1 > 0$

Y estimando que σ_1 , σ_2 , σ_3 son puntos que están situados sobre la curva σ_c , τ y $\sigma_2 = \sigma_3$

Tendremos la superficie $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$

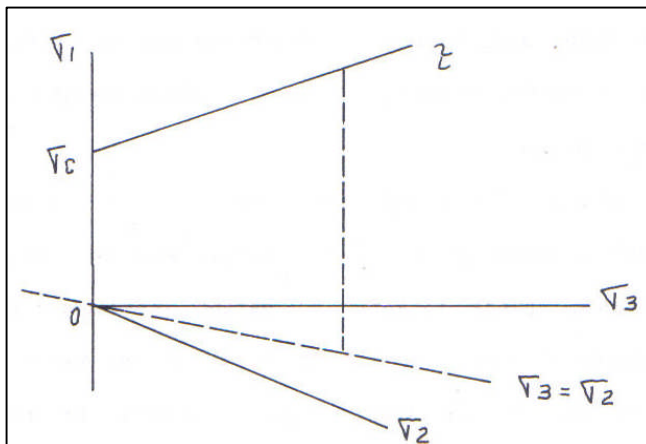


Figura 09. Tensiones principales σ_1 , σ_2 , σ_3 de un macizo rocoso

* **Criterio de Mohr:** La relación $\tau_\theta = f(\sigma_\theta)$ definida como la envolvente de los círculos Mohr, divide al plano θ , τ en dos zonas. Según la teoría el material se plastificara cuando el círculo representativo de las tensiones del material es tangente a la envolvente, cuyo plano hace un Angulo θ con la tensión de compresión σ_3 .

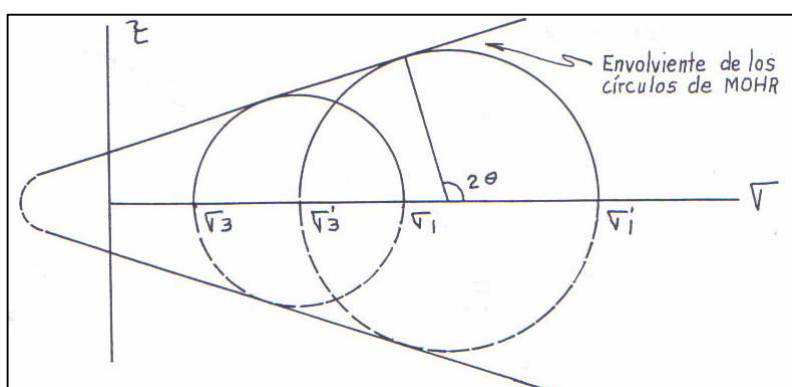


Figura 10. Envolvente de los círculos Mohr

* **Criterio de Coulomb-Navier:** Dada la imposibilidad de encontrar una solución matemática de la envolvente definida por Mohr $\tau_\theta = f$

(σ_θ) en el criterio de Coulomb-Navier se obtiene una aproximación de la envolvente, suponiendo que dicha envolvente es una recta.

Coulomb son aplicadas a roturas de roca; la falla se produce por corte.

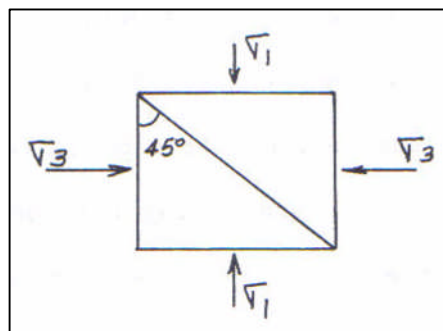


Figura 11. Criterio de Coulomb

$$\tau_{\text{máx.}} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = S_0$$

$$\sigma_c = \sigma_\tau$$

Navier

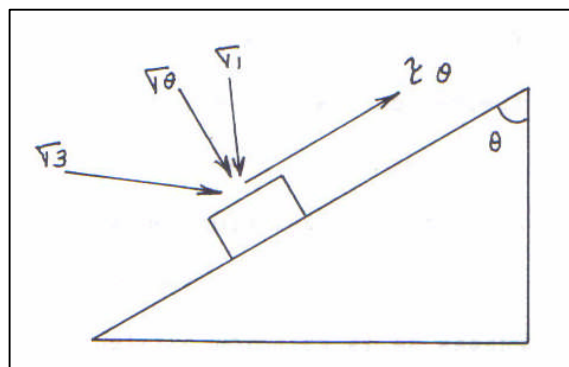


Figura 12. Criterio de Navier

Coulomb-Navier

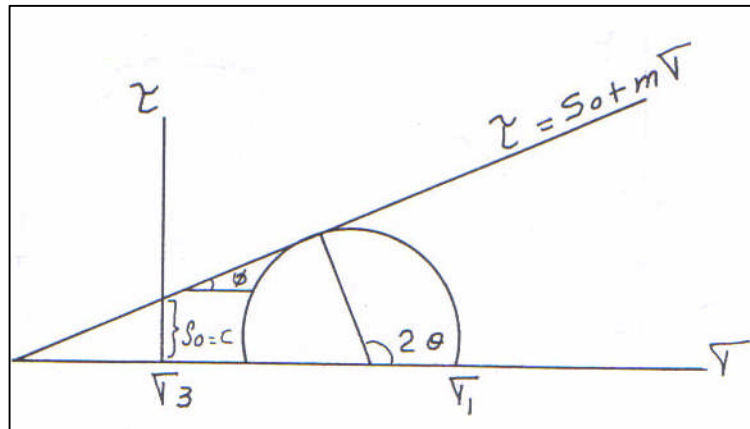


Figura 13. Criterio de Coulomb-Navier

* **Criterio de Hoek-Brown:** Esta teoría relaciona a los esfuerzos principales que intervienen en el fenómeno del debilitamiento de la roca con la siguiente formula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m \sigma_c \sigma_3 + S \sigma_c^2)}$$

σ_1 = es el esfuerzo principal mayor en el debilitamiento

σ_3 = es el esfuerzo principal menor aplicado a la muestra

σ_c = es la resistencia a la compresión simple de la roca

m y S = son constantes que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturamiento antes de ser sometida a los esfuerzos σ_1 y σ_3 .

De la formula anterior tenemos para $\sigma_3 = 0$ la resistencia a compresión simple será:

$$\sigma_{cs} = \sqrt{(S \times \sigma_c^2)}$$

De la formula anterior tenemos para $\sigma_1 = 0$

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{(m^2 + 4 S)})$$

Además de la relación existente entre las tensiones σ_1 y σ_3 en la rotura a veces conviene expresar el criterio de rotura por medio de la relación entre la tensión normal y la tensión cortante sobre un plano que forma el Angulo β con la dirección de la tensión principal máxima.

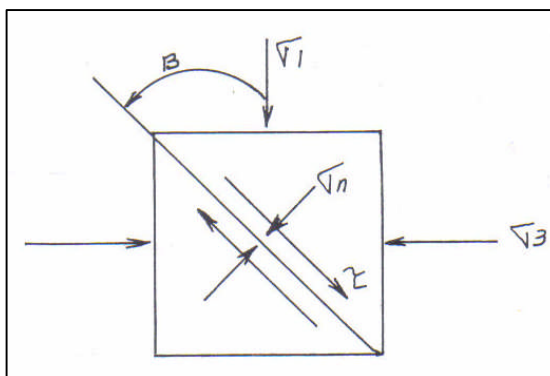


Figura 14. Criterio de Hoek-Brown

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ Sen } 2\beta$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ Cos } 2\beta$$

Los criterios de rotura anteriormente descritos sirven de herramienta para hallar curvas completas de esfuerzo de deformación, inclinación de fracturas y fallas al esfuerzo cortante.

5.1.1.2 Disminución de la resistencia con la humedad

La presencia de fluidos en los poros aun sin presión, puede tener una influencia importante sobre la resistencia de la roca. Dentro de los límites de precisión de l criterio de debilitamiento, se supone que la presencia de agua en los poros de la roca será una factor de reducción en su resistencia a la compresión uniaxial mas no en el valor de la constante del material m.

5.1.1.3 Ideas generales de plasticidad

La plasticidad es la propiedad que presentan los cuerpos de adquirir deformaciones permanentes cuando las fuerzas externas a que están sometidos dejan de actuar sobre estos. Se caracteriza porque no se puede encontrar una relación única entre tensiones y deformaciones.

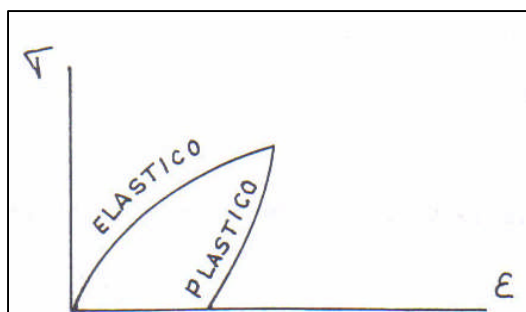


Figura 15.

Según la figura 15. se puede observar que el material plástico sigue una curva de descarga distinta de la de carga, mientras que el material elástico se carga y se descarga siguiendo la curva.

5.1.1.4 Comportamiento de un material elástico-plástico

El comportamiento de un material elástico-plástico es tal que por debajo de tensiones, el material tiene las características de un cuerpo perfectamente elástico, y por encima del mencionado nivel de tensiones, funciona como un cuerpo perfectamente plástico.

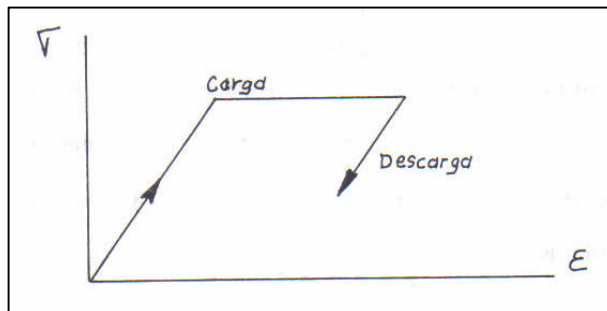


Figura 16. Comportamiento de un material elástico-plástico

En el momento que se localiza el esfuerzo máximo se forma una gran cantidad de pequeñas fracturas, más que nada paralelas a la dirección de la carga. Esta fisuración local prosigue a lo largo de todo el proceso subsecuente del debilitamiento con muy pocos cambios en la distribución de las fisuras angulares, estos fenómenos empieza con los resquebrajamiento y la formación de pequeñas fracturas.

5.1.2 Propiedades mecánicas de las discontinuidades

Cuando uno que realiza una excavación subterránea debe considerarse la preexistencia de una o varias discontinuidades. En este trabajo analizaremos varios casos de discontinuidades en el macizo rocoso.

5.1.2.1 Discontinuidades planas

Estos tipos de discontinuidades ocurren en planos de estratificación, la junta esta cementada, lo que significa que es necesario aplicar una fuerza de tracción para separar las dos mitades de dichos estratos.

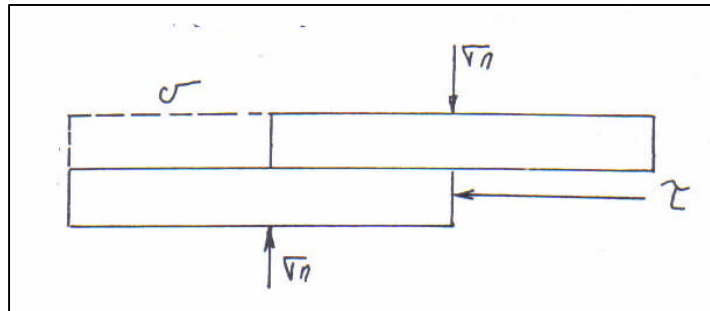


Figura 17. Resistencia al corte en superficies planares

Estos están sometidos a una tensión normal σ_n y a una tensión de corte τ necesario para producir un desplazamiento δ . La discontinuidad tiene una resistencia al esfuerzo cortante indicado por:

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi$$

Donde c representa la resistencia al esfuerzo cortante del material que mantiene la junta o la fuerza de cohesión de la superficie.

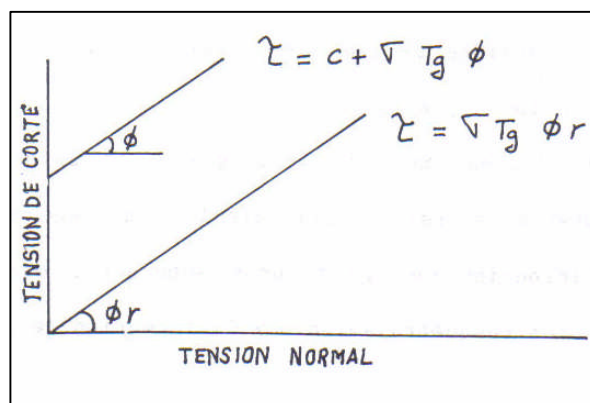


Figura 18. Gráfico de las resistencias al corte pico y residual versus los esfuerzos normales.

Existe una relación lineal $\tau = c + \sigma \tan \Phi$ que representa la resistencia residual al corte en función de la tensión normal, esto significa que a perdido totalmente la cohesión del material cementante.

Φ es el Angulo de fricción y Φ_r es el Angulo de fricción residual.

El Angulo de fricción representa el factor de incremento de la tensión de corte por el frotamiento producido entre los labios de la discontinuidad al aumentar σ .

5.1.2.2 Resistencia adicional en planos inclinados

Para explicar este caso dibujaremos una superficie de discontinuidad que hace un Angulo α con la horizontal.

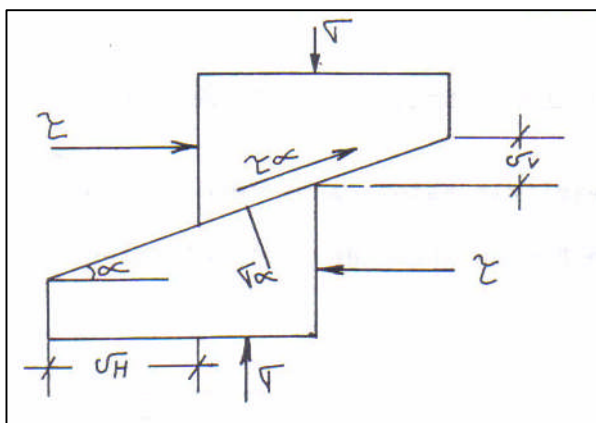


Figura 19. Resistencia al corte en planos inclinados

Las tensiones σ y τ que actuaban sobre superficie de discontinuidad cuando esta era horizontal, se transforma en σ_α y τ_α , normal y paralela respectivamente a la superficie de discontinuidades relacionadas:

$$\tau_\alpha = \tau \cos^2 \alpha - \sigma \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

$$\sigma_\alpha = \sigma \cos^2 \alpha + \tau \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

Cuando la cohesión es nula tenemos

$$\tau_\alpha = \sigma_\alpha \tan \Phi$$

Que se transforma en:

$$\tau = \sigma \tan (\Phi + \alpha)$$

5.1.2.3 Influencia del agua sobre las discontinuidades planas

La presencia del agua en las superficies de discontinuidades disminuye la resistencia al corte, debido que la tensión normal efectiva disminuye como consecuencia de la presión del agua.

Siendo μ la presión del agua dentro de la discontinuidad, la tensión normal σ se transforma en $\sigma - \mu$, por consiguiente:

$$\tau = c + (\sigma - \mu) \tan \Phi$$

El agua hace que cambien las características químicas de las superficies de la junta y por consiguiente los valores de fricción se modifiquen en el deslizamiento y el grado de desgaste varia en el mismo.

5.1.2.4 Discontinuidades rugosas sin relleno

Para explicar estos casos recurriremos a la ecuación de Barton (Corte-Discontinuidades-Estructurales)

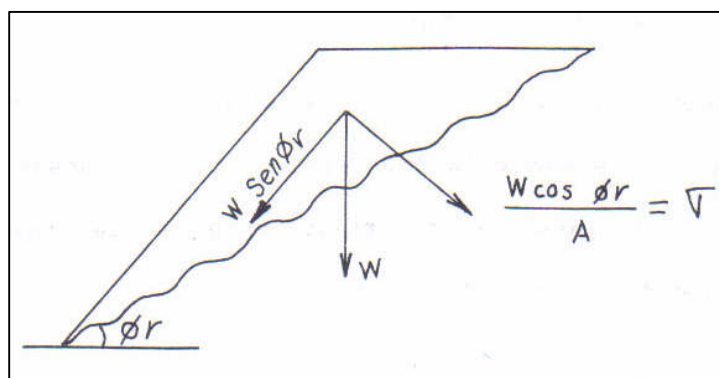


Figura 20. Resistencia al corte en superficies rugosas sin relleno

$$\tau_{\text{máx.}} = \sigma \text{ Tan } ((\text{JRC Log } (\sigma_c / \sigma) + \Phi_r))$$

Donde:

$\tau_{\text{máx.}}$ = Resistencia de pico al corte

σ = Tensión efectiva normal

JRC = Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

σ_c = Resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad

Φ_r = Angulo residual de fricción.

En las juntas sin rellenar los labios de las discontinuidades están directamente en contacto Roca-Roca, los pequeños desplazamientos cortantes de las juntas causados por tensiones de cizallamiento dentro del macizo rocoso, a menudo se materializan en un contacto de las rugosidades de los labios de la discontinuidad, estos son típicos de las fallas y fracturas que forman un Angulo θ , en el rumbo, con fallas y fracturas longitudinales y transversales.

La rugosidad de una discontinuidad viene caracterizada por una ondulación; este es un factor importante, determinante de la resistencia al corte. La importancia de la rugosidad disminuye al aumentar la apertura y el espesor del relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad.

La apertura es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio que interviene tiene agua o aire.

5.1.2.5 Discontinuidades rugosas con relleno

El relleno de las juntas puede ser de un espesor tal que no exista contacto entre los labios de la discontinuidad, siendo la resistencia al corte la que proporciona el material de relleno, que en realidad es muy pequeña, en este caso la rugosidad de la junta no influye en la resistencia al corte; el espesor de relleno es un factor fundamental en la estabilidad del macizo rocoso. En algunas juntas rellenas puede haberse producido una mineralización que ocasionalmente aumenta la resistencia al corte.

5.1.3 Determinación de tensiones naturales de la corteza

El estado de materiales de un determinado punto de la corteza terrestre y en un momento dado es el resultado de una serie de fuerzas de distinto orden y carácter. Las tensiones que existen en el macizo rocoso antes de efectuar la excavación incluyen, por una parte, los componentes de las tensiones gravitacionales, debidas al peso de la roca suprayacente y a los efectos del confinamiento lateral, por otra parte, están los componentes de las tensiones residuales en el macizo rocoso algunas de las cuales se originan en procesos tales como cristalización, metamorfismo, sedimentación, consolidación, etc., mientras que otros componentes de las tensiones iniciales en el macizo rocoso se ve alterado por las excavaciones realizadas, que producen una nueva distribución de tensiones en el contorno de las excavaciones y en sus proximidades.

La determinación del estado tensional en un macizo rocoso es un problema muy complicado de resolver. Hay muchas técnicas e instrumentos

diseñados con este fin y cada vez van apareciendo nuevos aparatos; esto demuestra que todavía no se ha desarrollado aun técnica sencilla para resolver el problema y además los elevados costos de los equipos para realizar las medidas de tensiones in-situ y por otra parte las técnicas utilizadas son altamente especializadas y requieren personal bien calificado.

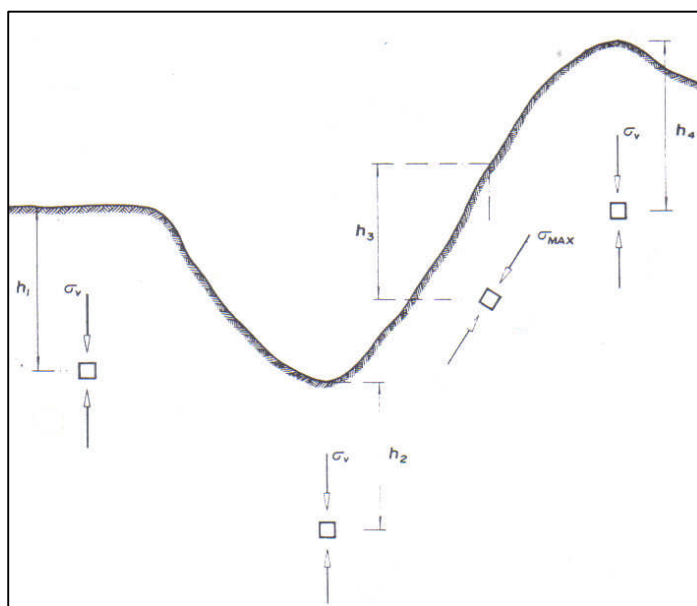


Figura 21. Estado de esfuerzos en relación con la morfología superficial

5.1.3.1 Esfuerzos en los límites de la excavación circular

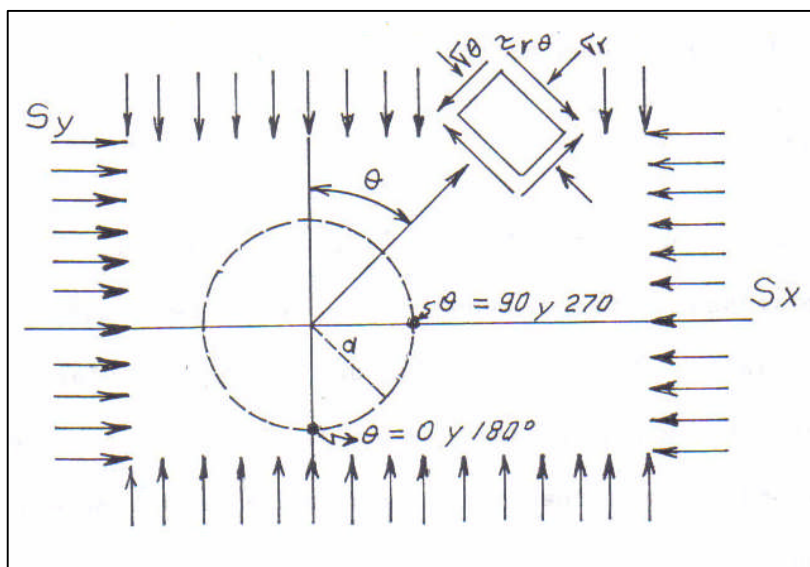


Figura 22. Esfuerzos en los límites de una excavación circular

$$\sigma_{\theta} = S_y ((1+k) - 2 (1-k) \cos 2\theta)$$

$$k = S_x / S_y$$

En el techo y piso de la excavación $\theta = 0^\circ, 180^\circ$

$$\sigma_{\theta} = S_y ((3k-1))$$

En las paredes de la excavación $\theta = 90^\circ, 270^\circ$

$$\sigma_{\theta} = S_y ((3-k))$$

Cuando la superficie interna de la excavación tenga cargas de presión de agua o sufra la reacción de un revestimiento de concreto o de las cargas aplicadas por las ondas, habrá que tomar en cuenta todos esos esfuerzos internos al calcular la distribución de los esfuerzos de la roca que circunda la excavación.

* Los componentes de un punto (r, θ)

- Radial

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

- Tangencial

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

- Cortante

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

* Esfuerzos principales en un punto (r, θ)

- Mayor

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

- Menor

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) - \left(\frac{1}{4} (\sigma_r + \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right)^{1/2}$$

- Inclinación en un punto

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

Estas ecuaciones dependen de la magnitud de los esfuerzos aplicados y de la geometría o forma del cuerpo comprimido. Las constantes ϵ E y U μ modulo de Young y relación de Poisson, respectivamente no aparecen en las ecuaciones, esto significa que el modelo de esfuerzos es independiente del material que se usa, con la condición que se trate de un material elástico lineal.

La relación existente entre los componentes, vertical y horizontal de las tensiones naturales gravitatorias viene dado por:

$$S_y = (U / (1-U)) S_x = m S_x$$

5.1.4 Ensayos para determinar las propiedades físicas y mecánicas de las rocas

En este punto se tratarán los diferentes tipos de ensayo efectuados en laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de las rocas.

5.1.4.1 Ensayo de propiedades físicas

Su objetivo es determinar los parámetros físicos: densidad, porosidad, absorción y peso específico aparente.

El secado de la muestra se efectúa en un horno ventilado a una temperatura de 105 ° C a 110° C; para saturarla se sumerge en agua destilada;

llevando un registro periódico de pesos, se obtiene ya sea el estado seco o saturado cuando la diferencia entre dos pesadas sucesivas no exceda de 0.01 grs., lo que se logra en aproximadamente 48 horas.

Las propiedades físicas se determinan mediante las siguientes relaciones gravimétricas y volumétricas:

- Densidad (gr /cm³)

$$\gamma = \frac{P_{seco}}{Vol}$$

- Porosidad aparente (%)

$$P.A. = \frac{P_{sat} - P_{seco}}{\gamma_w \times Vol} \times 100$$

- Absorción (%)

$$ABS. = \frac{P_{sat} - P_{seco}}{P_{seco}} \times 100$$

- Peso específico aparente (KN/m³)

$$P.E.A. = \frac{P_{seco}}{Vol} \times 9.81$$

Donde:

Pseco = peso seco (gr)

Psat = peso saturado (gr)

Vol = volumen (cm³)

5.1.4.2 Ensayo de compresión simple

En los ensayos de compresión simple, se pueden distinguir dos aspectos que son:

*** Ensayo de compresión simple propiamente dicho**

Su objetivo es determinar la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.



Figura 23. Equipo: prensa hidráulica

Para realizar el ensayo, hay que disponer de una prensa de capacidad adecuada que permita aplicar la carga sobre la probeta a velocidad constante hasta que se produzca la rotura en la misma, en un intervalo de tiempo entre 5 y 15 minutos; también la velocidad de carga puede establecerse entre los límites de 0.5 a 1 MPa / seg.

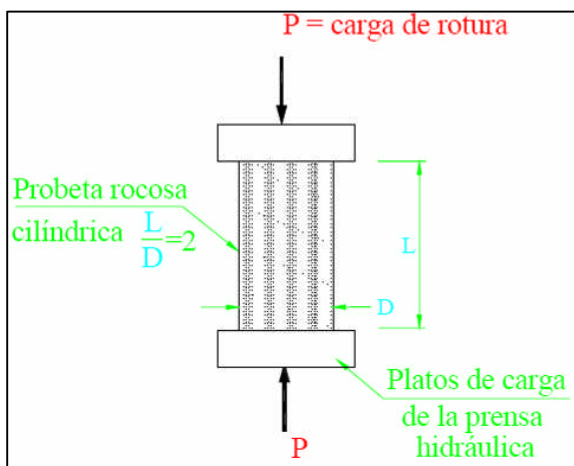


Figura 24. Ensayo de compresión simple

La resistencia a compresión simple, se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_c = \frac{P}{S} = \frac{4P}{\pi D^2}$$

Donde:

P = carga máxima a la que ha sido sometida la probeta durante el ensayo

S = área de la sección transversal de la probeta

D = diámetro de la probeta

* Ensayo de constantes elásticas

Su objetivo es determinar las características de deformabilidad de la roca intacta (modulo de deformación y relación de poisson)



Figura 25. Equipo: prensa hidráulica y deformómetro

Para realizar el ensayo, hay que disponer de una prensa de capacidad adecuada que permita aplicar la carga sobre la probeta a velocidad constante. A continuación se empieza a aplicar carga en forma escalonada y se toman lecturas de la deformación axial, hasta alcanzar la rotura.

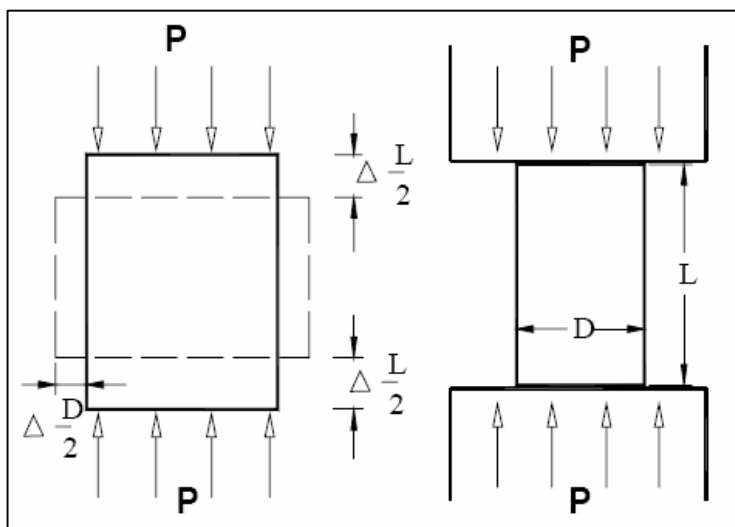


Figura 25. Ensayo de constantes elásticas

Las constantes elásticas se determinan por las siguientes formulas:

Deformación unitaria axial

$$\varepsilon_L = \Delta_L / L$$

Deformación unitaria diametral

$$\varepsilon_D = \Delta_D / D$$

Módulo Deformación

$$E = 50\% (\sigma_c / \varepsilon_L)$$

Coefficiente de Poisson

$$\mu = \varepsilon_D / \varepsilon_L$$

Donde:

L = longitud axial de la probeta

D = diámetro de la probeta

5.1.4.3 Ensayo de compresión triaxial

Su objetivo es determinar los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) y la constante “mi” de la roca intacta

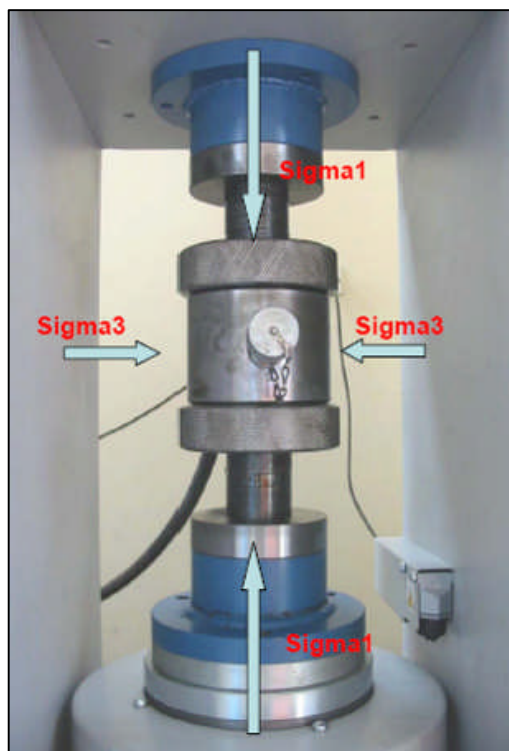


Figura 26. Equipo: máquina de compresión triaxial

Para realizar este trabajo se requiere de una prensa de las mismas características que la utilizada en el ensayo de compresión simple. Una variante adicional de la prueba es la prueba sencilla uniaxial a la compresión donde $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; y al debilitamiento, $\sigma_1 = \sigma_c$, la resistencia uniaxial de compresión de la roca. La muestra se somete a un esfuerzo axial σ_1 y a

confinamiento radial que corresponde a $\sigma_2 = \sigma_3$, que es la presión hidráulica de la cámara.

Los resultados se calculan haciendo uso de un programa, como ase muestra en le grafico siguiente.

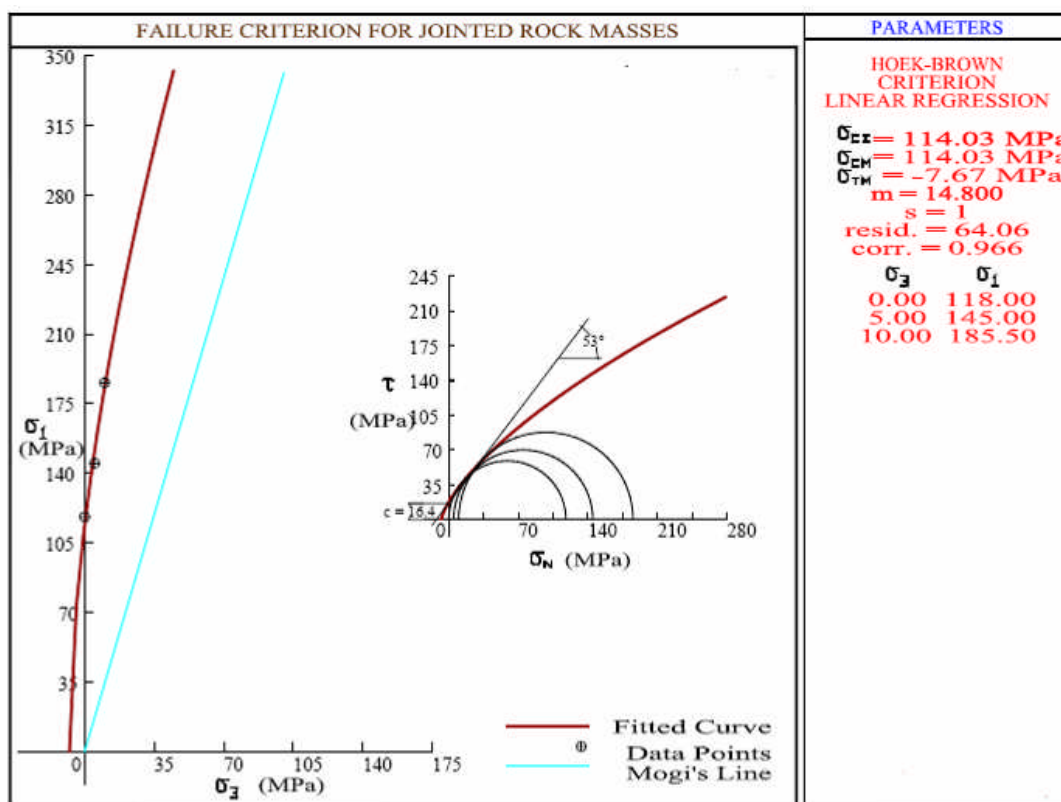


Figura 27. Presentación gráfica

5.1.4.4 Ensayo de carga puntual

Su objetivo es determinar el índice de resistencia a la carga puntual



Figura 28. Equipo: máquina de ensayo de carga puntual

En este ensayo se rompen trozos de testigo o rocas de forma irregular aplicando la carga entre dos piezas cónicas con puntas esféricas.

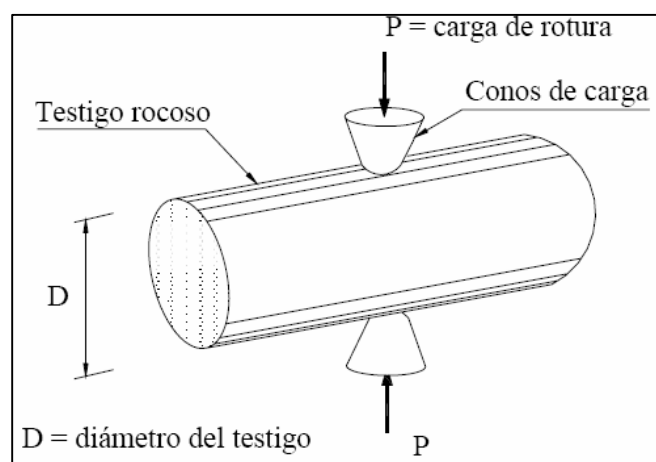


Figura 29. Ensayo de carga puntual

El índice de resistencia a la carga puntual, se calcula de la siguiente manera:

$$I_S = P / D^2$$

Donde:

I_S = índice de resistencia de la carga puntual

P = carga de rotura

D = diámetro del testigo

Para testigos NX –54mm

$$\sigma_c = 24 \times I_S$$

5.1.4.5 Ensayo de tracción

Su objetivo es determinar en forma indirecta la resistencia a la tracción de la roca intacta.

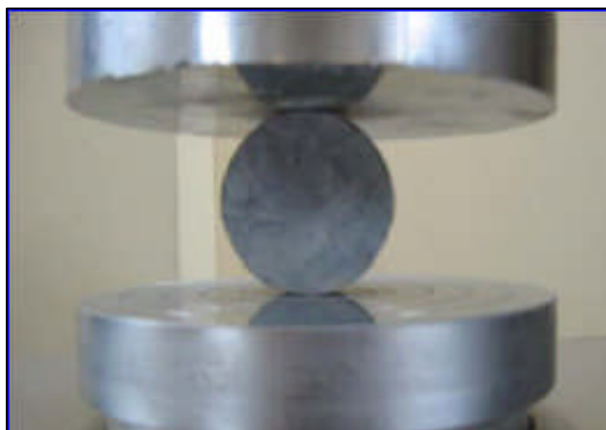


Figura 30. Equipo: máquina de compresión

El ensayo que utilizado para determinar la resistencia a la tracción, es el ensayo de tracción brasileño que es apropiado para materiales frágiles. La probeta cilíndrica de roca se somete a compresión diametral teóricamente esta compresión genera una atracción uniaxial, que forma ángulo recto con el diámetro sometido a compresión. El cilindro se romperá cuando la tensión de tracción alcance el valor de la resistencia a la tracción de la roca.

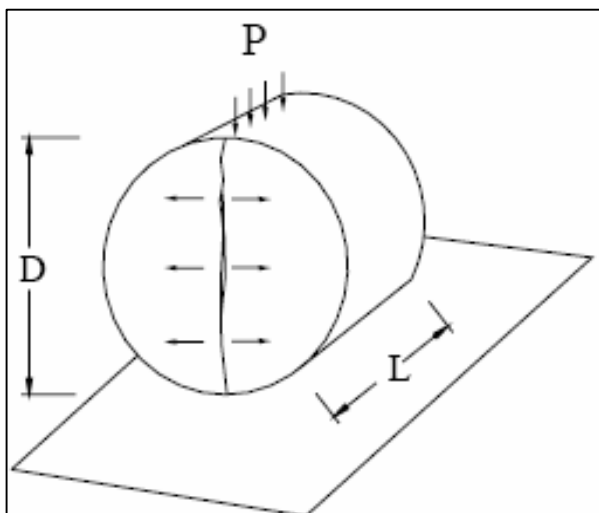


Figura 31. Ensayo de tracción

El índice de resistencia a la tracción, se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_t = 2P / \pi DL$$

Donde:

σ_t = resistencia a la tracción

P = carga aplicada

D = diámetro de la probeta

L = longitud axial de la probeta

5.1.5 Clasificaciones geomecánicas

Para definir las condiciones de la masa rocosa de una manera sistemática, hoy en día existen criterios de clasificación geomecánica ampliamente difundidos en todo el mundo, como los desarrollados por Barton y colaboradores (1974), Laubscher (1977), Bieniawski (1989), Hoek y Marinos (2000) y otros; los mismos que se determinan utilizando los datos de los mapeos geomecánicos efectuados en las paredes de las labores mineras o en los techos.

5.1.5.1 Antecedentes sobre clasificaciones de la masa rocosa

- * Ritter (1879): Primer intento de formalizar un enfoque empírico para el diseño de túneles, en particular para determinar los requerimientos de sostenimiento.
- * Terzaghi (1956): Primera referencia sobre el uso de una clasificación de la masa rocosa para el diseño del sostenimiento de túneles, con cimbras.
- * Lauffer (1958): Clasificación que involucra el tiempo de autosostenimiento para túneles.
- * Deere et. al. (1964): Índice RQD (Designación de la Calidad de la Roca), para proveer un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa, a partir de los testigos de la perforación diamantina.
- * Wickham et. al. (1972): Método cuantitativo para describir la calidad de una masa rocosa y para seleccionar el sostenimiento, en

base a la Valoración de la Estructura Rocosa (RSR-Rock StructureRating). Primer sistema que hace referencia al shotcrete.

* Pacher et. al. (1974): Modificación del criterio de Lauffery que actualmente forma parte de la propuesta general de tunelería conocida como NATM.

* Barton et. al. (1974): Índice de Calidad Tunelera (Q) para la determinación de las características de la masa rocosa y de los requerimientos de sostenimiento de túneles.

* Bieniawski (1973): Clasificación Geomecánica o Valoración de la Masa Rocosa RMR (Rock Mass Rating), refinado sucesivamente en varias oportunidades, última versión 1989. Aplicable a la estimación del sostenimiento, al tiempo de autosostenimiento y los parámetros de resistencia de la masa rocosa.

* Laubscher et. al. (1977): RMR de Bieniawski modificada para la minería MRMR (Mining Rock Mass Rating), última versión 1990. Aplicable a la estimación del sostenimiento y los parámetros de los métodos de minado por hundimiento, principalmente.

* Hoek et. al. (1994): Índice de Resistencia Geológica GSI (Geological Strength Index), para clasificar a la masa rocosa, estimar la resistencia de la masa rocosa y el sostenimiento. Última versión 1998.

* Palmstron (1995): Índice del Macizo Rocoso RMI (Rock Mass Index). Sistema para caracterizar la masa rocosa y para aplicaciones

en el sostenimiento, excavación TBM, voladura y fragmentación de rocas.

5.1.5.2 Objetivos de las clasificaciones geomecánicas

Los principales objetivos son:

- * Identificar los parámetros más significativos que influyen en el comportamiento de la masa rocosa.
- * Dividir una formación rocosa en grupos de similar comportamiento, es decir, clases de masas rocosas de diferentes calidades.
- * Proporcionar una base para el entendimiento de las características de cada clase de masa rocosa.
- * Relacionar la experiencia de las condiciones de la roca de un lugar a las condiciones y experiencia encontradas en otros lugares.
- * Sirven como base para diseñar los tipos de sostenimiento de acuerdo al tipo de roca que se presente en la operación minera.

5.1.5.3 Índice de calidad tunelera de la roca (Q)

Criterio de clasificación geomecánica desarrollado por Barton y colaboradores en el año 1974. Sobre la base de una evaluación de un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton y colaboradores del Instituto Geotécnico de Noruega, propusieron un índice de calidad tunelera (Q) para la determinación de las características de la masa rocosa y de los requerimientos de sostenimiento de los túneles. El valor

numérico de este índice Q varia sobre una escala logarítmica desde 0.001 hasta un máximo de 1,000 y está definido por:

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

Donde:

RQD = designación de la calidad de la roca

J_n = número de sistemas de juntas

J_r = número de rugosidad de las juntas

J_a = número de alteración de las juntas

J_w = factor de reducción de agua en las juntas

SRF = factor de reducción de los esfuerzos

La calidad tunelera de la roca Q puede ser considerada en este sistema como una función de solo tres parámetros, los cuales son crudas medidas de:

1. Tamaño de bloques (RQD / J_n)
2. Resistencia al corte entre los bloques (J_r / J_a)
3. Esfuerzo activo (J_w / SRF)

Relacionando el valor del índice Q a la estabilidad y a los requerimientos de sostenimiento de excavaciones subterráneas, Barton y colaboradores definieron un parámetro adicional al que lo denominaron Dimensión Equivalente (De) de la excavación: El valor de ESR está relacionado al uso que se le dará a la excavación y al grado de seguridad que esta demande del sistema de sostenimiento instalado para mantener la estabilidad de la excavación.

5.1.5.4 Valoración de la masa rocosa (RMR)

Criterios de clasificación geomecánica desarrollado por Bieniawski en el año 1989. Este criterio toma en cuenta los siguientes parámetros:

- * La resistencia compresiva (R_c) de la roca intacta, que puede ser determinada con golpes de picota o con otros procedimientos como lo ensayos de laboratorio.
- * El RQD (Rock Quality Designation), que puede ser determinado utilizando los testigos de las perforaciones diamantinas. El RQD es el porcentaje de trozos de testigos recuperados mayores a 10 cm, de la longitud total del taladro.
- * El espaciamiento de las discontinuidades.
- * La condición de las discontinuidades, referidas en este caso a la persistencia, apertura, rugosidad, relleno y meteorización.
- * Orientación de las discontinuidades.
- * La presencia de agua.

Para cada parámetro se han establecido rangos de valores y para cada rango una valoración.

Bieniawski publicó un conjunto de pautas para la selección del sostenimiento de túneles en roca, en base al RMR.

5.1.5.5 Índice de resistencia geológica (GSI)

Criterio de clasificación geomecánica desarrollado por Hoek y Marinos en el año 2000. En este criterio, para definir la estructura de la masa rocosa, se considera por un lado el grado de fracturamiento o la cantidad de

fracturas (discontinuidades) por metro lineal, según esto, se toman en cuenta las siguientes cinco categorías de fracturamiento:

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

Por otro lado, se considera la condición superficial de la masa rocosa, que involucra a la resistencia de la roca intacta y a las propiedades de las discontinuidades: resistencia, apertura, rugosidad, relleno y la meteorización o alteración. Según esto, las cinco categorías que se toman en cuenta se definen así:

- * Masa rocosa Muy Buena (MB)
- * Masa rocosa Buena (B)
- * Masa rocosa Regular (R)
- * Masa rocosa Pobre (P)
- * Masa rocosa Muy Pobre (MP)

Cabe señalar que entre los diferentes criterios de clasificación geomecánica existen relaciones matemáticas para su correlación. Por ejemplo, el RMR de Bieniawski (1989) está correlacionado al Q (índice de calidad de la masa rocosa) de Barton (1974), por la expresión

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44.$$

Por otro lado, el RMR de Bieniawski (1989) está correlacionado al GSI de Hoek y Marinos (2000) para el caso $RMR > 23$ y considerando condiciones secas, por la expresión

$$GSI = RMR - 5$$

5.2 DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO DE PALLCA

5.2.1 Características litológico-estructurales

El registro de la información litológico-estructural, se efectúa mediante observaciones puntuales a lo largo de una labor subterránea.

Los parámetros de observación que se utilizan son:

- * Apertura
- * Persistencia
- * Relleno
- * Rugosidad
- * Espaciado
- * Alteración

El método que se usa para la descripción cuantitativa de las discontinuidades estructurales, es el método sugerido por la sociedad internacional de mecánica de rocas (ISRM – Society International For Rock Mechanics).

5.2.2 Propiedades físico-mecánicas de las rocas

A continuación se presenta un resumen de las propiedades físicas de las rocas intactas lo cual se muestra en el cuadro siguiente.

Cuadro 03. Propiedades físicas de las rocas

TIPO DE ROCA	γ gr/cm ³	P.E.A. KN/m ³	P.A. %	ABS. %
Caliza Negra	2.7	26.2	4.7	1.76
Mineral en Skarn	3.4	40.22	2.45	0.6

5.2.3 Características de resistencia del macizo rocoso

La determinación de la resistencia compresiva del macizo rocoso esta basado en el criterio empírico de rotura proporcionado por Hoek-Brown.

Para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso de la mina Pallca se hizo uso del programa RocLab.

*** Uso del programa RocLab:** Sirve para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso generalizados de Hoek-Brown, como son:

- El parámetro de la masa rocosa (mb)
- constantes de la masa rocosa (s y a)

También se puede realizar el cálculo de los parámetros de resistencia equivalentes de Mohr-Coulomb, como son:

- Cohesión (c)
- Ángulo de fricción (Φ)

El programa calcula también determinar otros parámetros del macizo rocoso como son:

- La resistencia a la tracción (σ_t)
- La resistencia a la compresión uniaxial (σ_c)
- El módulo de deformación (E_{rm})

Todos estos parámetros se calculan basados en la introducción de los siguientes datos:

- La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (σ_{ci})
- El parámetro de la roca intacta (m_i)
- El índice de resistencia geológica (GSI)
- El factor de perturbación (D)

A continuación se presenta un resumen de los parámetros de macizo rocoso obtenidos con el uso del programa RocLab.

Cuadro 04. Datos de entrada

TIPO DE ROCA	σ_{ci} (Mpa)	GSI	m_i	D	E_i (MPa)
Caliza Negra	75	57	10	0.5	525000
Mineral en Skarn	175	80	20	0.5	65625

Cuadro 05. Parámetros de resistencia generalizados de Hoek-Brown

TIPO DE ROCA	mb	S	A
Caliza Negra	1.290	0.003	0.503
Mineral en Skarn	7.716	0.069	0.500

Cuadro 06. Parámetros de resistencia equivalentes de Mohr-Coulomb

TIPO DE ROCA	C (MPa)	Φ (°)
Caliza Negra	0.804	49.41
Mineral en Skarn	5.341	61.97

Cuadro 07. Parámetros del macizo rocoso

TIPO DE ROCA	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	Erm (MPa)
Caliza Negra	-0.188	4.181	11995.1
Mineral en Skarn	-1.575	46.057	38571.7

5.2.4 Zonificación geomecánica

En la mina Pallca así como en cualquier otra mina subterránea, se encuentra una amplia variedad de características de la masa rocosa del yacimiento. Esto significa que cada zona presenta sus propias particularidades, las mismas que deberán ser consideradas en el diseño.

En Pallca la zonificación geomecánica se hizo en base a la calidad de la masa rocosa, la cual está definida por el índice de resistencia geológica (GSI); de acuerdo a este sistema de clasificación se definió cinco tipos de roca, simbolizada cada una con un color para su fácil identificación.

Cuadro 08. Color por tipos de roca

TIPO DE ROCA	COLOR
A	Amarillo
B	Celeste
C	Verde
D	Morado
E	Naranja
F	Rojo

De acuerdo a cada tipo de roca, se establece el tipo de sostenimiento a usarse, como se puede ver en los planos geomecánicos. (Ver plano N° 08 y plano N° 09).

CAPITULO VI SOSTENIMIENTO EN LA MINA PALLCA

6.1 DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO

6.1.1 Mapeos Geomecánicos

Se actualizan en forma mensual y se basan en la tabla geomecánica.

Estos mapeos nos proporcionan la siguiente información:

- * Definen el tiempo que la roca soporta sin sostenimiento (tiempo de auto soporte).
- * Definen el tiempo que la labor debe estar abierta con sostenimiento.
- * Definen las aberturas máximas.
- * Definen el tipo de sostenimiento a instalar.
- * Se ubica las áreas con problemas estructurales dentro del tajeo.

6.1.2 Aberturas permisibles

Una forma para evaluar la estabilidad de la excavación subterránea es mediante el índice de roca relacionando con los valores determinado por Barton, se toma el valor de $ESR = 4$, correspondiente a aberturas mineras temporales y $ESR = 1.6$ correspondiente a aberturas mineras permanentes.

$$\text{Abertura máxima (m)} = 2 \times \text{ESR} \times Q^{0.4}$$

ESR está relacionada con el uso para el cual la excavación es efectuada y con el grado de seguridad demandado, como se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 09. Valores de ESR de acuerdo a la categoría de la excavación
(Fuente: Curso de geomecánica aplicada al minado subterráneo - CIP)

CATEGORIA DE LA EXVACACION		ESR
A	Excavaciones mineras temporales	3 -5
B	Aberturas mineras permanentes, túneles de agua para hidroeléctricas, túneles piloto, galerías y socavones para grandes excavaciones	1.6
C	Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles carreteros y ferrocarrileros menores, cámaras de equilibrio, túneles de acceso	1.3
D	Casas de fuerza, túneles carreteros y ferrocarrileros mayores, cámaras de defensa civil, intersecciones de portales	1.0
E	Estaciones subterráneas de energía nuclear, estaciones de ferrocarril, facilidades deportivas y publicas, fábricas	0.8

6.1.3 Tiempo de autosoporte

Es el tiempo en el cual la excavación se mantiene estable (no se aprecia deformaciones del macizo rocoso). Depende de la calidad del macizo rocoso y la abertura de la excavación. Este se calcula aplicando la tabla de autosoporte versus abertura, propuesta por Bieniawski. Para su aplicación se necesita conocer el índice Q o RMR de la abertura de la labor.

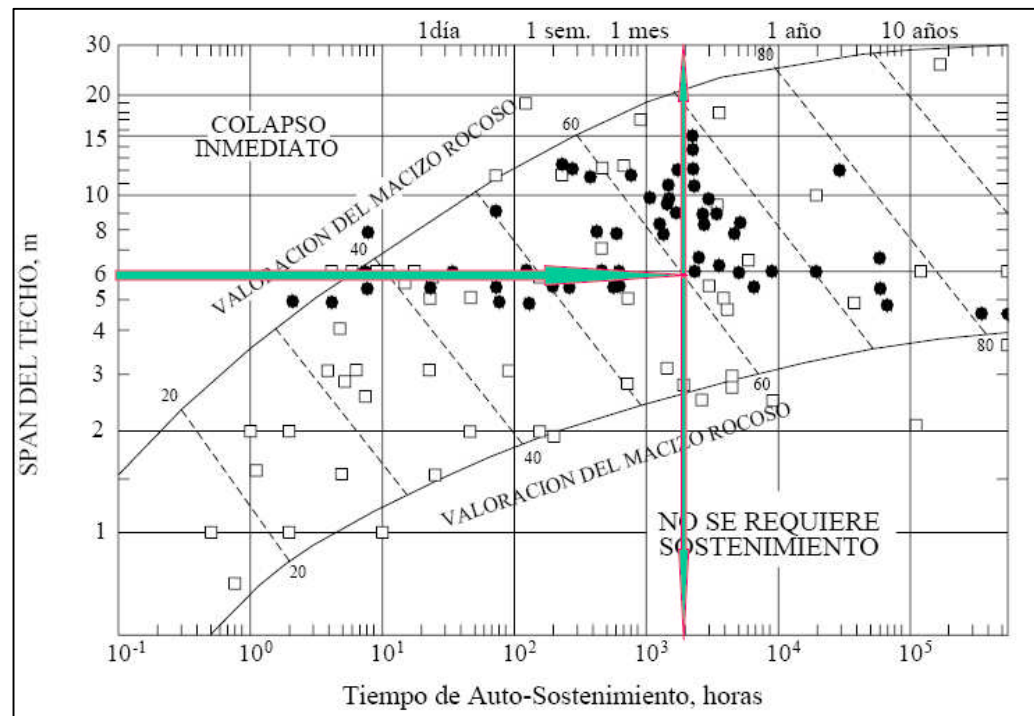


Figura 32. Tabla para calcular el tiempo de autoporte

6.1.4 Estabilidad del macizo rocoso

Desde el punto de vista geotécnico se refiere al grado de seguridad o estabilidad que se exige de la roca que circunda a una abertura subterránea.

- * Inestabilidad ocasionada por la geología estructural
- * Inestabilidad debido a los esfuerzos exagerados
- * Inestabilidad ocasionada por las meteriozaciones
- * Inestabilidad debido a presiones de flujos excesivos de agua

El nivel de diseño en le factor de seguridad (FS) antes de aplicar el sostenimiento deberá ser mayor a la unidad (depende de la variación del proyecto) para considerarlo en condiciones de estabilidad.

6.1.5 Cartilla geomecánica

Se usa para estimar el tipo de sostenimiento a usar en la mina Pallca, ya sea en tajeos o labores permanentes. Esta cartilla se realizó basada en la aplicación del índice de resistencia geológica (GSI).

Para la utilización de esta tabla se determina in situ lo siguiente:

- * Parámetro de estructura, según la cantidad de fracturas por metro lineal definidas por el flexometro.
- * Parámetro de condiciones, cuyos dominios se determinan con golpes de la picota en las paredes de la excavación, además de observar las formas de las fracturas y su relleno.

MINA PALLCA		SOSTENIMIENTO DE TAJEOS SEGUN INDICE GSI MODIFICADO	
ABERTURAS DE 5 - 9 mts. 			
ABERTURAS MENORES DE 5 mts. 			
ESTRUCTURA 		CONDICIONES SUPERFICIALES BARRERA MUY IMPERMEABLE, FRESCO, (SE ROMPE CON MAS DE TRES GOLPES DE PICOTA) (R.C. 10 A 20 Rm) BARRERA IMPERMEABLE, LEJOSAMENTE ALTERNADO (SE ROMPE CON UNO A TRES GOLPES DE PICOTA) (R.C. 20 A 30 Rm) PARED (RODAR, REMER, LEVE A ROMPER AL TIRAR) (SE ROMPE CON UNO A TRES GOLPES DE PICOTA) (R.C. 30 A 40 Rm) SUPERFICIE PALLIDA O CON ESTRACIONES, MUY ALIBERADA, BIELLENDO COMPACTO O CON MANCHAS DE OXIDACION, LIBER, ABERTURA (R.C. 40 A 50 Rm)	
MODERADAMENTE FRACTURADA MUY BIEN TRABADA, NO DISTURBADA, BLOQUES CUBICOS FORMADOS POR TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES OBTICIONALES. (RCD 50 - 75) (6 A 12 FRACT. POR METRO)			
MUY FRACTURADAS MODERADAMENTE TRABADA PARCIALMENTE DISTURBADA BLOQUES ANGULOSOS FORMADOS POR CUATRO O MAS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES (RCD 25 - 50) (12 A 20 FRACT. POR METRO)			
INTENSAMENTE FRACTURADA PLEGAMIENTO Y FALLAMIENTO CON MUCHAS DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS FORMANDO BLOQUES ANGULOSOS O IRREGULARES (RCD 0 - 25) (MAS DE 20 FRACT. POR METRO)			

Figura 33. Tabla geomecánica para el sostenimiento de tajeos

MINA PALLCA		SOSTENIMIENTO DE LABOR PERMANENTES	
		SEGUN INDICE GSI MODIFICADO	
ABERTURAS DE 4 - 9 mts.			
A	SIN SOPORTE O PERNO OCASIONAL	CONDICIONES SUPERFICIAL MUY BUENA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, INHESION) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). BUENA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). REGULAR (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). MALA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). MUY MALA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). MUY MALA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). MUY MALA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA). MUY MALA (ESTRATIFICACION RESISTENTE, LEVEMENTE, ALTERNADO) DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RIGIDAS E INALTERADAS, CERRADAS. (SE ABSTIENE DE GOLPES DE PICOTA).	
B	PERNO SISTEMATICO (1.5 x 1.5 m.) MAS MALLA OCASIONAL		
C	PERNO SISTEMATICO (1.5 x 1.5 m.) MAS MALLA		
D	SHOT 2" CFIBRA + PERNO SISTEMATICO (1.5 x 1.5 m.) O PERNO SISTEMATICO 1.0 x 1.0 m. + MALLA		
E	SHOT 3" CFIBRA + PERNO SISTEMATICO (1.0 x 1.0 m.) O PERNO SISTEMATICO 0.80 x 0.80 m. + MALLA		
F	CUADRO METALICO		
ABERTURAS MENORES DE 4 mts.			
A	SIN SOPORTE		
B	SIN SOPORTE O PERNO OCASIONAL		
C	PERNO SISTEMATICO (1.5 x 1.5 m.) MALLA OCASIONAL		
D	SHOT 2" CFIBRA + PERNO SISTEMATICO (1.75 x 1.75 m.) O PERNO SISTEMATICO 1.20 x 1.20 m. + MALLA		
E	SHOT 3" CFIBRA + PERNO SISTEMATICO (1.25 x 1.25 m.) O PERNO SISTEMATICO 1.0 x 1.0 m. + MALLA		
F	CUADRO METALICO		
ESTRUCTURA			
	LEVEMENTE FRACTURADA TRES A MENOS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADAS ENTRE SI (RQD 75 - 80) (2 A 6 FRACT. POR METRO)	Color amarillo	
	MODERADAMENTE FRACTURADA MUY BIEN TRABADA, NO DISTURBADA. BLOQUES CUBICOS FORMADOS POR TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES ORTOGONALES. (RQD 50 - 75) (8 A 12 FRACT. POR METRO)	Color magenta	
	MUY FRACTURADAS MODERADAMENTE TRABADA PARCIALMENTE DISTURBADA BLOQUES ANGULOSOS FORMADOS POR CUATRO O MAS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES. (RQD 25 - 50) (12 A 20 FRACT. POR METRO)	Color azul	
	INTENSAMENTE FRACTURADA PLEGAMIENTO Y FALLAMIENTO CON MUCHAS DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS FORMANDO BLOQUES ANGULOSOS O IRREGULARES. (RQD 0 - 25) (MAS DE 20 FRACT. POR METRO)	Color rojo	

Figura 34. Tabla geomecánica para el sostenimiento de labores permanentes

6.2 SOSTENIMIENTO CON PERNOS CEMENTADOS

El Pallca se usa los pernos cementados como elemento principal de sostenimiento tanto en los tajeos como en las labores de avance. La malla de sostenimiento varía de acuerdo al tipo de roca.

Los taladros para los pernos son perforados con jumbo boomer con una barra de 8 pies de longitud y una broca de 38 mm de diámetro.



Figura 35. Pernos helicoides

6.2.1 Especificaciones técnicas de los pernos

Tipo de perno	: barra helicoidal
Longitud de los pernos	: 8 pies
Diámetro del perno	: 3/4"
Capacidad de anclaje del perno:	1.40 Ton/pie

6.2.2 Parámetros de empernado

Calidad del terreno	: B (según cartilla geomecánica)
Presencia de agua	: ninguno
Sección	: 4.5m x 3.8m
Longitud de la labor	: 3.5 m
Φ de taladros	: 25mm.
Longitud del taladro	: 2.25m.
Mortero	: Cemento
Agua	: 11.5 lt./bolsa

6.2.2.1 Longitud del perno

Para la elección se tiene en cuenta únicamente la necesidad de anclar el perno en una zona sana, se puede deducir como la longitud mediante la relación:

Para Techos

$$L = 2 + \frac{0.15 B}{E S R}$$

Para Pared

$$L = 2 + \frac{0.15 H}{E S R}$$

Donde:

L = Longitud del perno

B = Ancho de la excavación

H = Altura de la excavación

ESR = Support Relation Excavation.

6.2.2.2 Espaciamiento entre los pernos

El espaciamiento teórico esta fijado mediante la relación:

$$E^2 = \frac{Q}{L\gamma}$$

Donde:

L = Longitud del perno

Q = Capacidad del perno

E = Espaciamiento promedio

γ = Densidad de la roca

En la práctica, el espaciamiento máximo entre pernos es el menor de la mitad del largo del perno.

6.2.2.3 Número de pernos

Se determina mediante la relación:

$$N = (\gamma) (L) (F) (B/R)$$

Donde:

N = Número de pernos por metro de galería

γ = Densidad de la roca

L = Longitud del perno

F = Factor de seguridad

B = Ancho de la labor

R = Límite de fluencia del perno

El número de pernos a emplearse puede variar teniendo en cuenta el grado de fracturamiento, fallas, planos de estratificación, diaclasas, etc. que presentan las rocas circundantes a la labor.

* Cálculo del número de pernos

Área a sostener (Área de influencia)		
Techo	4.5m x 3.5m	15.8 M ²
Hastiales		
Caja techo	2.8m x 3.5m	9.8 M ²
Caja piso	2.8m x 3.5m	9.8 M ²
		35.4 M ²

Malla de Sostenimiento

1.5 m x 1.5 m 2.25 M²

Entonces

Nº de pernos por labor de avance

$$\frac{35.4\text{m}^2}{2.25\text{m}^2} = 16 \quad \text{Pernos}$$

Cemento

1 bolsa = 6 pernos

Nº de bolsas de cemento 3 Bolsas

6.2.3 Procedimientos de instalación

Primero se inyecta la lechada de cemento utilizando un tubo hueco de PVC, después se introduce la barra helicoidal dentro del taladro. La lechada de cemento se inyecta mediante el uso de una bomba y se va retirando el tubo de PVC conforme se va inyectando. La bomba esta acoplada a una camioneta que se usa para el empernado de las labores

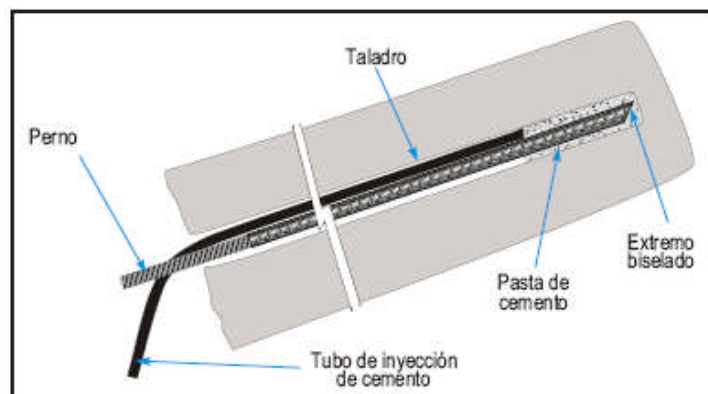


Figura 36. Instalación de un perno de sostenimiento con inyección de cemento.



Figura 37. Camioneta empernadora

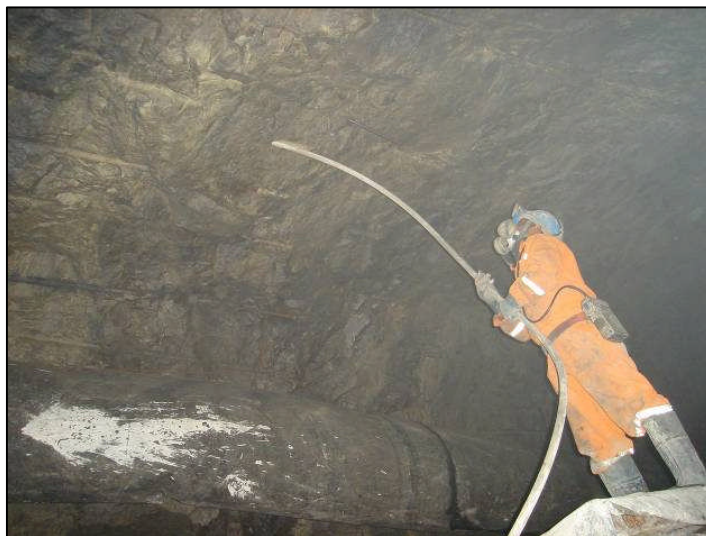


Figura 38. Inyección de la lechada de cemento

6.2.4 Cálculo de capacidad de soporte del perno helicoidal

La resistencia a la tracción mínima de las barras helicoidales de Aceros Arequipa S.A. está fabricada bajo la norma ASTM A615 Grado 75.

La capacidad de soporte de un acero se determina por la siguiente ecuación.

$$P = R_c \times S$$

$$S = \pi \times d^2 / 4$$

Donde:

P = Capacidad de apoyo del perno (Kg.)

Rc = Resistencia a la tracción mínima del perno=7030 Kg/cm².

S = Área del perno (cm²)

d = Diámetro del perno (cm)

* Cálculo de soporte con perno helicoidal

$$\Phi = 3/4'' \text{ (d=1.9cm, r= 0.95 cm)}$$

$$S = \pi \times r^2 = 3.1415 (0.95 \text{ cm}^2)^2 = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$P = R_c \times S = (7030 \text{ kg/cm}^2) (2.83 \text{ cm}^2) = 19895 \text{ kg} = 19.9 \text{ ton}$$

Capacidad de apoyo del perno

$$P = 19.9 \text{ ton}$$

Según las pruebas realizados en campo, el perno alcanza las 20 ton.

Cuadro 10. Pruebas de tracción de pernos con lechada de cemento instalados con Camioneta empernadota. (Fuente: Cia Minera Santa Luisa)

LABOR	TIPO DE ROCA	CONDICIÓN	HORAS DE FRAGUADO	CAPACIDAD (Ton)	DESPLAZAMIENTO (cm)
Tajo 3 4460	C	Sin filtración	6	18	3.5
			7	20	no cedió
			8	20	no cedió
			9	20	no cedió
Tajo 4 4460	D	con filtración de agua	5	3	5.0
			9	13	1.6
Tajo 1 1300	C	Sin filtración	5	20	no cedió
			6	20	no cedió
			7	20	no cedió

El cuadro 09. muestra los resultados ensayos de tracción realizados en diferentes labores de la mina Pallca, usando el equipo Pull Test, donde se puede apreciar que los pernos alcanzan la capacidad de 20 ton.

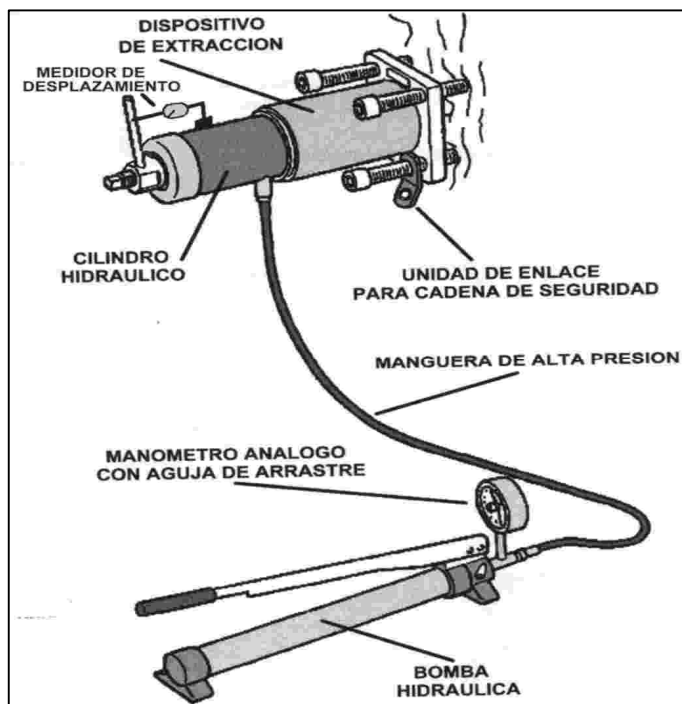


Figura 39. Equipo de Pull Test

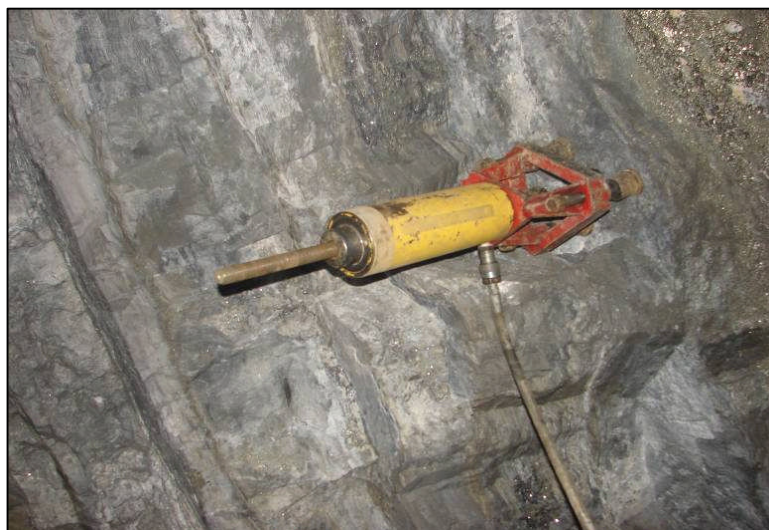


Figura 40. Prueba de tracción de pernos en el terreno



Figura 41. Resultado de una prueba de tracción echa en el terreno a un perno con 7 horas de fraguado

* **Condición estructural de la roca:** Las cuñas son formadas por la intersección de planos estructurales, así como planos de estratificación y por sistemas de discontinuidades, los cuales separan a la masa rocosa en piezas. Para calcular los parámetros geométricos de un bloque suspendido, se efectúa por:

Método de Suspensión de Estratos: Para el soporte de una zona potencialmente inestable en terreno estratificado laminar, el anclaje deberá colocarse por encima de la zona inestable. Si se asume que el peso de la roca de la zona inestable (estrato suspendido) es soportado completamente por la fuerza desarrollada por los pernos, entonces.

$$T = (\delta) (h) (S^2)$$

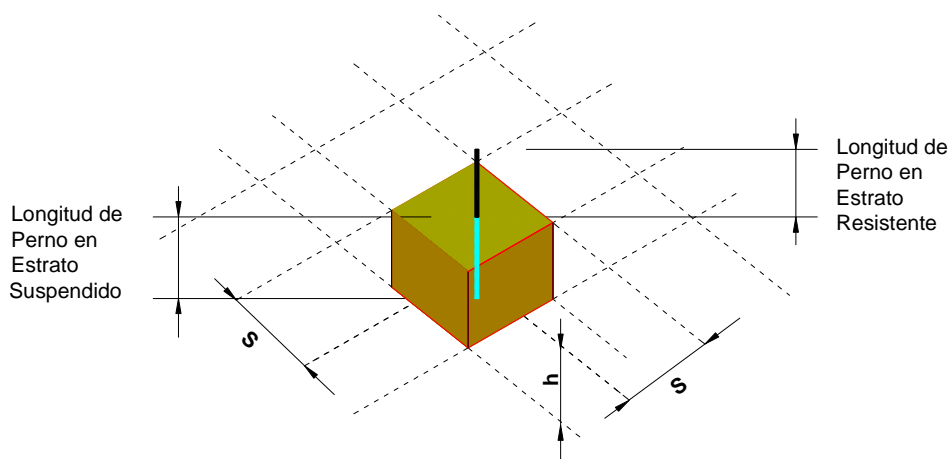
Donde:

T = Peso del block muerto

δ = Peso unitario de la roca (2.7 ton/m³)

h = Potencia de la zona inestable (1.8m)

S = Espaciamiento entre pernos de dirección longitudinal y transversal (1.5m x 1.5m)



ESTRATO SUSPENDIDO DE ALTURA "h" SIENDO SOSTENIDO POR UN PERNO ESPACIADO A UNA MALLA "SXS"

El factor de seguridad FS se calcula así:

$$FS = P / T$$

Donde:

P = Capacidad de apoyo del perno

T = Peso del block muerto

FS = Factor de seguridad

Entonces, tenemos para:

Barra Helicoidal de 2.25 m

$$T = 2.7 \text{ tn/m}^3 \times 1.5\text{m} \times 1.5\text{m} \times 1.8\text{m} = 10.9 \text{ ton}$$

Peso del block muerto, **T = 10.94 ton**

$$FS = 19.9 \text{ ton}/10.9 \text{ ton} = 1.83$$

Factor de seguridad, **FS = 1.8**

6.3 SOSTENIMIENTO CON SHOTCRETE

El shotcrete se utiliza principalmente en terrenos fracturados, clasificación Tipo D y E (según tabla geomecánica de Pallca). Se aplica por el método de la vía seca, por medio de una bomba que funciona con aire comprimido. El concreto lanzado por vía seca.- como lo indica su nombre, se mezcla en seco y se añade el agua en la boquilla, se puede incorporar un acelerante en la mezcla.

Para un adecuado aprovechamiento se debe satisfacer los siguientes criterios:

- * Uso: es más adaptable a las condiciones cambiantes del terreno, sobretodo donde hay agua.
- * Lanzabilidad: debe lanzarse sobre la cabeza con un mínimo de rebote.
- * Resistencia temprana: debe tener una resistencia temprana para poder dar soporte al terreno en menos de 4 a 8 horas.
- * Economía: debe ser bajo el costo de los materiales y mínimo el desperdicio por rebote.

6.3.1 Especificaciones técnicas del shotcrete

Dosificación:

Cemento : 10 bolsas

Arena : 1m³ (180 palas)

Aditivo : 4 galones

Agua : 170 litros

Fibra metálica : 5 kilos

Espesor del shotcrete : 2 pulg.

Resistencia a la compresión: 228 Kg. / cm²

6.3.2 Parámetros del shotcrete

Calidad del terreno : D (según cartilla geomecánica de Pallca)

Sección : 4.5 m x 3.8m

Longitud a sostener : 7.3 m

Espesor del shotcrete : 2 pulg (0.051m)

Rugosidad : 20%

Rebote : 30% (para esta labor; su valor varía de acuerdo a las condiciones de la labor)

6.3.2.1 Cálculo del espesor del shotcrete

Se determinará mediante la siguiente fórmula empírica:

$$T_c = \frac{D}{150} (65 - R S R)$$

Donde:

T_C = espesor del shotcrete en pulgadas

D = diámetro de la excavación en pies.

$$RSR = 13.3 \text{ Log } (Q) + 46.5$$

6.3.2.2 Cálculo del volumen de shotcrete

Se determina de la siguiente manera:

$$V = (P) (L) (T_C) (R) (Rb)$$

Donde:

V = volumen de shotcrete a usar

P = perímetro a sostener.

L = longitud a sostener.

T_C = espesor del shotcrete.

R = rugosidad.

Rb = rebote

* Cálculo del volumen de shotcrete

$$P = 4.5 + 3.8 + 3.8 = 12.1\text{m}$$

$$V = 12.1 \times 7.3 \times 0.051 \times (1+0.2) \times (1+0.3)$$

$$V = 7.03\text{m}^3$$

6.3.3 Aplicación del shotcrete

La calidad del shotcrete final depende de los procedimientos usados en su aplicación. Estos procedimientos incluyen: la preparación de la

superficie, técnicas del lanzado (manipulación de la boquilla o tobera), iluminación, ventilación, comunicación y el entrenamiento de la cuadrilla.

El shotcrete no debe ser aplicado directamente a la superficie rocosa seca, con polvo o congelada. El área de trabajo debe ser rociada con un chorro de aire-agua para remover la roca suelta y el polvo de la superficie donde se aplicará el shotcrete.

La roca húmeda creará una buena superficie, sobre la cual se colocará la capa inicial de shotcrete. En caso de aplicar varias capas de shotcrete, antes de aplicar la siguiente capa es necesario limpiar la anterior para una buena adherencia.

También es necesario tener en consideración, que es esencial que el abastecimiento de aire sea consistente y tenga suficiente capacidad para asegurar el suministro constante y permanente de shotcrete a alta velocidad a la superficie rocosa.



Figura 42. Labor avanzada con shotcrete

6.3.4 Cálculo de capacidad de soporte del shotcrete

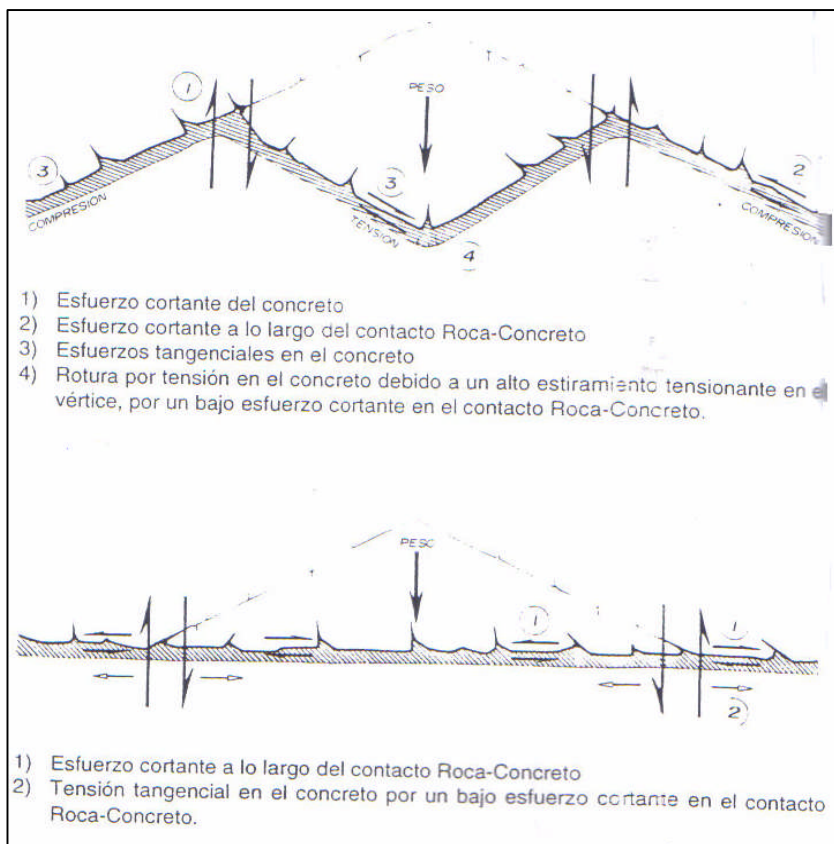


Figura 43. Comportamiento del concreto en bloques de roca
(Fuente: Libro excavaciones subterráneas de túneles en roca)

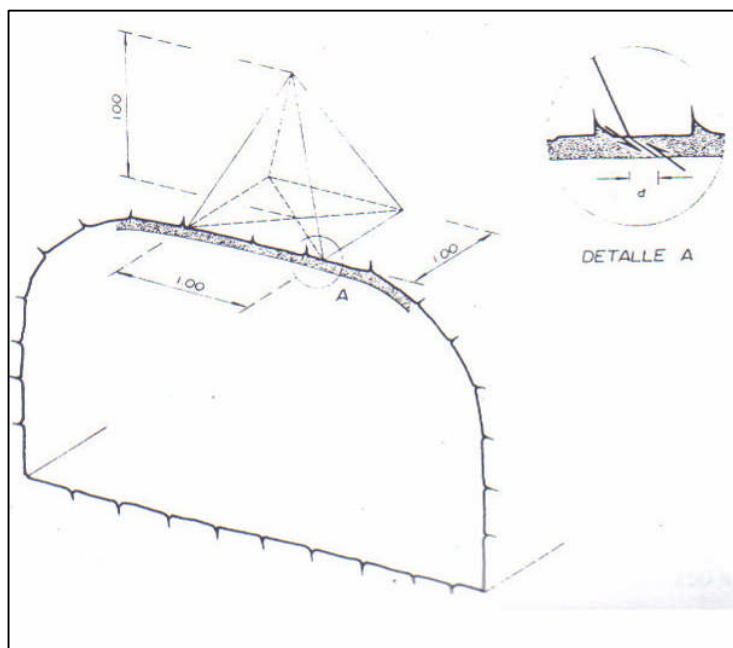


Figura 44. Sostenimiento de bloques con shotcrete
(Fuente: Libro excavaciones subterráneas de túneles en roca)

La capacidad de apoyo del shotcrete se determina por la siguiente ecuación.

$$P = (A_c) (f_c) (0.2)$$

Donde:

P = capacidad de apoyo del shotcrete

A_c = área de corte

f_c = capacidad de carga del shotcrete = 18 Kgr / cm²

* Cálculo de soporte del shotcrete de 2 pulg de espesor

$$A_c = 4 \times 100\text{cm} \times 5.1\text{cm} = 2040 \text{ cm}^2$$

$$P = 2040\text{cm}^2 \times 18 \text{ Kgr/cm}^2 \times 0.2 = 7344 \text{ Kgr} = 7.34 \text{ ton}$$

Capacidad de apoyo del shotcrete de 2 pulg de espesor

$$P = 7.3 \text{ ton}$$

El factor de seguridad FS se calcula así:

$$FS = P / T$$

Donde:

P = Capacidad de apoyo del shotcrete

T = Peso del block muerto

FS = Factor de seguridad

Entonces, tenemos para:

Shotcrete de 2 pulg de espesor

$$T = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.7 = 2.7 \text{ ton}$$

Peso del block muerto, **T = 2.7 ton**

$$FS = 7.3 \text{ ton} / 2.7 \text{ ton} = 2.70$$

Factor de seguridad, **FS = 2.7**

6.4 SOSTENIMIENTO CON CUADROS METÁLICOS

Los cuadros metálicos se utilizan en terrenos muy malos, terrenos tipo F (según la tabla geomecánica de Pallca); el uso de estos fue reemplazado por los sostenimientos combinados (fore pilling, pernos cementados y shotcrete); debido principalmente a factores de costo y tiempo de sostenimiento.

En Pallca el tiempo que demandaba armar un cuadro metálico era de tres guardias y el número de personas que se empleaban eran cuatro personas.

6.4.1 Especificaciones técnicas de los cuadros metálicos

- * Postes y sombrero: vigas de acero en H de 6pulg x 6pulg
- * Enrejados: planchas acanaladas o madera
- * Espaciamiento entre cuadros: 1.2 a 1.5 m. (depende del tipo de roca)
- * Dimensiones del cuadro: depende de la sección de la labor

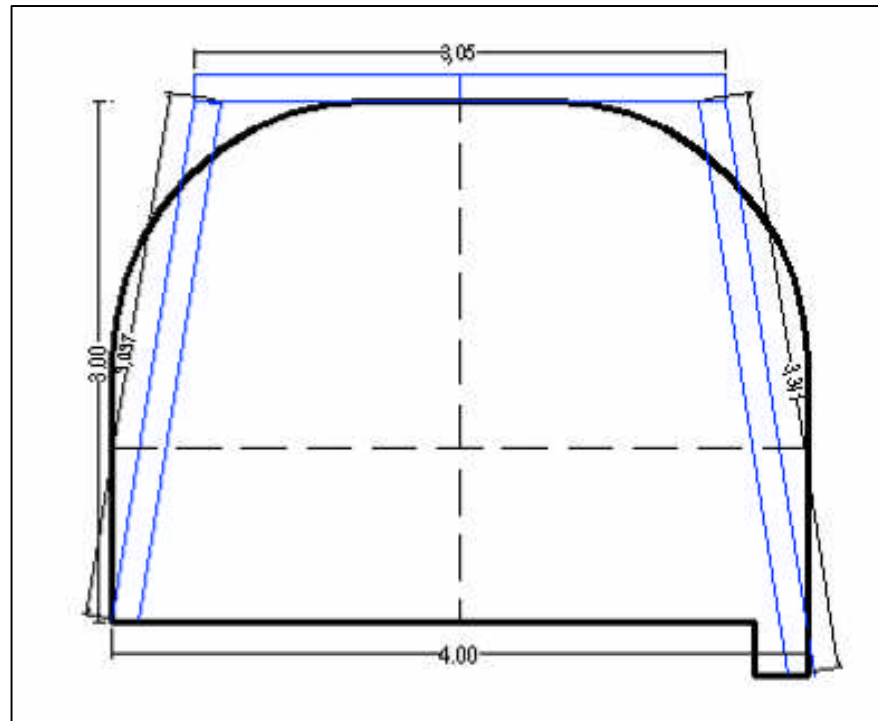


Figura 45. Dimensiones de un cuadro metálico para una sección de 4m x 3m

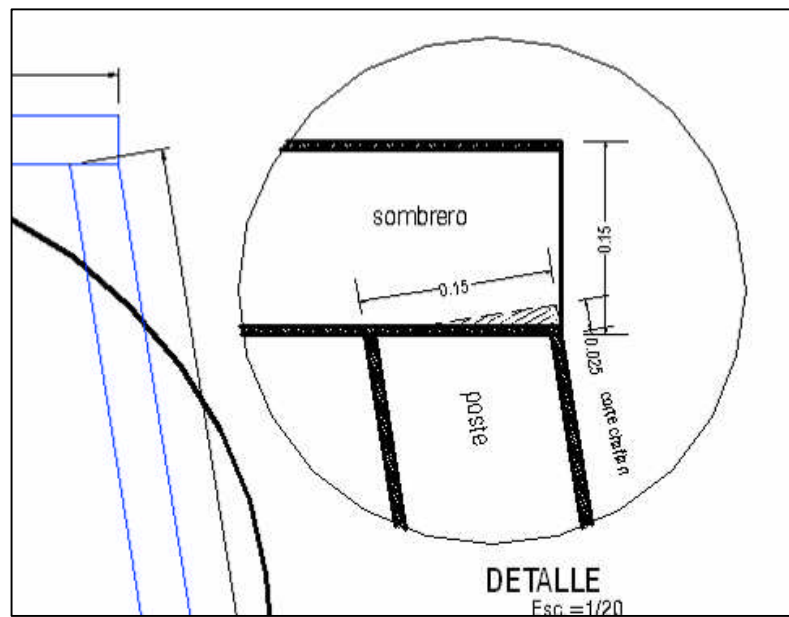


Figura 46. Detalle del sombrero

6.4.2 Procedimientos de instalación

Para que los cuadros metálicos puedan actuar debidamente, es necesario considerar algunos aspectos importantes en su instalación.

* En primer lugar, en lo que concierne a la evolución de las cargas, es preferible que se instalen lo antes posible, pues cualquier retraso ya sea en tiempo o en distancia al frente se traduce en aumentos de la presión sobre el techo, si prevalecen las cargas de descompresión o roca suelta.

* Para iniciar la colocación de los cuadros, se debe proceder a asegurar el techo, lo cual se realiza mediante la colocación de las “jangas” que actúan como una especie de marchavantes.

* Los postes de los cuadros se colocan correctamente apoyadas y sujetas al piso, manteniendo su verticalidad, para lo cual de ser necesario, se aseguran con cáncamos a las paredes. Los siguientes cuadros a colocar se aseguran con los tirantes y se protegen en forma sistemática con el encostillado.

* Luego se procede con el bloqueo del cuadro contra las paredes rocosas para que pueda haber una transferencia uniforme de las cargas rocosas. Para que los cuadros sean efectivos se realiza un buen bloqueo.

* La instalación se hace cuadro por cuadro, es decir, se completa la instalación de un cuadro para comenzar con el siguiente.



Figura 47. Labor avanzada con cuadros metálicos

6.5 SOSTENIMIENTO CON FORE PILLING

El fore pilling es un método de sostenimiento preventivo que trabaja a manera de marchavantes o guardacabeza.

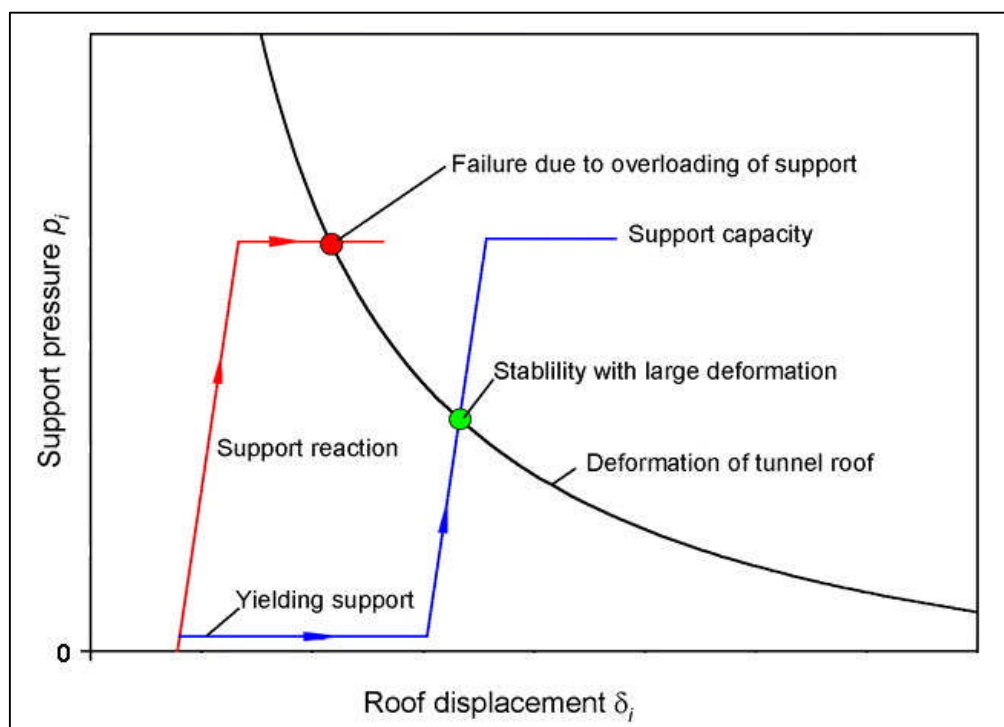


Figura 48.

La figura 48. muestra como los sostenimientos pasivos como los cuadros metálicos pueden fallar si son instalados muy cerca del frente de avance de una excavación en un terreno malo. Esto porque la presión de soporte requerida para lograr la estabilizar la roca es mas grande que la capacidad de soporte del sistema de apoyo. Como los desplazamientos de la excavación subterránea aumentan a medida que transcurre el tiempo, la presión del soporte requerida para lograr el estabilizar la roca disminuye como lo ilustra la curva en la figura. Entonces, retrasando la activación del sistema de apoyo se puede estabilizar la excavación en las presiones de soporte dentro de la capacidad del sistema apoyo. Esto puede ser conseguido retrasando la instalación del sistema de apoyo pero esto puede ser muy peligroso debido a que los trabajadores en el frente de avance tienen que trabajar en una excavación sin sostenimiento.

Los fore pilling se usan como una alternativa a respaldar el frente de avance, estos crean un guardacabeza de roca reforzada delante del frente de avance lo cual nos permite trabajar sobre un techo seguro. Estos fore pilling nos ayudan a estabilizar la superficie de la excavación subterránea.

En la mina Pallca los fore pilling consisten en la instalación de pernos cementados de 14pies de longitud que se colocan en forma longitudinal al avance la excavación a un ángulo de 1° a 3° con respecto a las paredes y techo de la excavación subterránea.

En Pallca el uso del sostenimiento del fore pilling como sostenimiento preventivo más la instalación de pernos de 8 pies y la aplicación de shotcrete como sostenimiento definitivo han reemplazado el uso de los cuadros

metálicos como elementos de sostenimiento en terrenos tipo F (según la tabla geomecánica de Pallca).

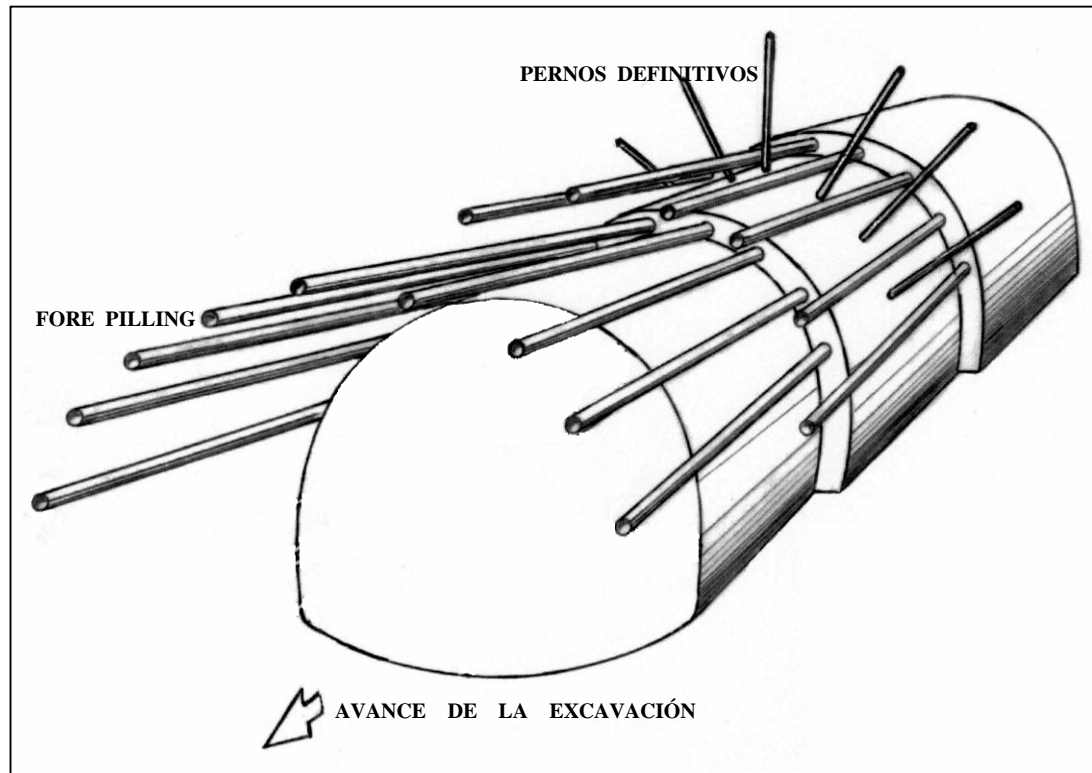


Figura 49. Fore pilling

6.5.1 Especificaciones técnicas de los fore pilling

Tipo de perno	: fierro corrugado
Longitud de los pernos	: 14 pies
Diámetro del perno	: 3/4"
Espaciamiento entre pernos	: 60 cm.
Relación bolsa de cemento a perno	: 1 bolsa / 3 pernos (promedio)



Figura 50. Labor avanzada usando fore piling

6.5.2 Sostenimiento con fore piling + pernos cementados

Se aplica en terrenos deleznales, el procedimiento es el siguiente:

* **Paso 01:** Se instalan dos filas de pernos tipo fore piling (pernos de 14 pies de longitud) alrededor de todo el frente con una separación de 60 cm. y una inclinación de 1° y 3° con respecto al techo de la labor minera. Y luego se procede a la perforación de taladros de producción sólo 8 pies de longitud.

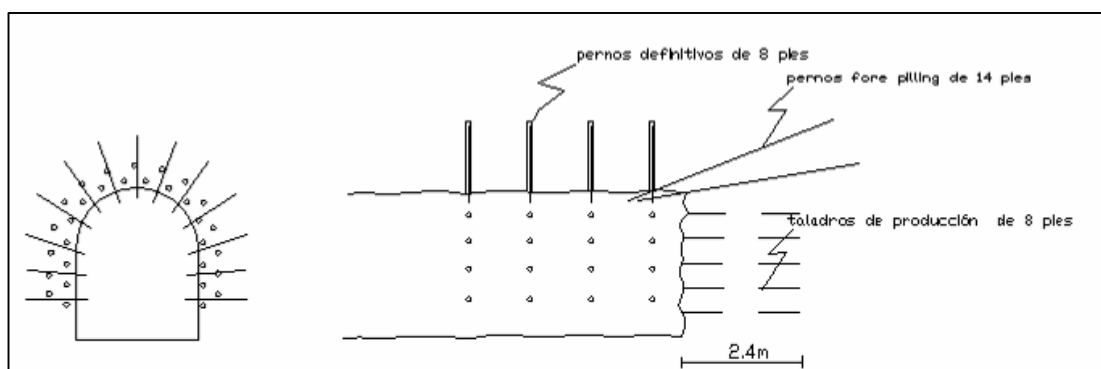


Figura 51. Paso 01

* **Paso 02:** Luego de realizar el disparo se procede a la limpieza de un avance de aproximadamente 2.40 m sobre un techo seguro, ya que el fore pilling sirve como un especie de marchavantes.

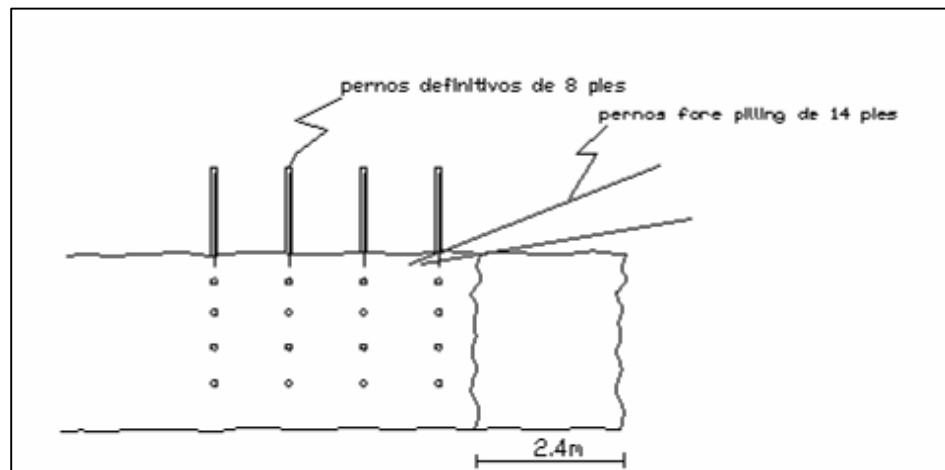


Figura 52. Paso 02

* **Paso 03:** Finalmente después de realizada la limpieza se procede a la aplicación de pernos definidos de 8 pies de longitud; con lo cual la zona queda ya completamente sostenida y se puede seguir el avance de la labor minera. Luego se instalan nuevamente los fore pilling y se sigue la secuencia la descrita.

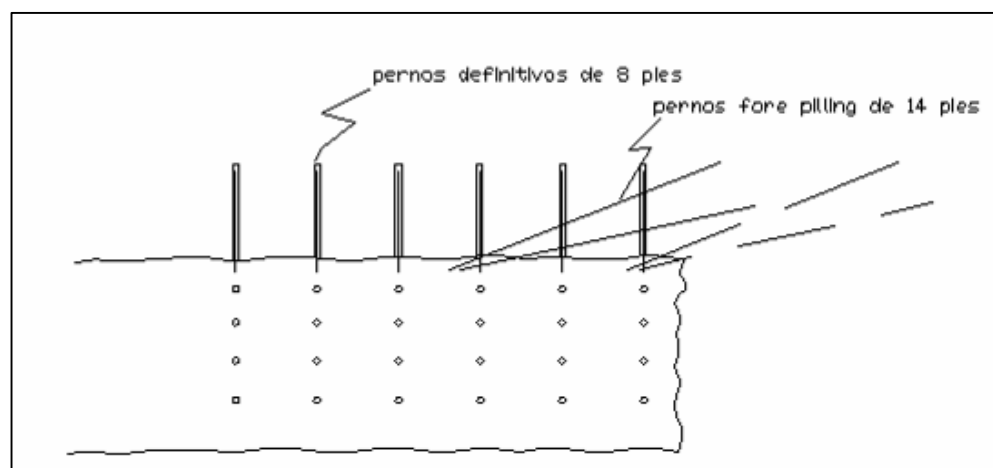


Figura 53. Paso 03

6.5.3 Sostenimiento con fore piling + pernos cementados + shotcrete

Se aplica en terrenos arcillosos, el procedimiento es el siguiente:

* **Paso 01:** Se instalan dos filas de pernos tipo fore piling (pernos de 14 pies de longitud) alrededor de todo el frente con una separación de 60 cm. y unas inclinaciones de 1° y 3° con respecto al techo de la labor minera. Y luego se procede a la perforación de taladros de producción sólo 8 pies de longitud.

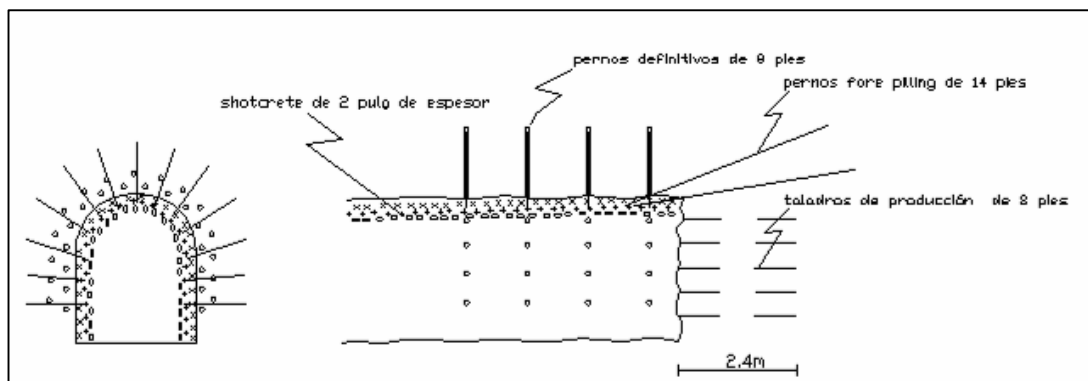


Figura 54. Paso 01

* **Paso 02:** Como el fore piling sirve como una especie de marchavantes, este nos permite trabajar bajo un techo sostenido; por lo que la limpieza del disparo de 2.40 metros de avance se realiza con total seguridad.

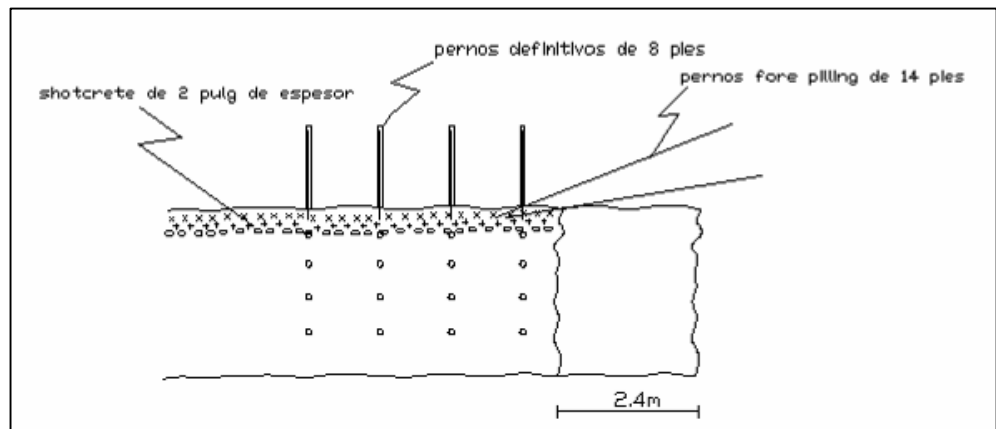


Figura 55. Paso 02

* **Paso 03:** Por último después de realizada la limpieza se procede a la aplicación de pernos definidos de 8 pies de longitud y la aplicación de shotcrete hasta alcanzar un espesor de 2 pulgadas; con lo cual la zona queda ya completamente sostenida y se puede seguir el avance de la labor minera. Luego se instalan nuevamente los fore piling y se sigue la secuencia la descrita.

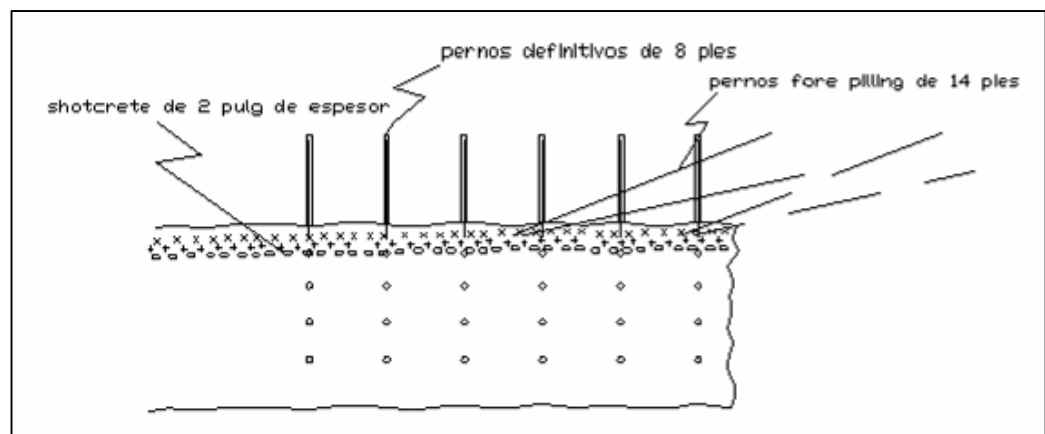


Figura 56. Paso 03

CAPITULO VII EVALUACION ECONÓMICA

7.1 COSTO DE SOSTENIMIENTO CON PERNOS CEMENTADOS

Datos Técnicos:						
N° de pernos / Hora:	18					
N° de pernos / Bolsa de cemento:	6					
Longitud del perno:	8	Pies				
Diametro del perno:	3/4	Pulg.				
Longitud de perforación:	7	Pies				
Velocidad de perforación:	3.7	Pies / Min				
COSTO MANO DE OBRA	N° Hh	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/perno	US\$ / perno
Perforista	1.00	Hh	3.18	3.18	0.18	
Emperdador	1.00	Hh	2.83	2.83	0.16	
Ayudante Empernador	1.00	Hh	2.65	2.65	0.15	
Ingeniero de guardia	0.20	Hh	6.94	1.39	0.08	
Chofer	0.20	Hh	2.26	0.45	0.03	
Total						0.58
MATERIALES	Cantidad	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/perno	US\$ / perno
Aceite de Perforación	0.06	Gln	7	0.42	0.02	
Barras de Perforación	38.40	mp	0.038	1.46	0.08	
Brocas de perforación	38.40	mp	0.104	3.99	0.22	
Fierros Corrugados	18.00	und	3.06	55.08	3.06	
Bolsas de Cemento	3.00	und	4.55	13.65	0.76	
Total						4.14
EQUIPOS	Cantidad	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/perno	US\$ / perno
Jumbo Atlas Copco MOD 282 2B	1.00	Hm	106.40	106.40	5.91	
Camioneta Empernadora	1.00	Hm	85.00	85.00	4.72	
Total						10.63
Implementos de Seguridad	3.40	Hh	0.14	0.48	0.03	0.03
COSTOS INDIRECTOS						
Gastos Generales	10%					1.54
Utilidad del Contratista	10%					1.54
Total Costo de Sostenimiento US\$ / perno						18.47

7.2 COSTO DE SOSTENIMIENTO CON SHOTCRETE

Datos Técnicos:						
m ² / Hora:		30				
Espesor del shotcrete:		2	Pulg.			
COSTO MANO DE OBRA	N° Hh	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/m ²	US\$/m ²
Preparación de Mezcla						
Ayudante Shotcretero	2.00	Hh	2.65	5.30	0.18	
Ayudante Shotcretero	2.00	Hh	2.65	5.30	0.18	
Lanzado de Mezcla						
Shotcretero	1.00	Hh	2.83	2.83	0.09	
Ayudante Shotcretero	1.00	Hh	2.65	2.65	0.09	
Ayudante Shotcretero	1.00	Hh	2.65	2.65	0.09	
Ingeniero de guardia	0.20	Hh	6.94	1.39	0.05	
Chofer	0.20	Hh	2.26	0.45	0.02	
Total						0.69
MATERIALES	Cantidad	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/m ²	US\$/m ²
Bolsas de Cemento	30.00	und	4.55	136.50	4.55	
Arena	3.00	m ³	5.60	16.80	0.56	
Aditivo	12.00	Gls	4.54	54.48	1.82	
Fibra Metálica	15.00	Kgrs	1.80	27.00	0.90	
Total						7.83
EQUIPOS	Cantidad	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/m ²	US\$/m ²
Compresora IR 950	1.00	Hm	30.00	30.00	1.00	
Aliva Labzadora	1.00	Hm	6.20	6.20	0.21	
Total						1.21
Implementos de Seguridad	7.40	Hh	0.14	1.04	0.03	0.03
COSTOS INDIRECTOS						
Gastos Generales	10%					0.98
Utilidad del Contratista	10%					0.98
Total Costo US\$ / m²						11.70

7.4 COSTO DE SOSTENIMIENTO CON FORE PILLING

Datos Técnicos:						
N° de pernos / Hora:	6					
N° de pernos / Bolsa de cemento:	3					
Longitud del perno:	14	Pies				
Diametro del perno:	3/4	Pulg.				
Longitud de perforación:	13	Pies				
Velocidad de perforacion:	3.7	Pies / Min				
COSTO MANO DE OBRA	N° Hh	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/perno	US\$ / perno
Perforista	1.00	Hh	3.18	3.18	0.53	
Emperador	1.00	Hh	2.83	2.83	0.47	
Ayudante Emperador	1.00	Hh	2.65	2.65	0.44	
Ingeniero de guardia	0.20	Hh	6.94	1.39	0.23	
Chofer	0.20	Hh	2.26	0.45	0.08	
Total						1.75
MATERIALES	Cantidad	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/perno	US\$ / perno
Aceite de Perforación	0.06	Gln	7	0.42	0.07	
Barras de Perforación	23.77	mp	0.038	0.90	0.15	
Brocas de perforación	23.77	mp	0.104	2.47	0.41	
Fierros Corrugados	6.00	und	3.06	18.36	3.06	
Bolsas de Cemento	3.00	und	4.55	13.65	2.28	
Total						5.97
EQUIPOS	Cantidad	Unidad	P.U.(US\$)	Total US\$	US\$/perno	US\$ / perno
Jumbo Atlas Copco MOD 282 2B	1.00	Hm	106.40	106.40	17.73	
Camioneta Empenadora	1.00	Hm	85.00	85.00	14.17	
Total						31.90
Implementos de Seguridad	3.40	Hh	0.14	0.48	0.08	0.08
COSTOS INDIRECTOS						
Gastos Generales	10%					3.97
Utilidad del Contratista	10%					3.97
Total Costo de Sostenimiento US\$ / perno						47.64

7.5 COSTO DE SOSTENIMIENTO POR METRO LINEAL DE AVANCE

Datos Técnicos:					
Sección de la labor: 4.5 x 3.8 m					
Avnace por disparo: 3.30 m					
	Cantidad	Unidad	P.U. (US\$)	Toatal US\$	US\$ / m
Sost. con pernos cementados	16	pernos	18.47	295.44	89.53
Sost. con shotcrete	62	m2	11.70	725.61	219.88
Sost. con pernos tipo fore pilling	24	pernos	47.64	1143.27	346.45
Sost. con cuadros metálicos	2	cuadros	1738.81	3477.62	1053.82
Sost. con fore pilling + pernos				1438.79	436.00
Sost. con fore pilling + pernos + shotcrete				2164.41	655.88

En el presente cuadro se muestra una comparación de los costos de los diferentes sistemas de sostenimiento (en US\$) y del costos de los mismos por metro lineal de avance (en US\$ / m). Para realizar el calculo del costo por metro lineal de avance se tomo una labor de sección típica de 4.5 m x 3.8 m con una longitud sin sostener de 3.3 m, es decir que se ha realizado un disparo y requiere ser sostenido.

Como se puede apreciar el costo para sostener esta área con cuadros metálicos es de US\$ 3477.62 y el costo por metro lineal de avance con cuadros metálicos es de US\$ 1053.82 /m; mientras que el costo para sostener la misma área con el empleo del sistema combinado usando el fore pilling es de US\$ 2164.41 (US\$ 1438.79 de los pernos tipo fore pilling + US\$ 295.44 de los pernos cementados + US\$ 1143.27 del shotcrete) y el costo por metro

lineal de avance con el empleo del sistema combinado usando el fore pilling es de US\$ 655.88 /m (US\$ 346.45 /m de los pernos tipo fore pilling + US\$ 89.53 /m de los pernos cementados + US\$ 219.88 /m del shotcrete).

En conclusión el uso del sostenimiento combinado usando el fore pilling en lugar del sostenimiento con cuadros metálicos implica un ahorro por metro lineal de avance de US\$ 397.94 /m.

CONCLUSIONES

1. Este trabajo puede servir de modelo para un estudio más completo del sostenimiento de un techo peligroso y cambiante. La solución obtenida con el uso del fore pilling garantiza la estabilidad del mismo mediante un procedimiento novedoso en cuanto su tecnología y método de control, haciendo posible un laboreo de alto rendimiento y muy bajo costo.
2. El conocimiento del mecanismo de estabilidad del terreno usando el fore pilling será de gran ayuda en el planteamiento del mismo problema en otras circunstancias, necesariamente distintas.
3. El costo de sostenimiento por metro lineal de avance utilizando los cuadros metálicos es de \$ 1053.82; mientras que utilizando sostenimiento con fore pilling + pernos cementados + shotcrete es de \$ 655.88.
4. El hecho de que el costo del sostenimiento usando el fore pilling + pernos cementados + shotcrete sea mas barato a de los cuadros metálicos de debe a que el costo de los materiales que se emplean en el primero son más baratos que los que se emplean en el segundo.

5. Las ventajas que se obtienen aplicando los sostenimientos definitivos (pernos y/o shotcrete) usando el fore pilling como sostenimiento preventivo, son los siguientes: es más económico por metro lineal de avance, es de fácil y rápida ejecución, menor utilización de mano de obra, menor utilización de materiales y equipo, da una mayor confianza al operador minero desde el punto de vista de seguridad y disminución de riesgos por caída de rocas.

6. Finalmente, se logro el objetivo general y los específicos que se plantearon para esta tesis.

RECOMENDACIONES

1. Continuar con la implementación del método de sostenimiento propuesto en reemplazo de los cuadros metálicos, por los beneficios económicos y operativos que ofrece.
2. Hacer extensivo su uso en las distintas unidades mineras donde sea factible su aplicación.
3. Continuar con el estudio del sostenimiento de un techo peligroso y cambiante, mediante el uso del fore pilling.
4. El fore pilling es solo un sostenimiento preventivo o provisional que como ya se mencionó en esta tesis actúa como un marchavante para poder trabajar sobre un techo seguro, por lo que necesariamente debe de ser instalado un sostenimiento definitivo para lograr estabilizar completamente la roca.
5. Es conveniente calcular y hacer pruebas para determinar la capacidad de sostenimiento temporal del fore pilling y el tiempo máximo que se tendría para un terreno de baja competencia, antes de realizar el sostenimiento definitivo. Esto daría una mayor confianza al operador de mina y reducir más el riesgo de la caída de rocas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Evert Hoek, Parctical Rock Engineering.
Evert Hoek Consulting Engineer Inc., Canadá (2006)
- David Rojas Córdova, Geomecánica aplicada al minado subterráneo.
Colegio de Ingenieros del Perú - CIP, Lima (2006)
- Nerio H. Robles Espinoza, Excavaciones y sostenimiento de túneles en roca.
CONCYTEC, Lima (1994)
- E. Hoek – E.T. Brown, Excavaciones subterráneas en roca.
Traducido de la primera edición.
Editorial Calypso, México (1985)
- Informes del Departamento de Geología de la mina Pallca
CIA Minera Santa Luisa.
- Luis Torres Yupanqui, Capacidad de anclaje de los pernos de roca.
Articulo publicado en Internet, Lima (2004)

- Fernando Gamero Sanpedro, La mecánica de rocas en la minería.
Editorial Ibergesa, España (1977)
- Stagg – Zienkiewicz, Mecánica de rocas en la ingeniería práctica.
Editorial Blume, España (1970)