

A photograph of four miners in a dark, rocky tunnel. They are wearing hard hats with headlamps and work clothes. One miner in the foreground is holding a long metal rod or tool. The tunnel walls are rough and uneven, with some rebar visible. The lighting is dim, with the primary light source being the miners' headlamps.

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

GUÍA DE CRITERIOS GEOMECÁNICOS PARA DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, SUPERVISIÓN Y CIERRE DE LABORES SUBTERRÁNEAS

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

Gerencia de Supervisión Minera:

Armando Huamán Aparicio: Gerente de Supervisión Minera (e)
Gerente de Supervisión de la Mediana Minería
Rolando Ardiles Velasco: Gerente de Supervisión de la Gran Minería

Especialistas de la Gerencia de Supervisión Minera

Hugo Mendieta Espinoza
Félix Arías Arce
Wilder Salas Marroquin
Eliana Nikaido Hokama
Natalia Curi Ayala

Primera edición: Mayo 2017

Editado por:

Osinergmin
Calle Bernardo Monteagudo 222
Magdalena del Mar, Lima, Perú

Impreso en:

INVERSIONES IAKOB S.A.C
Calle Los Talladores 474 Urb. Ind. El Artesano, Ate, Lima – Peru, Mayo 2017
RUC: 20562618008

Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2017-05838
Lima – Perú

CONTENIDO

1.	ALCANCES Y APLICACIÓN	11
2.	INTRODUCCIÓN	12
3.	RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	13
3.1	Técnicas de recolección de datos	13
3.1.1	Inspección de campo en etapa de estudios	14
3.1.2	Mapeo geomecánico de superficie	14
3.1.3	Mapeo geomecánico subterráneo	14
3.1.4	Perfiles o secciones geomecánicas.....	15
3.1.5	Logueo geotécnico de testigos de perforación	16
3.2	Descripción cuantitativa del macizo rocoso.....	17
3.2.1	Propiedades de roca intacta	17
3.2.2	Índice de calidad de roca RQD.....	20
3.2.3	Clasificación del macizo rocoso	25
3.2.4	Limitaciones de los sistemas de clasificación.....	33
3.2.5	Estructuras geológicas	34
3.2.6	Esfuerzos de pre minado	37
4.	DOMINIOS GEOMECÁNICOS	41
4.1	Modelo geomecánico.....	41
4.1.1	Modelo geológico	42
4.1.2	Modelo estructural	42
4.1.3	Modelo de macizo rocoso.....	42
4.1.4	Modelo hidrogeológico.....	42
4.1.5	Condiciones de esfuerzos	43
4.2	Dominios geomecánicos	43
4.3	Mecanismos de falla	43
4.3.1	Mecanismo de falla controlada por esfuerzos.....	43
4.3.2	Mecanismo de falla controlada por estructuras.....	44
5.	CRITERIOS GEOMECÁNICOS.....	46
5.1	Criterios geomecánicos	46
5.2	Criterios de aceptación	46
5.2.1	Factor de seguridad	46
5.2.2	Probabilidad de falla.....	47
6.	DISEÑO GEOMECÁNICO DEL MÉTODO DE MINADO	49
6.1	Factores característicos del Diseño Geomecánico	49

6.2	Métodos de explotación subterránea.....	49
6.2.1	Métodos sin soporte o hundimiento	50
6.2.2	Métodos soportados por pilares.....	50
6.2.3	Métodos artificialmente soportados	51
6.3	Métodos de explotación según exposición de personal.....	51
6.3.1	Métodos sin entrada de personal	51
6.3.2	Métodos con entrada de personal.....	51
6.4	Tipos de excavaciones subterráneas según su uso.....	52
6.4.1	Excavaciones mineras permanentes.....	52
6.4.2	Excavaciones mineras temporales.....	53
6.5	Riesgos asociados a los métodos de explotación y criterios de control.....	53
6.5.1	Manejo de riesgos de caída de rocas	53
7.	DISEÑO GEOMECÁNICO DE EXCAVACIONES	55
7.1	Método empírico.....	55
7.1.1	Método de diseño de abertura (span)	57
7.1.2	Método del índice de calidad del Raise Bore	58
7.1.3	Método gráfico de estabilidad Mathews.....	58
7.1.4	Método del equivalente lineal de sobre rotura/desprendimiento (ELOS)	63
7.1.5	Método gráfico de estabilidad de pilares	64
7.2	Métodos numéricos	65
7.2.1	Consideraciones generales.....	65
8.	CONSIDERACIONES GEOMECÁNICAS.....	67
8.1	Efectos de la voladura en el macizo rocoso.....	67
8.2	Tamaño y geometría de excavaciones	74
8.3	Desate de rocas	78
8.4	Tiempo de auto sostenimiento.....	79
8.5	Secuencia de explotación	80
9.	SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES.....	85
9.1	Diseño de sostenimiento.....	85
9.1.1	Criterios de diseño.....	85
9.1.2	Evaluación de demanda de sostenimiento.....	90
9.1.3	Evaluación de capacidad del sostenimiento.....	91
9.1.4	Diseño de sostenimiento.....	92
9.2	Tipos de sostenimiento de mina subterránea.....	94
9.2.1	Pernos de anclaje	95
9.2.2	Malla metálica	98
9.2.3	Concreto lanzado.....	99
9.2.4	Cable (Cable bolting)	100
9.2.5	Cimbras metálicas	102
9.2.6	Otros tipos de sostenimiento.....	103

9.3	Control de calidad de sostenimiento.....	105
9.3.1	Pre instalación.....	105
9.3.2	Durante instalación.....	106
9.3.3	Postinstalación.....	108
10.	RELLENO DE MINA	110
10.1	Relleno sin cemento.....	111
10.2	Relleno con cemento	113
10.3	Recomendaciones y ensayos para el relleno	116
11.	HERRAMIENTAS GEOMECÁNICAS PARA EL CONTROL OPERATIVO.....	117
11.1	Del titular minero.....	117
11.1.1	Construcción y mantenimiento de base de datos geomecánica	117
11.1.2	Inspecciones geomecánicas.....	118
11.1.3	Manejo de reportes e informes geomecánicos	119
11.1.4	Estudios geomecánicos.....	119
11.1.5	Formatos de reporte de caída de roca	122
11.1.6	Formatos de control y aseguramiento de calidad QC/QA.....	123
12.	INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO.....	125
12.1	Recomendaciones para el monitoreo e instrumentación	125
12.2	Planeamiento de un programa de instrumentación	126
12.2.1	Monitoreo operativo y selección de instrumentación	128
12.3	Monitoreo de desplazamientos	129
12.3.1	Cinta extensométrica.....	129
12.3.2	Extensómetro simple o de varillas	131
12.3.3	Pernos extensométricos o extensómetros de anclaje y cable bolting inteligente	131
12.4	Monitoreo de esfuerzos	133
12.4.1	Celdas de presión total	133
12.4.2	Celdas de carga	135
12.4.3	Red de monitoreo de eventos sísmicos inducidos.....	136
12.5	Control de daños por vibraciones de voladura en infraestructura.....	138
13.	CONSIDERACIONES GEOMECÁNICAS PARA EL PLAN DE CIERRE DE MINAS	141
13.1	Evaluación y estabilidad de los pilares corona	141
13.1.1	Mecanismos de falla del pilar corona	141
13.1.2	Métodos de análisis	142
13.2	Diseño de tapones para el cierre de labores mineras	143
13.2.1	Investigaciones de campo, recopilación de información y ensayos de laboratorio	143
13.2.2	Caracterización del macizo rocoso	144
13.2.3	Peligro sísmico	144
13.2.4	Diseño de tapón	144
13.2.5	Instrumentación y monitoreo post cierre	145

13.3	Métodos de cierre de labores mineras	146
13.3.1	Principales factores en la determinación del método de cierre	146
13.3.2	Tipos de cierre por presencia de agua en la labor subterránea.....	146
13.3.3	Cierre por el tipo de labor minera subterránea.....	147
13.4	Criterios geomecánicos para el cierre de minas.....	149
14.	FORMACIÓN Y COMPETENCIAS.....	151
14.1	Formación, competencias y funciones.....	151
14.2	Entrenamiento y desarrollo profesional	152
14.2.1	Educación formal.....	152
14.2.2	Cursos cortos externos o internos	152
14.2.3	Conferencias técnicas.....	153
14.2.4	Publicaciones y otras actividades individuales.....	153
15.	SUPERVISIÓN Y FISCALIZACIÓN	154
15.1	Revisión de base de datos, caracterización, diseño y gestión	154
15.2	Revisión de construcción y sostenimiento	155
15.3	Estándares de sostenimiento	156
15.4	Indicadores geomecánicos.....	159
16.	AUDITORÍA.....	161
	REFERENCIAS.....	163
	ANEXOS	169

Lista de Tablas

Tabla 3-1. Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad (Olalla-Sopeña, 1991)	20
Tabla 3-2. Interpretación de valores de RQD (Deere, 1964)	21
Tabla 3-3. Relación entre RQD y frecuencia lineal (Villaescusa 1992)	23
Tabla 3-4. Interpretación de los valores de RMR, (Bieniawski, 1989).....	25
Tabla 3-5. Valoración de la presencia de agua en el frente	26
Tabla 3-6. Criterios para la valoración de la resistencia de discontinuidades	27
Tabla 3-7. Criterios para la valoración de la alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua	27
Tabla 3-8. Ajuste por orientación del túnel respecto a las discontinuidades principales	27
Tabla 3-9. Interpretación del índice Q (Barton, 1974)	30
Tabla 3-10. Parámetros de ajuste según la orientación estructural	31
Tabla 3-11. Correlaciones entre los sistemas de clasificación de macizo rocoso	33
Tabla 3-12. Criterios empíricos para la estimación del módulo de deformación de macizos rocosos	38
Tabla 3-13. Cantidad y tipo de ensayos in situ recomendados.....	40
Tabla 5-1. FS recomendados según plazo de estabilidad.....	47
Tabla 6-1. Tipos de excavaciones mineras subterráneas	52
Tabla 7-1. Software geomecánico – Métodos numéricos.....	66
Tabla 8-1. Datos del esquema de voladura	71
Tabla 8-2. Explosivos y avance para excavación túnel 5 m x 5 m (Barrick Goldstrike)	73
Tabla 8-3. Índice de Volabilidad de Lilly (1992).....	73
Tabla 9-1. Energía de absorción basada en pruebas a paneles (NB, 2011).....	86
Tabla 9-2. Cantidad mínima de ensayos a elementos de sostenimiento instalados	91
Tabla 9-3. Diseño empírico del sostenimiento (Barton)	92
Tabla 9-4. Velocidad pico partícula y demanda de energía	94
Tabla 9-5. Características de pernos de anclaje (Pakalnis, 2014)	95
Tabla 9-6. Resistencias típicas a la adherencia (Pakalnis, 2014)	96
Tabla 9-7. Capacidad de absorción de energía de elementos de soporte (Kaiser, 1996)	97
Tabla 9-8. Capacidad de la malla metálica para retener rocas sueltas entre pernos (Pakalnis, 2014)	99
Tabla 9-9. Mezcla referencial de concreto lanzado reforzado con fibra metálica y micro sílice (alta resistencia $f'c = 350$ kg/cm ²).....	100
Tabla 12-1. Enfoque sistemático del planeamiento de un programa de instrumentación.....	127
Tabla 12-2. Equipos utilizados en las mediciones geotécnicas	128
Tabla 12-3. Valores máximos de la velocidad de partícula (mm/s) para evitar daños	138
Tabla 12-4. Valor pico de la mayor componente de la velocidad medida en el terreno	138
Tabla 16-1. Valoración de auditoría de acuerdo al grado de cumplimiento.....	161

Lista de Figuras

Figura 3-1. Sección geomecánica típica	16
Figura 3-2. Envolvente de rotura del criterio de Hoek & Brown	19
Figura 3-3. Proceso comúnmente usado para evaluar el valor del RQD de un testigo (ACG, 2003)	22
Figura 3-4. Proceso comúnmente utilizado para evaluar el RQD a partir del mapeo de paredes de excavaciones subterráneas (ACG, 2003).....	22
Figura 3-5. Relación entre espaciamiento de discontinuidad y RQD, Bieniawski (1989)	24
Figura 3-6. Gráfico para la puntuación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c)	26
Figura 3-7. Gráfico para la puntuación del número de discontinuidades por metro	26
Figura 3-8. Valores de F_e en función del RMR.....	28
Figura 3-9. Valores de F_s en función del ICE.....	28
Figura 3-10. Diagrama de flujo que ilustra el procedimiento para evaluar los índices IRMR y MRMR de calidad geotécnica (modificada de Laubscher & Jakubec, 2001).....	29
Figura 3-11. GSI (Hoek, Marinos 2000).....	32
Figura 3-12. Plano de Planta de estructuras principales (SRK, 2014)	34
Figura 3-13. Modelo estructural en 3D (SRK, 2014)	35
Figura 3-14. Plano de planta genérico mostrando las juntas mapeadas con la orientación de la traza en planta (SRK, 2014).....	36
Figura 3-15. Representación Estereográfica (SRK, 2014).....	36
Figura 3-16. Ratio del esfuerzo horizontal y vertical para diferentes Módulos de Elasticidad (E_h) basado en la Ecuación de Sheorey (1994).....	37
Figura 3-17. Constante de esfuerzo K vs profundidad (Hoek & Brown, 1980)	38
Figura 3-18. Mapa de esfuerzos en Perú. (WSM, 2016)	39
Figura 4-1. Proceso de Diseño Geomecánico	41
Figura 4-2. Ejemplos de mecanismos de falla y comportamiento del macizo rocoso para facilitar la compresión del comportamiento del macizo rocoso (modificado de Lorig, 2009).....	44
Figura 6-1. Clasificación de métodos de explotación según respuesta del macizo rocoso al minado (B.G.H. Brady y E.T. Brown, 2005).....	50
Figura 7-1. Metodología de diseño que incorpora esfuerzos, estructuras y macizo rocoso (Pakalnis, 2014).....	56
Figura 7-2. Definición de span (abertura crítica, luz o ancho), (Pakalnis, 1993).....	57
Figura 7-3. Curva de diseño de excavaciones (Pakalnis, 2002).....	58
Figura 7-4. Relación entre el diámetro de la excavación vertical & Q_r (McCracken y Stacey, 1989)	58
Figura 7-5. Factor de Esfuerzo en la Roca, A.....	59
Figura 7-6. Factor Orientación de Juntas, B.....	60
Figura 7-7. Factor de Ajuste Gravitatorio, C	61
Figura 7-8. Radio Hidráulico (RH).....	61
Figura 7-9. Factor de Radio (RF)	62
Figura 7-10. Gráfico de Estabilidad Modificado (N').....	62
Figura 7-11. Gráfico de Estabilidad Extendido de Mathews (C. Mawdesley, R. Trueman, 2001).....	63
Figura 7-12. Estimación empírica de desprendimiento de las cajas ELOS (Clark, 1998).....	63
Figura 7-13. Gráfico de estabilidad de Lunder y Pakalnis (1997).....	64
Figura 8-1. Tipos de interferencia de la vibración (Laos, 2016).....	69
Figura 8-2. Configuración para adquisición de datos de vibraciones (campo cercano) (Persson, Holmberg & Lee, 1994)	70
Figura 8-3. Evaluación y control de la zona de daños por voladura en la roca encajonante (Laos, 2016)	71
Figura 8-4. Control de la sobre excavación en túneles (Laos, 2016).....	72
Figura 8-5. Longitud de taladros largos en función del diámetro y de la precisión de la perforación (Villaescusa, 2014).....	72

Figura 8-6. PPV versus distancia escalada para diferentes valores de calidad del macizo rocoso (Cáceres, 2011)....	74
Figura 8-7. Forma de las excavaciones, (SNMPE, 2004).....	75
Figura 8-8. La forma de las excavaciones deberá acomodarse a rasgos estructurales, (SNMPE, 2004).....	75
Figura 8-9. Orientación de la excavación con respecto a los rasgos estructurales, (SNMPE, 2004)	76
Figura 8-10. Excavaciones estables e inestables en roca diaclasada (SNMPE, 2004)	77
Figura 8-11. A mayor tamaño de la excavación se favorece la inestabilidad (SNMPE, 2004).....	78
Figura 8-12. Tiempo de auto sostenimiento de acuerdo al RMR (Bieniawski 1989)	79
Figura 8-13. Secuencia de minado de arriba hacia abajo y de abajo hacia arriba (Villaescusa, 2014)	80
Figura 8-14. Secuencia de minado de norte a sur (Grant D. & De Kruijff 2000)	81
Figura 8-15. Secuencia tipo damero en cuerpos masivos (Trotter, D. A. 1991).....	81
Figura 8-16. Secuencia de minado de arriba hacia abajo dejando pilares permanentes (Villaescusa, 2014).....	82
Figura 8-17. Secuencia de extracción de abajo hacia arriba usando relleno (Villaescusa, 2014)	82
Figura 8-18. Secuencia de minado en pirámide (Villaescusa, 2014)	83
Figura 8-19. Secuencia de minado de piso a techo (Villaescusa, 1996)	83
Figura 8-20. Modelamiento de la secuencia de minado utilizando Map3D (SRK, 2012)	84
Figura 9-1. Curvas Características interacción Macizo Rocosu (terreno) – Sostenimiento (SNGM, 2002)	86
Figura 9-2. Gráfico de Sostenimiento del Sistema Q.....	87
Figura 9-3. Análisis Estereográfico para evaluar caída por gravedad o deslizamiento	88
Figura 9-4. Análisis de “Peso Muerto”	88
Figura 9-5. Modelación de las zonas de daño alrededor de una excavación (Modificado de Villaescusa, 2014).....	89
Figura 9-6. Aplicación del Gráfico de Sostenimiento del Sistema Q	93
Figura 9-7. Gráfica carga vs deformación, (Stilborg), pruebas realizadas por la Universidad Lulea en Suiza, se empleó concreto de alta resistencia: $R_c = 60$ MPa para simular bloques de roca.....	96
Figura 9-8. Capacidad de la malla metálica para retener rocas sueltas entre pernos (Pakalnis, 2014).....	98
Figura 9-9. Métodos de inyección de cables de anclaje (Hoek, Kaiser, Bawden, 1995)	101
Figura 9-10. Configuración de cables de anclaje (Hoek, Kaiser y Bawden, 1995).....	102
Figura 10-1. Contenido de cemento (% volumen) vs resistencia compresiva uniaxial (Douglas F. Hambley)	113
Figura 12-1. Extensómetro de cinta para mediciones de convergencia	129
Figura 12-2. Ubicación de los puntos de convergencia.....	130
Figura 12-3. Convergencia vs tiempo	130
Figura 12-4. Gráfica velocidad de convergencia	131
Figura 12-5. Extensómetro simple y extensómetro de varillas	131
Figura 12-6. Pernos extensométricos y complementos.....	132
Figura 12-7. Cable bolting inteligente o SMART cable	132
Figura 12-8. Monitoreo de pernos extensométricos	133
Figura 12-9. Monitoreo de pernos extensométricos	133
Figura 12-10. Celdas de presión total	134
Figura 12-11. Celdas de presión instaladas.....	134
Figura 12-12. Esquema de instalación de celdas de presión.....	135
Figura 12-13. Evolución de la carga soportada por el concreto.....	135
Figura 12-14. Instalación de celdas de carga	136
Figura 12-15. Esquema de un sistema de monitoreo microsísmico	137
Figura 12-16 Normas alemana y española, indicando los valores límites en función de la velocidad de vibración de partícula y la frecuencia, para no causar daños en las edificaciones.....	139
Figura 12-17 Niveles de vibración de la misma voladura evaluados con las normas DIN 4150 y UNE 22-381.....	140
Figura 13-1. Mecanismo de falla del pilar corona por fracturamiento de roca (MEM, 2007)	142
Figura 13-2. Gráfico de estabilidad de ancho escalado de pilares corona (Carter, 2002)	143
Figura 13-3. Tapón de concreto reforzado en labor horizontal para alta presiones de agua. (Aduvire, 2000)	147
Figura 13-4. Ubicación del tapón en un cierre para labor inclinada. (Aduvire, 2000)	148
Figura 13-5. Esquema de cierre para chimeneas con loza de concreto y refuerzo en paredes. (Aduvire, 2000)	148

PRESENTACIÓN

El Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería - Osinergmin, a través de la Gerencia de Supervisión Minera, está encargado de supervisar y fiscalizar el cumplimiento de las disposiciones legales y técnicas sobre seguridad de la infraestructura, las instalaciones y la gestión de operaciones, en las actividades mineras de la mediana y gran minería.

Conscientes de la función que se nos ha asignado, nuestro esfuerzo y compromiso está dirigido principalmente a la disminución de los accidentes mortales que ocurren en las operaciones mineras hasta lograr cero accidentes.

Las actividades mineras subterráneas de explotación de minerales son consideradas como una de las actividades de mayor riesgo que realiza el hombre. Son muchos los factores de riesgo que se presentan en dicha actividad. La necesidad de materia prima (minerales) ha aumentado y con ello la profundización de los yacimientos, lo que conlleva el desarrollo de nuevos métodos y equipos de explotación más eficientes y sofisticados.

Se conoce que el desprendimiento de roca es uno de los mayores riesgos para los trabajadores mineros en la minería subterránea. Asimismo, es importante mencionar que la exposición al riesgo en las excavaciones subterráneas se presenta desde las actividades de exploración hasta el cierre de la mina. Se estima que en el Perú, el desprendimiento de roca representa el 32% de los accidentes mortales ocurridos en los últimos 15 años.

Si bien el desarrollo de controles para la prevención de caída de rocas es un trabajo compartido entre todas las áreas comprometidas con la operación, el área de geomecánica, por ser la encargada de estudiar el comportamiento mecánico del macizo rocoso, tiene la principal participación para garantizar la seguridad de los trabajadores.

El área de geomecánica es la encargada de realizar la evaluación del macizo rocoso durante el diseño, construcción, operación y cierre, con la finalidad de controlar los desprendimientos de rocas mediante el sostenimiento adecuado y oportuno que mantengan la estabilidad física de las excavaciones mineras subterráneas.

Por tal motivo, consideramos de gran utilidad contar con una herramienta y referente técnico en la especialidad de geomecánica que pueda ser consultada por los operadores mineros, consultores y supervisores a fin que las operaciones mineras subterráneas se desarrollen bajo criterios técnicos y de forma segura.

Esperamos que la presente Guía contribuya con el objetivo común de desarrollar las actividades mineras sin accidentes.

Lima, mayo de 2017

Ing. Armando Huamán Aparicio

Gerente de Supervisión Minera del Osinergmin (e)

1. ALCANCES Y APLICACIÓN

Esta guía de criterios geomecánicos, para el diseño, construcción, operación y cierre de labores mineras subterráneas, ha sido elaborada con la finalidad de ser una herramienta y referente técnico para que los operadores mineros, consultores, supervisores, fiscalizadores, y funcionarios puedan realizar sus respectivas funciones bajo criterios técnicos que permitan el desarrollo de operaciones mineras subterráneas en forma segura. Así el público objetivo de esta guía comprende, entre otros, a los siguientes actores:

- i. Operadores mineros (titulares mineros y contratistas), encargados de conducir y ejecutar las operaciones mineras.
- ii. Empresas consultoras dedicadas al diseño de las labores mineras (método de minado, diseño de labores, metodología de excavación, sostenimiento y cierre de minas).
- iii. Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros (DGAAM), en su rol de revisar y aprobar los Instrumentos de Gestión Ambiental (IGA).
- iv. Dirección General de Minería (DGM) en lo referente a la emisión de autorizaciones de actividades mineras de exploración y explotación.
- v. Direcciones Regionales de Energía y Minas (DREM), en lo relacionado a supervisión de minería en pequeña escala y programas de formalización.
- vi. Servicio Nacional de Certificación Ambiental para las Inversiones Sostenibles (SENACE), en su rol de revisar y aprobar Estudios de Impacto Ambiental detallados (EIA-d) correspondientes a actividades mineras.
- vii. Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería (Osinergmin), encargado de supervisar y fiscalizar el cumplimiento de las disposiciones legales y técnicas sobre seguridad de la infraestructura, las instalaciones y la gestión de operaciones en las actividades mineras.

La presente guía tiene como base legal y antecedentes los criterios señalados en la siguiente regulación peruana:

- i. Reglamento en Seguridad y Salud Ocupacional en Minería, aprobado mediante Decreto Supremo N° 024-2016-EM.
- ii. Guía para el Diseño de Tapones para el Cierre de Labores Mineras, DGAAM, año 2007.
- iii. Guía para la Evaluación de la Estabilidad de los Pilares Corona, DGAAM, año 2007.
- iv. Texto Único Ordenado de la Ley General de Minería, aprobado por Decreto Supremo N° 014-92-EM.

La guía brinda recomendaciones, con un enfoque sistemático y secuencial, basada en las mejores prácticas que son aplicadas en las diversas operaciones y proyectos mineros. Asimismo, en la preparación de esta guía se ha tomado en cuenta guías similares publicadas en países con tradición minera como Australia, Canadá y Sudáfrica, publicaciones internacionales y recomendaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM).

2. INTRODUCCIÓN

En los últimos 10 años, los accidentes por caída de roca han encabezado la lista de accidentes con consecuencias mortales en minería subterránea. Sobre la base de este hecho, Osinergmin ha iniciado un esfuerzo para difundir los criterios geomecánicos que según las mejores prácticas de la ingeniería se emplean actualmente para el diseño, construcción, operación y cierre de labores mineras, a fin de disminuir drásticamente esta fatal estadística.

Esta guía no pretende ser un manual de diseño, sino que presenta los lineamientos principales, de una manera sistemática, es decir, los criterios geomecánicos necesarios para el diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas en las diferentes etapas del ciclo minero.

Los capítulos 3, 4 y 5 cubren los aspectos necesarios para la investigación y recopilación de datos in situ y laboratorio, permitiendo posteriormente clasificar al macizo rocoso, lo que sumado a las estructuras geológicas principales y al estado de esfuerzos previo al minado, permitirán establecer un modelo geomecánico.

Los capítulos 6, 7 y 8 comprenden el diseño de la mina bajo un criterio geomecánico, cubriendo los principales métodos de minado y las consideraciones que se deben tener, así como, los riesgos asociados a cada uno de ellos. En cuanto al diseño de excavaciones se han considerado las metodologías más usadas como: el método gráfico de estabilidad, los métodos empíricos y los métodos numéricos. También, se hace referencia a puntos importantes como la vida de la mina, los efectos de la voladura en el macizo rocoso y la secuencia de explotación.

En los capítulos 9 y 10 se desarrollan los lineamientos a tomar en cuenta para diseñar el sostenimiento, las recomendaciones a ser consideradas en los diversos tipos de sostenimiento, así como el control de la calidad del sostenimiento (durante y después de la instalación). En cuanto al relleno de mina, se indican las consideraciones técnicas que hay que tener en cada tipo de relleno y el control de calidad del relleno.

Los capítulos 11, 12 y 13 cubren los aspectos requeridos en las herramientas geomecánicas de control operativo tanto del titular minero, como de la supervisión y fiscalización. También se toman en cuenta tópicos de instrumentación, monitoreo y las consideraciones geomecánicas para la operación y cierre de minas.

Los capítulos 14, 15 y 16 desarrollan los requerimientos de formación, competencia, funciones y entrenamiento del personal encargado del área geomecánica por parte del titular minero, así como la supervisión y fiscalización, y las herramientas de auditoría geomecánica; también, se incluyen los anexos desarrollados en los diferentes capítulos de la guía.

3. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

3.1 Técnicas de recolección de datos

Para la extracción de minerales con valor económico por minería subterránea, primero es necesario acceder hacia la zona a explotar mediante la excavación de labores de desarrollo y preparación dentro del macizo rocoso in situ circundante al cuerpo mineralizado. Una vez logrado esto, es necesario extraer el mineral mediante distintas técnicas o métodos de minado. Estos métodos podrán ser selectivos o masivos, de acuerdo a las características geométricas del cuerpo mineralizado, grado o ley del mineral y a las características geomecánicas de la roca mineralizada y de la roca circundante.

Para la etapa de estudios, deberán conocerse las características geomecánicas tanto de la roca circundante como de la roca mineralizada, para lo cual se emplean una serie de técnicas de recolección de información que nos permitan entender el comportamiento y reacción del macizo rocoso frente a las excavaciones. El macizo rocoso es un material geológico muy complejo y heterogéneo, por lo que describir y definir sus características puede requerir una cantidad considerable de investigaciones geomecánicas.

Por ello, es recomendable que se considere la recolección de información geomecánica desde el inicio de vida de un proyecto. Así, durante la etapa de exploración de un yacimiento minero se ejecutan perforaciones diamantinas, las que, además de la información geológica, deberán ser registradas mediante logueo geomecánico de parámetros como RQD, frecuencia de fracturas, resistencia a la carga puntual y alteración en la roca sana y en las discontinuidades. Es conveniente que el logueo se realice inmediatamente después de extraer los testigos de perforación ya que de hacerlo posteriormente muchos de los testigos podrían perderse, sea por el muestreo geológico o metalúrgico, manipulación, almacenamiento inadecuado, etc.

Asimismo, durante esta etapa de exploración debe empezarse el mapeo geomecánico de la zona de interés en afloramientos accesibles para enriquecer la base de datos. El almacenamiento fotográfico y digital de toda la información recopilada también es esencial para actividades posteriores de validación o verificación.

En la etapa de operación, se deberá realizar la recolección sistemática de información, siendo el departamento de geomecánica el responsable de la obtención y procesamiento de la misma. Las actividades o técnicas usuales que se emplean son el mapeo geomecánico por celdas, por línea de detalle y el logueo de testigos de perforación.

Es importante establecer los criterios que determinen las técnicas que deben emplearse. Por ejemplo, si se necesitase obtener información geomecánica de todo un nivel, lo más conveniente y recomendable sería realizar el mapeo por celdas mediante estaciones geomecánicas; mientras que si se necesitase obtener información de una zona donde será ubicada una cámara de chancado, el mapeo por línea de detalle resultaría ser más conveniente. Es importante resaltar que esto no implica que no se puedan desarrollar las dos técnicas a la vez, simplemente se mencionan la practicidad de cada una según la necesidad, y si se cuentan con los medios para desarrollar todas las técnicas propuestas, es recomendable ejecutarlas para así enriquecer la base de datos geomecánica.

Asimismo, cuando es imposible acceder a la cara de la roca de manera directa (caso de exploración en una mina), el logueo geomecánico/geotécnico de testigos permitirá obtener la información de la zona de interés para poder determinar las características del macizo rocoso.

Finalmente, para la etapa de cierre de mina, es importante mantener el enfoque de recolección de información de campo, debido a que las actividades de cierre requerirán de datos geomecánicos, los mismos que podrán obtenerse sólo si se cuenta con una base de datos actualizada. Por ello es necesario que las técnicas de recolección de datos y la creación de bases de datos geotécnicos sean desarrolladas y mantenidas durante toda la vida del proyecto.

3.1.1 Inspección de campo en etapa de estudios

En el caso de proyectos donde aún no hay construcciones (excavaciones) se pueden realizar mapeos geológicos de los afloramientos rocosos, así como documentar la evidencia de estructuras geológicas mayores (fallas) en la zona. Incluso, si es posible, se pueden realizar estaciones geomecánicas en los afloramientos accesibles.

Normalmente, este trabajo inicial es desarrollado por el área de geología, ya que los geólogos de exploración son los primeros que empiezan a documentar el yacimiento. Esto deberá complementarse con el estudio geomecánico determinado, la litología (diferentes tipos de roca), zonas de alteración, fallas regionales y locales, frecuencia de fracturas, e incluso el "RQD" (Índice de Calidad de la Roca), los cuales son recopilados constantemente, desde el inicio de los proyectos de exploración, e incorporados en los modelos geológicos de la mina.

Es común que en las etapas iniciales del proyecto se utilicen técnicas remotas para la interpretación, como el uso de fotografías aéreas y las investigaciones geofísicas, que podrían ser revisadas posteriormente y ayudar con el modelo geomecánico preliminar.

3.1.2 Mapeo geomecánico de superficie

Se deberán realizar en afloramientos de macizo rocoso en las inmediaciones del yacimiento y consistirán en mapeos geomecánicos por celdas y mapeos geomecánicos por línea de detalle los cuales se describen en el ítem 3.1.3.1 y 3.1.3.2

3.1.3 Mapeo geomecánico subterráneo

El mapeo geomecánico incluye al mapeo por celdas, mapeo por línea de detalle y/o mapeo de arco rebatido.

3.1.1.1 Mapeo geomecánico por celdas

El mapeo geomecánico por celdas se desarrolla a través de la ejecución de estaciones geomecánicas, las cuales deben abarcar un área aproximada de 3m x 3m.

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

Todo ello, para definir los parámetros que permitirán clasificar el macizo rocoso mediante el sistema RMR (Rock Mass Rating) y GSI (Índice de Resistencia Geológica).

Asimismo, permitirá la clasificación del macizo rocoso en el Sistema Q mediante la definición de parámetros como RQD, J_n, J_r, J_a, J_w y SRF.

Es importante determinar los casos en los cuales conviene realizar el mapeo geomecánico por celdas en lugar de cualquier otra técnica propuesta en la presente guía. Ello dependerá, en última instancia, del tipo de evaluación a realizarse y de la magnitud de la misma. En caso de requerirse la caracterización de todo un nivel de una mina para elaborar la zonificación geomecánica, será necesario abarcar un área más extensa; dicha zonificación podrá desarrollarse mediante la realización de estaciones geomecánicas distribuidas a lo largo de todo el nivel, abarcando los distintos tipos litológicos y también deberán registrarse todas las estructuras geológicas principales.

3.1.1.2 Mapeo geomecánico por línea de detalle

El mapeo geomecánico por línea de detalle registra las discontinuidades expuestas en las paredes de rocas de afloramientos superficiales o labores subterráneas. El mapeo consiste en establecer una línea, para lo cual se emplea

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

La información recopilada debe ser registrada en una hoja estándar cuyo formato permita almacenar la información de manera ordenada y sencilla. De igual manera, es importante acotar los criterios que determinan cuándo debe desarrollarse el mapeo por línea de detalle en lugar de las otras técnicas, básicamente esto radica en el tipo evaluación a realizar y el grado de detalle. Puede presentarse el caso de requerir evaluar una excavación permanente, como una cámara de chancado, por ejemplo. Lo recomendable para un estudio de ingeniería de detalle, sería realizar el mapeo por línea de detalle debido a que permitirá obtener mayor información estructural sobre una zona relativamente concentrada.

3.1.1.3 Mapeo geomecánico por arco rebatido

El método de mapeo de arco rebatido implica crear un mapa de la superficie de la excavación subterránea, tanto de la bóveda como de los hastiales. Este método de mapeo reproduce una representación que está virtualmente libre de distorsión e interpretación presente en otros métodos, donde las características geológicas se proyectan en un plano o sección.

El método de arco rebatido fue desarrollado en 1970 por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (*US Army Corps of Engineering, 2001*), y plantea utilizar una superficie "desenrollando" o "aplanando" la circunferencia del túnel o eje para formar un "plano" de toda la superficie de las paredes, donde se trazan a escala las características geológicas y geomecánicas.

El método es especialmente eficaz, porque las características geológicas de todos los tipos de roca se pueden trazar directamente sobre el mapa independientemente de la orientación o la ubicación sin necesidad de proyección; asimismo, el método es útil para trazar discontinuidades y fallas que son difíciles de proyectar a un plano como en otros métodos. Se recomienda utilizar este método de mapeo en excavaciones permanentes que posean dimensiones considerables y/o complejas (ej. cuarto de máquinas, talleres, comedores, cámara de chancado subterráneo, etc.).

3.1.4 Perfiles o secciones geomecánicas

Los perfiles geomecánicos se desarrollan a partir de cortes o secciones sobre una zona determinada, en la cual se detalla la información geológica (litología, contactos, estructuras geológicas mayores y menores, etc.) y la calidad del macizo rocoso en base a la clasificación geomecánica establecida.

Estas secciones geomecánicas tienen como objetivo mostrar, de manera clara, sencilla y esquemática, la variación del comportamiento del macizo rocoso en una zona dada; asimismo, pueden ser utilizadas en el proceso de zonificación geomecánica, donde se establecen las zonas con comportamiento y propiedades más o menos homogéneos.

Además, las secciones geomecánicas suelen ser utilizadas como datos de entrada o "input" en las simulaciones de software (por ejemplo, Phase2), donde se analiza la estabilidad de las excavaciones y el efecto de minado. Para la realización de estas secciones, se recomienda contar con el apoyo del área de geología, ya que normalmente es la encargada de realizar los cortes y secciones esquemáticas de la mina.

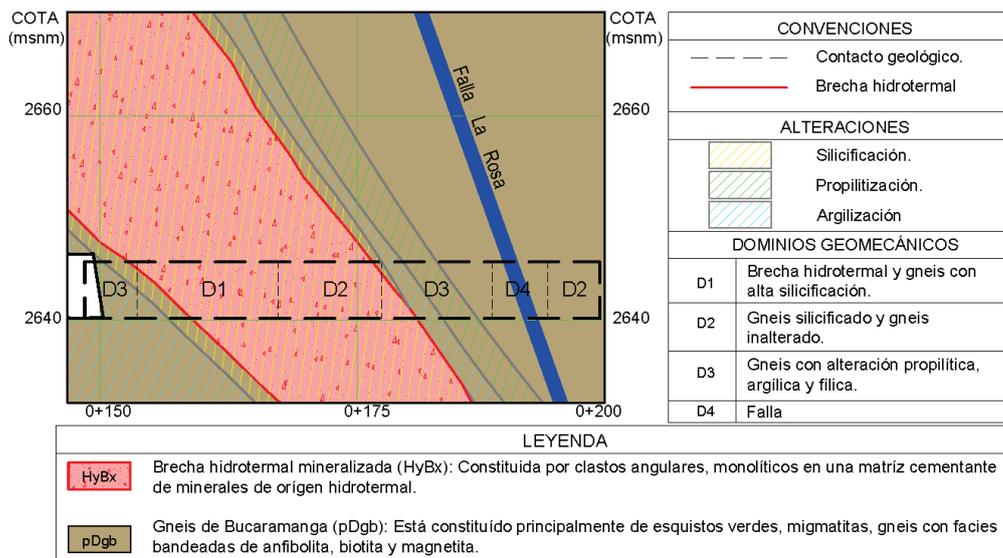


Figura 3-1. Sección geomecánica típica

3.1.5 Logueo geotécnico de testigos de perforación

Como se mencionó anteriormente, los testigos de perforación diamantina que se realizan en la fase de exploración de un yacimiento minero no son aprovechados en su totalidad debido a que no son logueados geotécnicamente. Muchos de ellos se pierden por diversos factores, lo cual da como resultado que no se recopile información relevante a ser empleada durante la fase de diseño de la mina. Por ello, se resalta la importancia de construir una base de datos geomecánica desde el inicio de los proyectos que consideren al logueo geotécnico de testigos como actividad fundamental para el proceso de recolección de datos.

El logueo geotécnico permite obtener información geotécnica, características y propiedades del macizo rocoso a partir de testigos de perforación diamantina, los que pueden ser testigos de exploración geológica o taladros orientados (en una fase posterior). La información que se recopilará a partir del logueo geotécnico de testigos será empleada básicamente para realizar la caracterización y clasificación del macizo rocoso mediante los sistemas RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton.

Los parámetros que se registran en el logueo geotécnico de taladros de exploración geológica son básicamente los relacionados a las coordenadas del collar y orientación de la perforación diamantina. Posteriormente se registran o loguean los siguientes datos en cada tramo o corrida de perforación: Profundidad de la corrida (desde-hasta), litología, recuperación, RQD, número de fractura del tramo, resistencia (a carga puntual), rugosidad, relleno, meteorización y las observaciones que se consideren convenientes de acotar referentes a la perforación como son presencia de agua subterránea, interrupción de la perforación, etc. Los formatos de logueo propuestos por la presente guía se muestran en el anexo A.

La información a recolectar dependerá, en gran medida, de lo que se desea analizar o evaluar. Por ejemplo, para la caracterización y evaluación de la estabilidad y dilución de las paredes laterales de los tajeos en vetas, se recomienda loguear geotécnicamente al menos 20 metros desde el tajeo proyectado hacia la caja techo, 50 metros hacia la caja piso y toda la estructura mineralizada. Por su parte, para la evaluación de la estabilidad de piques y/o labores verticales, se necesita mayor detalle para la evaluación de las estructuras, por ello es recomendable el logueo geotécnico de taladros orientados en los alrededores del eje de la excavación vertical.

3.2 Descripción cuantitativa del macizo rocoso

3.2.1 Propiedades de roca intacta

El macizo rocoso está compuesto por roca intacta y estructuras geológicas. La respuesta de la roca intacta bajo condiciones de esfuerzos especialmente si se trata de roca masiva y rígida de alta resistencia sujeta a altos esfuerzos (in situ o inducidos) puede conducir a condiciones de estallido de roca; mientras que una roca suave y altamente deformable puede conducir a un comportamiento elastoplástico de altas deformaciones que con el tiempo pueden cerrar la excavación o abertura.

Las propiedades mecánicas de la roca intacta son: resistencia a la compresión simple, resistencia a la tracción, resistencia al corte, resistencia a prueba triaxial; la determinación de propiedades elásticas como: el módulo de elasticidad, relación de Poisson; y los ensayos para las propiedades físicas de la roca como son densidad, peso unitario, humedad, porosidad, absorción etc., están en su totalidad estandarizadas por las normas emitidas por la American Society for Testing and Materials (ASTM) o por aquellas propuestas por la ISRM.

La preparación de las muestras para los ensayos de las propiedades mecánicas de rocas, sus dimensiones y el número de ensayos son puntos importantes que deben tomarse en cuenta al momento de recoger en el campo los bloques de roca que posteriormente serán remitidos al laboratorio. Cada tipo de ensayo tiene sus normas en cuanto a dimensiones, orientación de ensayo, etc., las cuales deben observarse cuidadosamente si deseamos obtener resultados que sean representativos y válidos para ser empleados en el diseño.

A continuación, se listan y resumen brevemente los distintos tipos de ensayos que permiten determinar las propiedades de la roca intacta.

3.2.1.1 Ensayo de propiedades físicas

El principal objetivo de este ensayo es determinar las propiedades físicas de la roca, tales como la densidad (seca y saturada), porosidad aparente y absorción. Para esto, se emplearán los procedimientos establecidos por ASTM e ISRM.

3.2.1.2 Ensayo de compresión simple (UCS)

El ensayo de compresión simple tiene como objetivo determinar la resistencia máxima a la compresión de una muestra cilíndrica de testigo, la cual es sometida a una carga axial sin ninguna carga de confinamiento, que debe ser aplicada de manera continua e incrementada gradualmente hasta que la muestra falle. El esfuerzo normal vertical sobre el espécimen, cuando la falla ocurre, es conocido como la resistencia a la compresión simple o resistencia a la compresión no confinada.

Además del ensayo de compresión simple propiamente dicho, existen otros ensayos que permiten estimar la resistencia obtenida del ensayo de compresión simple, estos son el ensayo de carga puntual y el ensayo con esclerómetro (martillo Schmidt).

3.2.1.2.1 Ensayo de carga puntual

El ensayo de carga puntual tiene como objetivo estimar la resistencia a la compresión simple de manera indirecta, mediante la obtención del índice $I_s(50)$ en muestras de rocas regulares e irregulares. Es un ensayo muy sencillo de ejecución rápida y bajo costo.

La resistencia a la compresión simple (UCS) se determina de la siguiente manera:

- En primer lugar, se debe determinar el diámetro equivalente (D_e) según el tipo de ensayo ejecutado diametral, axial o irregular. Para mayor detalle del cálculo de este parámetro revisar el Anexo B.1
- En segundo lugar, se debe determinar el valor de I_s a partir del valor de carga de ruptura (P) y el diámetro equivalente (D_e)

$$I_s = \left(\frac{P}{D_e^2} \right) \quad (1)$$

- En tercer lugar, dado que el valor I_s es una función del parámetro D_e , se debe aplicar una corrección para obtener un valor único de resistencia, el cual es denominado $I_{s(50)}$ y representa un valor medido a partir de un ensayo de carga puntual diametral en una muestra con un diámetro de 50 mm, dicho valor se obtiene de la siguiente manera:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} * \left(\frac{P}{D_e^2} \right) \quad (2)$$

- Finalmente, para estimar el valor de la resistencia a la compresión simple es necesario contar con el factor de conversión K , el cual puede variar de 10 a 50 de acuerdo al tipo de roca. Por ello, es recomendable realizar una serie de ensayos de compresión simple y carga puntual sobre una determinada muestra y así poder determinar el factor de conversión K adecuado para cada dicho tipo de roca. Una vez determinado y calibrado el factor K , el valor de UCS se estima de la siguiente manera:

$$\sigma_c = K I_{s(50)} \quad (3)$$

3.2.1.2.2 Ensayo con esclerómetro (martillo Schmidt)

El ensayo con esclerómetro tiene como objetivo estimar, de manera aproximada, la resistencia a la compresión simple mediante una correlación entre el número de rebotes, dirección de aplicación de carga y la densidad de la muestra. Se puede aplicar tanto a la roca intacta como a las discontinuidades; es un ensayo fácil de realizar, rápido y de uso extendido. A continuación, se detalla el proceso de estimación de la resistencia a la compresión simple a partir de este ensayo:

- En primer lugar, se debe conocer la densidad de la muestra sobre la cual se va a desarrollar el ensayo y se debe establecer la orientación de aplicación del martillo. Se recomienda aplicar la carga perpendicularmente a la superficie de la muestra y con una separación mínima equivalente al diámetro de la punta del martillo.
- En segundo lugar, se debe verificar que la muestra esté firmemente apoyada sobre el soporte y comprobar que la superficie esté lisa y sin presencia de discontinuidades. Acto seguido, se realizan al menos 20 mediciones, de las cuales se descartan la mitad (aquellas que presenten los valores inferiores) y se determina la media con las mediciones restantes.
- En tercer lugar, se necesita la tabla de “Dispersión media de valores de resistencia para la mayoría de rocas” (Ver Anexo B.3), donde se ubica la media de dureza de rebote en el eje X correspondiente a la orientación de aplicación del martillo y se traza una línea vertical que intersecte a la línea correspondiente a la densidad de la muestra. A partir de dicha intersección, se traza una línea horizontal que corte al eje de las ordenadas Y, el cual brindará la resistencia a la compresión estimada de la roca en MPa.

Para mayor detalle, revisar el Anexo B.3, donde se muestra un ejemplo de aplicación.

3.2.1.3 Ensayo de tracción indirecta

El ensayo de tracción indirecta tiene como objetivo determinar la resistencia a la tracción de una muestra de roca, dada a través de la aplicación de una carga lineal de compresión diametral en un disco de roca. Este ensayo también es conocido como Ensayo Brasiler. La carga es aplicada de forma continua para generar una carga o deformación constante sobre la muestra. En general, es un ensayo sencillo que permite obtener de manera indirecta la resistencia a la tracción de una muestra.

3.2.1.4 Ensayo triaxial

Este ensayo tiene como objetivo determinar la resistencia a la compresión de una muestra cilíndrica de roca (testigo), que es sometida a una presión de confinamiento constante mientras se le aplica una carga axial de manera continua y gradual. Este escenario permite reproducir en el laboratorio los esfuerzos de confinamiento que experimenta el macizo rocoso in situ.

En el ensayo, la carga axial aplicada representa el esfuerzo principal mayor (σ_1) correspondiente, mientras que la tensión radial producida por la presión hidráulica representa el esfuerzo principal menor (σ_3). A partir de cada par de valores σ_1 y σ_3 se podrá construir la envolvente de esfuerzos (criterio de falla de Hoek & Brown) desde la cual se puede obtener la constante de roca intacta m_i u otros. La gráfica a continuación representa las diferentes condiciones de esfuerzos para rotura de la roca intacta.

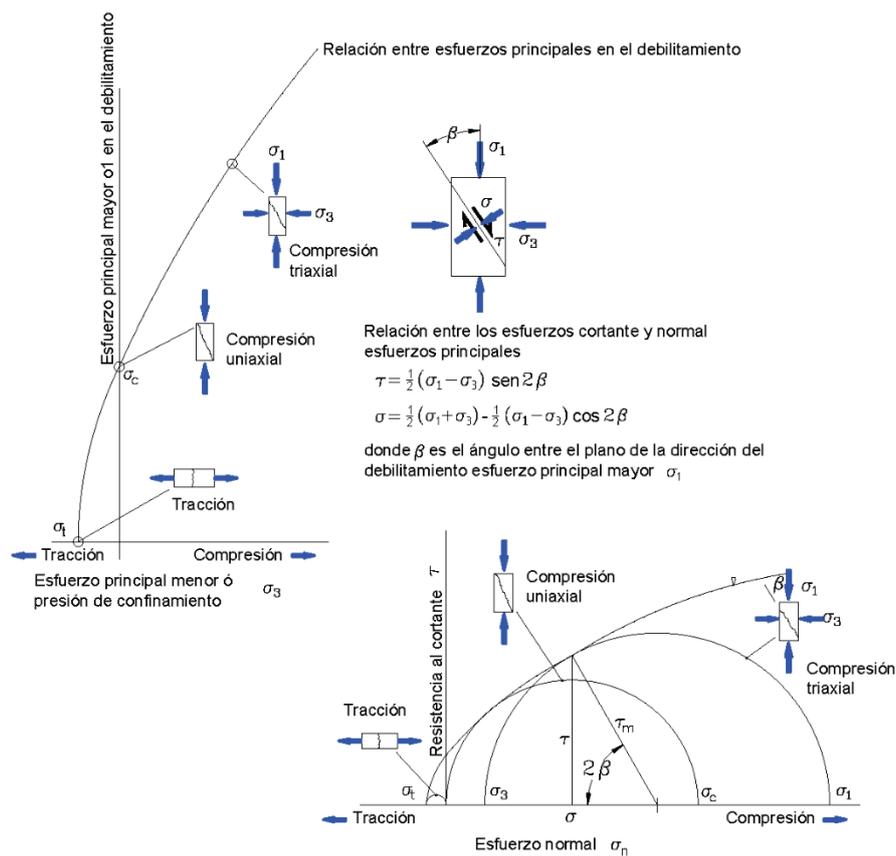


Figura 3-2. Envolvente de rotura del criterio de Hoek & Brown

3.2.1.5 Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo tiene como objetivo determinar la resistencia al corte de una discontinuidad expresada con el valor del ángulo de fricción residual (ϕ_r) en muestras de roca previamente fracturadas.

Este ensayo se puede aplicar en muestras de roca dura o blanda, y en muestras que contengan planos de falla o discontinuidades naturales o artificiales (interface concreto-roca). La determinación del esfuerzo cortante de una muestra de roca es importante en el diseño de estructuras tales como: taludes de roca, cimentaciones, túneles, labores subterráneas y otros.

El equipo que se emplea en este ensayo es portátil, aplicándose una fuerza normal y una fuerza cortante sobre la muestra. En general, el ensayo es sencillo, barato y brinda un valor que sirve como referencia de la característica de resistencia al corte de una determinada muestra de roca.

3.2.1.6 Ensayo de determinación de propiedades elásticas

Este ensayo tiene como objetivo definir las curvas de esfuerzo-deformación, el módulo de elasticidad o de Young (E) y la relación de Poisson (ν) a través de un ensayo de compresión simple, en una muestra de roca de geometría cilíndrica, donde se miden deformaciones axiales y diametrales con el empleo de extensómetros (LVDT) o *strain gauges*, que permiten determinar su comportamiento elástico.

3.2.1.7 Ensayo de durabilidad a la sequedad y humedad (Slake durability)

Este ensayo tiene como principal objetivo determinar la durabilidad de una muestra, previamente fragmentada, en un determinado periodo de tiempo, para lo cual es sometida a ciclos estándares de sequedad, humedad y desmoronamiento.

El ensayo permite determinar el índice de durabilidad I_d , la clasificación estándar se realiza en base a dos ciclos, denominándose este índice como I_{d2} .

3.2.1.8 Ensayo de permeabilidad

Estos ensayos de campo o laboratorio tienen como objetivo determinar la permeabilidad en el macizo rocoso con fines geomecánicos, se pueden realizar en el interior de taladros y en excavaciones. Los ensayos de permeabilidad más utilizados son el Ensayo Lefranc, que se usa en rocas muy fracturadas, y el Ensayo Lugeon, aplicado en macizos rocosos tanto fracturados como no fracturados.

Tabla 3-1. Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad (Olalla-Sopeña, 1991)

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión (MPa)
Muy impermeable	0-1	1
Prácticamente impermeable	1-3	1
Permeable	>3	1
	1.5-6	0.5
Muy permeable	>3	1
	>6	0.5

3.2.2 Índice de calidad de roca RQD

Existe la necesidad de cuantificar la competencia del macizo rocoso como una base común para la comunicación de

este tipo de información y el desarrollo de guías de diseño de ingeniería de rocas. El índice de calidad de roca, conocido como RQD (Deere, 1964), es uno de los sistemas más empleados para caracterizar la competencia del macizo rocoso.

El RQD asigna un porcentaje de calificación al macizo rocoso, de 100% (el más competente) a 0% (el menos competente: condición de suelo). La interpretación del valor del RQD se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 3-2. Interpretación de valores de RQD (Deere, 1964)

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

El sistema se basa en medir la frecuencia del número de fracturas naturales presentes en el macizo rocoso, en la dirección que se mide. Si la frecuencia de fracturas aumenta, la valoración del RQD disminuye.

Originalmente, el sistema de RQD fue desarrollado para taladros de perforación diamantina de diámetro mayor o igual a 54 mm. Sin embargo, las perforaciones de exploración comúnmente utilizan diámetros menores de perforación, tales como BQ y NQ (diámetros de 47.6 mm y 50.5 mm respectivamente). Aunque, los testigos de perforación diamantina menores son más propensos a sufrir fracturas inducidas a partir del proceso de perforación manipuleo, Brown (1978) afirmó que los diámetros de testigos mencionados anteriormente (BQ y NQ) son apropiados para la recolección de datos geotécnicos.

El valor del RQD es la relación expresada como un porcentaje de la suma de todas las partes de longitudes mayores a 10 cm dividido por la longitud total de la corrida de perforación. El RQD se mide normalmente para cada corrida de perforación. Sin embargo, a veces este es registrado para distintas longitudes de taladro, como por ejemplo cada 10 m. Lo importante es medirlo dentro de un mismo dominio geotécnico que es definido por el tipo litológico.

A continuación, se muestran algunas recomendaciones prácticas para el cálculo del RQD:

- La longitud de testigo no recuperada debe ser incluida en la longitud total del testigo.
- Las fracturas a lo largo del eje del testigo no deben ser consideradas como fractura y por ende no deben afectar el cálculo del RQD.
- Las fracturas o roturas mecánicas o creadas por el manipuleo deben ser ignoradas.
- Las roturas inducidas por esfuerzos (“*disking*” del testigo) deben ser ignoradas en los cálculos.
- El RQD debe ser evaluado sobre testigos relativamente frescos (algunos pueden deteriorarse).
- Se deben considerar taladros perforados en diferente rumbo y buzamiento para tener una mejor representación del RQD.
- Evitar registrar como RQD 100% a una roca poco competente (roca muy alterada, panizo, etc.).

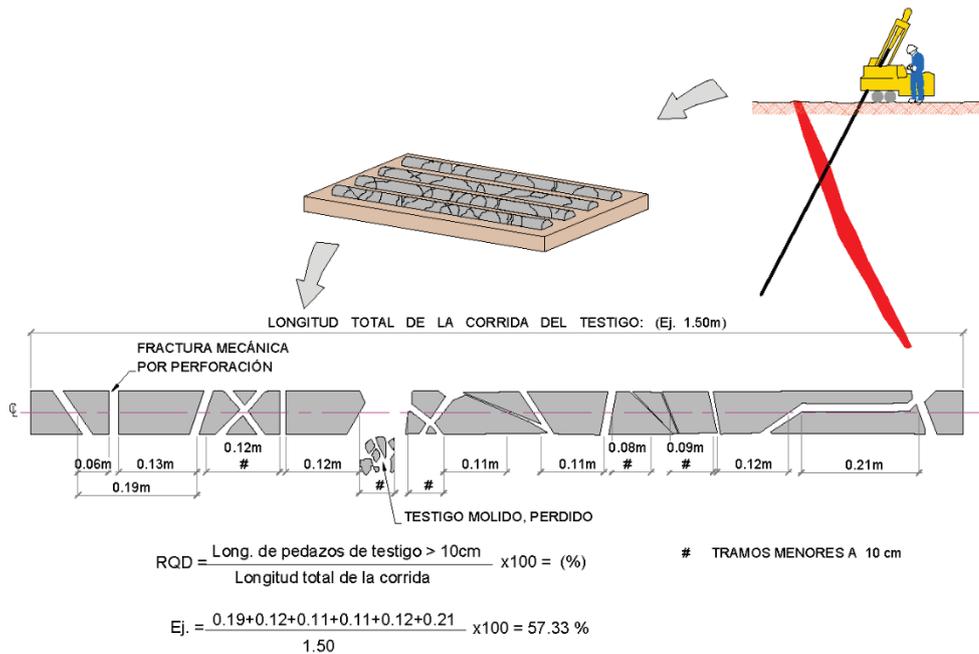


Figura 3-3. Proceso comúnmente usado para evaluar el valor del RQD de un testigo (ACG, 2003)

El RQD debe considerarse como una estimación rápida y preliminar de las condiciones del macizo rocoso que deberá ser complementada posteriormente con métodos de clasificación de macizo rocoso más sofisticados según sea necesario.

Asimismo, el RQD tiene algunas limitaciones, por ejemplo:

- No tiene en cuenta la resistencia al corte de las discontinuidades.
- Puede ser muy sensible a la orientación del testigo de perforación con respecto a las estructuras.

Se han propuesto métodos alternativos para calcular el RQD a partir del mapeo de juntas o discontinuidades en las paredes de excavaciones subterráneas. Uno de ellos consiste en emular el cálculo convencional del RQD en testigos, pero aplicándolo a lo largo de una "línea de detalle" o una regla colocada contra la pared de una excavación como se muestra en la figura 3-4.

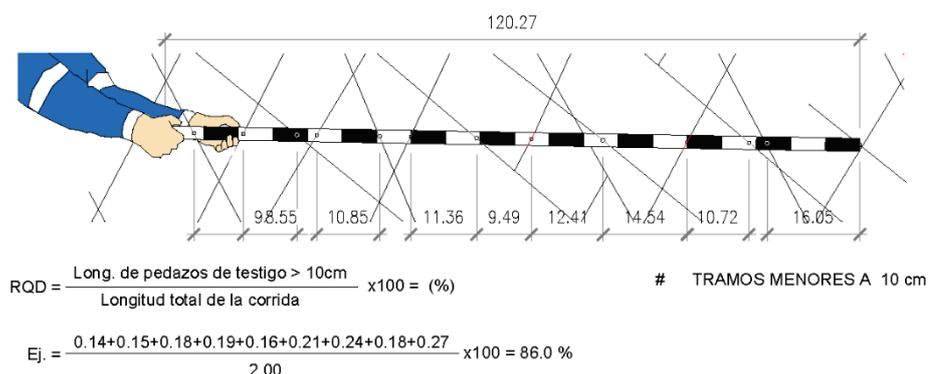


Figura 3-4. Proceso comúnmente utilizado para evaluar el RQD a partir del mapeo de paredes de excavaciones subterráneas (ACG, 2003)

Frecuencia lineal de discontinuidades

Como una alternativa al RQD, la frecuencia lineal de discontinuidades también es un índice para estimar la intensidad de juntas en un macizo rocoso. Se calcula simplemente agregando el número de discontinuidades naturales por metro de muestreo (testigo de perforación diamantina o línea de detalle en una cara de roca).

Villaescusa (1992) propuso la siguiente tabla, que relaciona las condiciones del macizo rocoso esperadas con el RQD y la frecuencia lineal de discontinuidades:

Tabla 3-3. Relación entre RQD y frecuencia lineal (Villaescusa 1992)

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

En la práctica, un valor alto de RQD no siempre se traduce en roca de alta calidad. Es posible loguear 1.5 metros de salbanda arcillosa intacta y describirla con un RQD de 100%. Esto puede ser cierto basándose en la definición original de RQD, pero es muy engañoso y da la impresión de tratarse de roca competente. Para evitar este problema, se introdujo el parámetro llamado HRQD (Handled RQD), Robertson (1988). El HRQD es medido de la misma manera que el RQD luego de que el testigo ha sido manipulado firmemente en un intento por romperlo en fragmentos pequeños. Durante el manipuleo, el testigo se gira y dobla firmemente, pero sin usar una fuerza substancial ni herramienta alguna.

A menudo, se necesita una estimación del RQD en áreas donde se ha realizado el mapeo de línea de detalle o mapeo por celdas. En estas áreas no es necesario usar testigos ya que se puede obtener una mejor imagen del macizo rocoso a partir del mapeo. Para estos casos, se recomiendan los siguientes métodos o correlaciones para estimar el RQD:

- Para los datos de mapeo por línea de detalle, se puede obtener un espaciamiento promedio de las juntas (número de discontinuidades divididas por longitud transversal). Bieniawski (1989) ha vinculado el espaciamiento promedio de las discontinuidades al RQD (Figura 3-5). Las calificaciones en la figura se refieren a RMR₈₉. Cabe señalar que el RQD máximo, corresponde a la relación propuesta por Priest y Hudson. El RQD se puede estimar a partir del espaciamiento promedio de las discontinuidades basado en la siguiente ecuación de Priest y Hudson (1976):

$$RQD = 100 * e^{-0.1\lambda} * (0.1\lambda + 1) \quad (4)$$

Donde:

$$\lambda = 1/(\text{frecuencia de discontinuidades}) \quad (5)$$

Relacionar el espaciamiento de las discontinuidades con el RQD promedio usando la Figura 3-5 probablemente conducirá a estimaciones conservadoras. En consecuencia, el uso de la ecuación (4) es probablemente lo más apropiado. Sin embargo, debe observarse que esta relación también depende de la

dirección del eje de la medición. Para un espaciamiento de discontinuidades promedio dado existe un rango significativo de valores de RQD posibles.

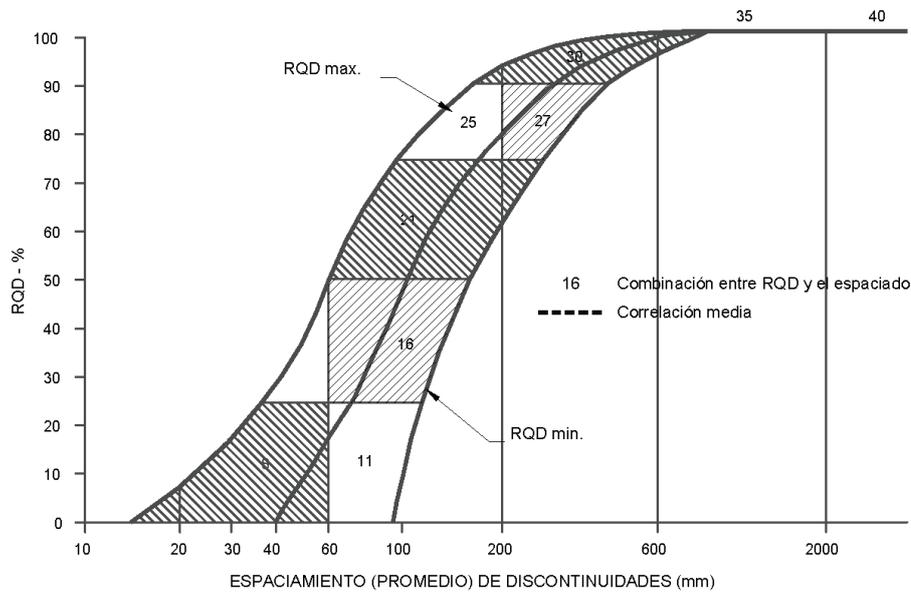


Figura 3-5. Relación entre espaciamiento de discontinuidad y RQD, Bieniawski (1989)

- b) Para el mapeo por celdas, a menudo, está disponible una imagen más tridimensional del espaciamiento de las discontinuidades. Palmström (1982) define a J_v como número de juntas presentes en un metro cúbico de roca:

$$J_v = \sum \frac{1}{S_i} \quad (6)$$

Donde:

S: Espaciamiento de juntas en metros para el conjunto de juntas real.

El RQD está relacionado al J_v por la siguiente ecuación:

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v \quad (7)$$

Y el RQD = 100% cuando $J_v \leq 4.5$ y RQD=0% cuando $J_v > 35$

Esta expresión fue incluida en el sistema Q (1974), posteriormente Palmström (2005) actualizó la relación como:

$$RQD = 110 - 2.5 * J_v \quad (8)$$

Y el RQD = 100% cuando $J_v \leq 4$ y RQD = 0% cuando $J_v > 44$

Este enfoque promedia una parte de las anisotropías en el término del RQD y brinda un valor más representativo.

Los principales inconvenientes del RQD son que éste es sensible a la dirección de medición y no es afectado por cambios en el espaciamiento de las juntas si éste es superior a 1 m.

La compilación de valores del RQD o frecuencia lineal de discontinuidades, en un modelo que puede ser manipulado electrónicamente y visualizado, proporciona una herramienta de diseño útil si hay suficiente información para desarrollar un modelo estadísticamente confiable. Este puede ser alimentado directamente en sistemas de clasificación de macizo rocoso más sofisticados o simplemente permite al área de geomecánica y planeamiento, identificar y dar cuenta de la intensidad de las juntas durante el proceso de diseño.

3.2.3 Clasificación del macizo rocoso

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

Estos sistemas de clasificación serán útiles para determinar la extensión de los dominios geomecánicos en una mina. El ingeniero debe estimar el valor de clasificación más realístico para los requerimientos de diseño; también, debe tener en cuenta que existen diversas aplicaciones para cada sistema de clasificación geomecánica. A continuación, se describen los sistemas de clasificación más usados en el Perú.

3.2.3.1 Sistema RMR

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

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

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

Tabla 3-4. Interpretación de los valores de RMR, (Bieniawski, 1989)

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

El puntaje total del RMR está definido por:

$$RMR = (i) + (ii) + (iii) + (iv) + (v) - \text{Ajuste por orientación de discontinuidades} \quad (9)$$

Los puntajes para cada parámetro usado para ambas versiones: RMR₇₆ y RMR₈₉, se muestran en el anexo A. Los planos geomecánicos deberán incluir la zonificación geomecánica de acuerdo al tipo de roca, como se muestra en el anexo F.

3.2.3.2 Sistema RMR₁₄

El sistema Rock Mass Rating (RMR) es una referencia mundial para clasificar geomecánicamente el macizo rocoso. Desarrollado inicialmente por Bieniawski en 1973, posteriormente actualizado en 1989, fue nuevamente actualizado en 2014, modificándose los criterios de valoración e incorporando el efecto de la alterabilidad de la matriz rocosa por el agua, el cual ofrece un enfoque más acertado para calificar al macizo rocoso. La estructura del RMR₁₄ se basa en la suma de cinco parámetros:

- 1) Resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta

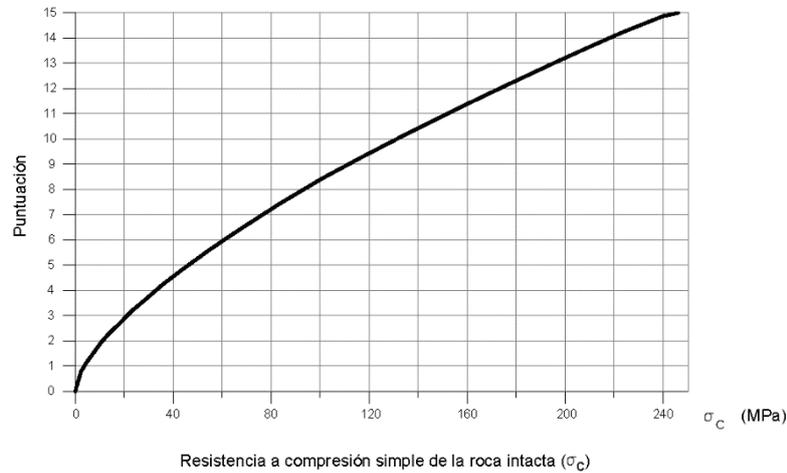


Figura 3-6. Gráfico para la puntuación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c)

- 2) Número de juntas por metro

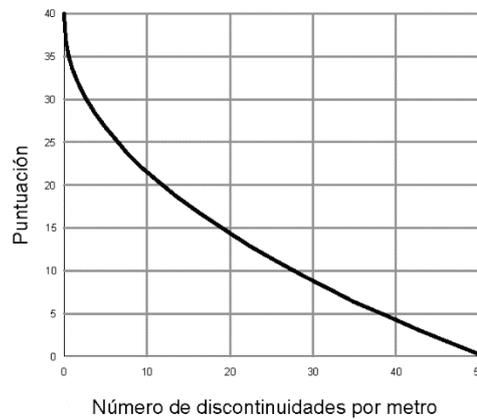


Figura 3-7. Gráfico para la puntuación del número de discontinuidades por metro

- 3) Efecto del agua

Tabla 3-5. Valoración de la presencia de agua en el frente

Estado del macizo rocoso	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Flujo de agua
Valoración	15	10	7	4	0

4) Resistencia de las discontinuidades

Tabla 3-6. Criterios para la valoración de la resistencia de discontinuidades

Continuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	> 10 m
		5	4	2
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Suave	Superficies de deslizamiento
	5	3	1	0
Relleno	Duro		Blando	
	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	5	2	2	0
Alteración	Sin alteración	Poco alterado	Muy alterado	Descompuesto
	5	3	1	0

5) Alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua

Este parámetro se evalúa mediante los resultados de ensayos de sequedad-humedad.

Tabla 3-7. Criterios para la valoración de la alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua

Alterabilidad I_{d2} (%)			
< 85	60 – 85	30 – 60	< 30
10	8	4	0

El sistema RMR_{14} ha realizado cambios a los criterios del $RMR_{básico}$ añadiendo dos nuevos factores de corrección, de tal manera que el RMR_{14} se corrige de la siguiente manera:

$$RMR_{14} = (RMR_b + F_0) * F_e * F_s \quad (10)$$

Corrección por orientación del eje del túnel (F_0)

El sistema de RMR_{14} propone que se siga empleando el criterio de ajuste por orientación del eje del túnel establecido en el sistema de clasificación RMR_{89} .

Tabla 3-8. Ajuste por orientación del túnel respecto a las discontinuidades principales

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0 – 20 independiente del rumbo
Avance con el buzamiento		Avance en contra del buzamiento		Buz. 45 – 90	Buz. 20 – 45	
Buz. 45 – 90	Buz. 20 – 45	Buz. 45 – 90	Buz. 20 – 45			
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Regular
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

Corrección por posible excavación mediante tuneladoras (F_e)

El factor de corrección F_e es determinado de la siguiente manera:

$$\text{Para } RMR < 40: \quad F_e = 1 + 2 * \left(\frac{RMR}{100}\right)^2$$

$$\text{Para } RMR > 40: F_e = 1.32 - \frac{\sqrt{(RMR-40)}}{25}$$

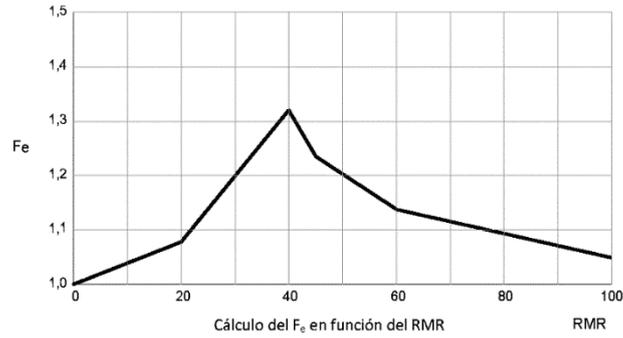


Figura 3-8. Valores de F_e en función del RMR

Corrección por influencia de la plastificación del frente (F_s)

Es necesario establecer un factor que considere la plastificación del frente. Para el cálculo de este nuevo factor de corrección F_s , es necesario establecer el Índice de Comportamiento Elástico (ICE).

$$\text{Para } K_0 \leq 1: ICE = \frac{3704 * \sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3-K_0) * H} * f$$

$$\text{Para } K_0 \geq 1: ICE = \frac{3704 * \sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3K_0-1) * H} * f$$

Donde:

σ_{ci} : Resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta (MPa)

K_0 : Coeficiente de reparto de los esfuerzos naturales

H: Profundidad a la que se encuentra el frente del túnel (m)

f: Factor de forma del túnel

Finalmente, se concluye que el F_s variará entre 1.0 y 1.3.

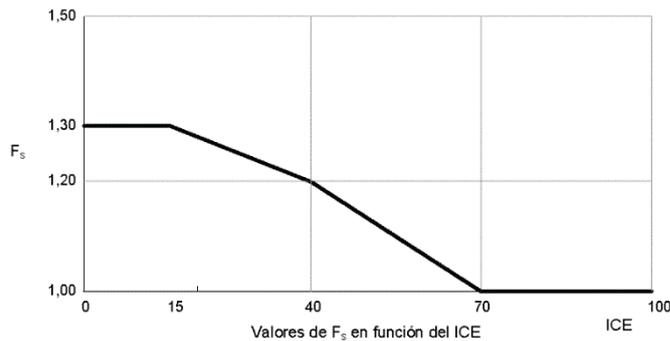


Figura 3-9. Valores de F_s en función del ICE

Asimismo, se ha establecido una correlación entre RMR_{89} y RMR_{14} , la cual está definida por la siguiente ecuación:

$$RMR_{14} = 1.1 * RMR_{89} + 2 \quad (11)$$

3.2.3.3 Sistema MRMR

Se desarrolló como una variante del método de Bieniawski orientada a aplicaciones mineras, definiendo la calidad geotécnica del macizo rocoso in situ mediante un índice IRMR, que luego se modifica para definir un índice de calidad geotécnico-minera: MRMR (*Mining Rock Mass Rating*). Este sistema ha tenido una amplia aplicación en métodos de hundimiento (*Caving*). El índice IRMR se define como:

$$IRMR = P(BS) + P(JS) + P(JC) \quad (12)$$

Donde:

- P(x): Es el puntaje asociado al parámetro x.
- BS: Es la resistencia en compresión uniaxial de los bloques de roca que conforman el macizo rocoso, depende de la resistencia de la roca “intacta” (denominada IRS en el método de Laubscher), y la presencia de vetillas. El puntaje asociado a BS puede variar de 0 (si BS = 0 MPa) a 25 (si BS ≥ 160 MPa).
- JS: Es el espaciamiento de las estructuras abiertas, e incluye una corrección para tomar en cuenta la presencia de uno o dos familias de estructuras selladas (e.g. vetillas) con rellenos de resistencia menores a los de la roca de caja. El puntaje asociado a JS varía de 3 (3 familias de estructuras con un espaciamiento de 0.1 m) a 35 (1 familia de estructuras con un espaciamiento de 2 m).
- JC: Es la condición de las estructuras —definida en términos de su rugosidad a escala intermedia y menor— de la alteración de la roca de caja, y de la potencia y competencia del material de relleno (si lo hay). El puntaje asociado a JC varía desde 4 (estructuras planas y pulidas, con rellenos potentes de salbanda y fuerte alteración de la roca de caja) a 40 (estructuras onduladas en varias direcciones, bien trabadas, sin alteración de la roca de caja y con rellenos de competencia similar a la de la roca de caja).

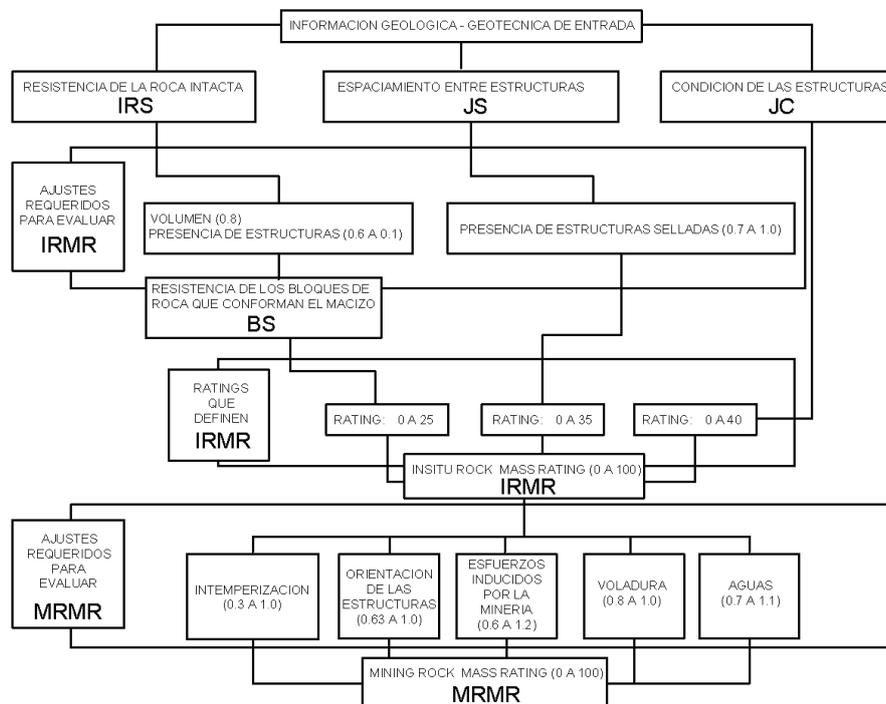


Figura 3-10. Diagrama de flujo que ilustra el procedimiento para evaluar los índices IRMR y MRMR de calidad geotécnica (modificada de Laubscher & Jakubec, 2001).

3.2.3.4 Sistema Q

El sistema Q fue desarrollado en el NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) por Barton, Lien y Lunde (1974), para el diseño de excavaciones subterráneas, principalmente túneles. Este sistema ha sido mejorado y actualizado constantemente, siendo la última actualización del año 2007, la cual incluye investigaciones analíticas respecto al espesor, espaciado y reforzamiento de arcos armados reforzados con concreto lanzado (RRS) como una función de la carga y de la calidad del macizo rocoso, así como la absorción de energía del concreto lanzado (Normas EFNARC – European Federation of National Associations Representing for Concrete).

El Sistema Q es un sistema de clasificación del macizo rocoso con respecto a la estabilidad de excavaciones subterráneas para brindar una descripción de la calidad del macizo rocoso. El Sistema Q se basa en la estimación de seis parámetros independientes y expresa la calidad de la roca Q, como función de esos parámetros.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (13)$$

Donde:

- RQD = Índice de calidad de la roca
- J_n = Parámetro basado en el número de familias de discontinuidades
- J_r = Parámetro basado en la rugosidad de las discontinuidades
- J_a = Parámetro basado en la alteración de las discontinuidades
- J_w = Parámetro basado en la presencia de agua
- SRF = Factor de reducción de esfuerzos

Tabla 3-9. Interpretación del índice Q (Barton, 1974)

Descripción	Q
Roca Excepcionalmente Mala	0.001 – 0.01
Roca Extremadamente Mala	0.01-0.1
Roca Muy Mala	0.1-1
Roca Mala	1-4
Roca Regular	4-10
Roca Buena	10-40
Roca Muy Buena	40-100
Roca Extremadamente Buena	100-400
Roca Excepcionalmente Buena	400-1000

Los puntajes para cada parámetro correspondiente al Sistema Q (1974) y Q (2007) se presentan en el anexo A. El NGI publica regularmente manuales acerca del uso del Sistema Q en su sitio web: www.ngi.no

3.2.3.5 Índice de calidad del Raise Bore (Q_r)

McCracken y Stacey (1989) aplicaron los principios del Sistema Q al problema de evaluar la estabilidad de chimeneas de grandes diámetros durante la excavación por Raise Bore. Se debe entender que el valor de Q es simplemente una base para indicar la calidad de la roca.

En el caso de excavaciones por Raise Bore existen las siguientes consideraciones adicionales que tienen un apoyo significativo sobre su estabilidad: el hecho de que las paredes del Raise Bore se encuentren a lo largo del eje vertical,

lo que controla la estabilidad final; la orientación de las estructuras respecto al eje; y el intemperismo del macizo rocoso.

Para obtener el índice de calidad del Raise Bore (Q_r), se deben realizar los siguientes ajustes al índice “Q” teniendo en cuenta que éstos se han encontrado aceptables en la práctica.

$$Q_r = Q_{\text{paredes}} * \text{Factor de ajuste por orientación} * \text{Factor de ajuste por intemperismo} \quad (14)$$

Ajuste de las paredes de la excavación

El sistema Q está orientado principalmente a la estabilidad del techo del túnel. En el sistema Raise Bore, la estabilidad de las paredes toma importancia al final de la excavación. Así, se deberían realizar los siguientes ajustes:

$$Q_{\text{paredes laterales}} = 2.5 \times Q, \text{ donde } Q > 1$$

$$Q_{\text{paredes laterales}} = Q, \text{ donde } Q < 1$$

Ajuste por orientación

Es de gran importancia la orientación del eje del Raise Bore con respecto a las discontinuidades dominantes o persistentes. El efecto de un grupo de discontinuidades de una orientación dada sobre las paredes del Raise Bore es diferente al producido en su frente. Los factores de ajustes están dados en la tabla siguiente. Estos son simples ajustes que no están destinados a sustituir análisis de estabilidad detallados, los cuales deben llevar necesariamente a una evaluación de las posibles fallas de bloques y cuñas que se podrían generar.

Tabla 3-10. Parámetros de ajuste según la orientación estructural

Número de familias de discontinuidades	Frente	Paredes
	Buzamiento horizontal (0 - 30°) Familia de discontinuidades	Buzamientos altos (60 - 90°) Familia de discontinuidades
1	0.85	0.85
2	0.75	0.75
3	0.60	0.60

Ajuste por intemperismo

Se debe considerar el grado de intemperismo del macizo rocoso pues este afectará la estabilidad del Raise Bore a largo plazo. Los ajustes por intemperismo están parcialmente alojados en el término “Ja” del Sistema Q. Este sugiere un ajuste adicional de 0.9, 0.75 y 0.5 aplicados al Q para permitir grados leves, moderados y severos de intemperismo en las paredes laterales a largo plazo.

Los factores antes mencionados son acumulativos en su aplicación. El siguiente ejemplo ilustra el uso de los factores de ajuste para el cálculo del índice de la calidad del Raise Bore, Q_r .

Una pared lateral de un Raise Bore es interceptada por dos familias de discontinuidades con buzamientos altos y con intemperismo moderado. El valor inicial de Q de la roca es 4.2. Los factores adicionales a aplicar son: ajuste de paredes, 2.5; ajuste por orientación, 0.75 y ajuste por intemperismo, 0.75; así:

$$Q_r = Q \times 2.5 \times 0.75 \times 0.75 = 1.4Q = 5.88$$

3.2.3.6 Clasificación geomecánica en minería (RMR' y Q')

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

Esto se denota usando el signo (') al utilizar RMR' y Q', ambos sistemas simplificados son muy usados en los métodos empíricos de diseño. El valor resultante solo dependerá del macizo rocoso y dará la misma evaluación para las mismas condiciones de roca a diferentes profundidades y diferentes orientaciones de galerías dentro de la mina. Este enfoque simplificado de clasificación ha sido aplicado a ambos sistemas RMR y Q. (Milne, D. Hadjigeorgiou J. Pakalnis, R., 1998)

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

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

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} \quad (15)$$

3.2.3.7 Índice GSI (Índice de Resistencia Geológica)

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICO GSI (Hoek & Marinos, 2000). A partir de la litología, estructura y la condición de superficie de las discontinuidades, se estima el valor promedio de GSI. No intente ser muy preciso. Escoger un rango de 33 a 37 es mas realista que fijar GSI=35. Tambien notar que esta tabla no se aplica a mecanismos de falla controlado por estructuras. Donde se presenten planos estructuralmente debiles en una orientación desfavorable con respecto a la cara de la excavacion, estos dominaran el comportamiento del macizo rocoso. La resistencia al corte de las superficies en rocas que son propensas a deteriorarse como resultado de cambios en la humedad, se reducira cuando exista presencia de agua. Cuando se trabaje con rocas de categoria regular a muy mala, puede moverse hacia la derecha para condiciones humedas. La presión de poros se maneja con un analisis de esfuerzos efectivos.		CONDICIONES SUPERFICIALES				
ESTRUCTURA		MUY BUENA Muy rugoso. Superficies frescas sin meteorización	BUENO Rugoso, ligeramente meteorizada, superficies con oxido.	REGULAR Lizas, moderadamente meteorizadas y superficies alteradas.	MALA Espejo de falla, altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o rellenos o fragmentos	MUY MALA Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento de arcilla suave o rellenos
		DISMINUYE CALIDAD DE SUPERFICIE →				
	Intacta o Masivo: Especimenes de roca intacta o masivo in roca in situ con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas.	90			N/A	N/A
	Levemente fracturado: Macizo rocoso no disturbado, muy bien entrelazado, constituido por bloques cubicos formados por tres familias de discontinuidades	80	70			
	Moderadamente Fracturado: Entrelazado, macizo rocoso parcialmente disturbado con bloques angulosos de varias caras formado por 4 o mas familias de discontinuidades		60	50		
	Muy Fracturado/Disturbado/Agrietada: Foleada con bloques angulosos formados por la interseccion de muchas familias de discontinuidades. Persistencia de planos de estratificacion o esquistocidad			40	30	
	Desintegrado: Pobrementemente entrelazado, macizo altamente fracturado compuesto de una mezcla de pedazos de rocas angulosas y redondeadas				20	
	Foliado/Laminado/Cizallado: Falta de formacion de bloques debido al pequeño espaciamento o esquistocidad débil o planos de corte					10
		DISMINUYE EL ENTRELAZADO DE PEDAZOS DE ROCA ↓				
		N/A	N/A			

Figura 3-11. GSI (Hoek, Marinos 2000)

El índice de resistencia geológica (GSI) es un índice de caracterización de macizos rocosos que evalúa al macizo rocoso en función a dos criterios: estructura geológica y condición de la superficie de las juntas. Tiene gran aceptación en el Perú por su facilidad de uso entre el personal de operaciones.

3.2.3.8 Índice GSI modificado

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

3.2.3.9 Correlaciones entre sistemas de clasificación

Dada la variedad de sistemas de clasificación de los macizos rocosos y su gran aceptación en la industria minera, diversos autores han propuesto correlaciones entre los diversos sistemas de clasificación, en la tabla 3-11 se muestran las más importantes.

Tabla 3-11. Correlaciones entre los sistemas de clasificación de macizo rocoso

Correlación
$RMR_{76} = 9 * \ln Q_{74} + 44$
$RMR_{76} = RMR_{89} - 5$
$RMR'_{76} = GSI = RMR'_{89} - 5$
$RMR_{14} = 1.1 * RMR_{89} + 2$

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

3.2.4 Limitaciones de los sistemas de clasificación

Las clasificaciones geomecánicas se desarrollaron con el propósito de cuantificar preliminarmente las características del macizo rocoso, en base a descripciones geológicas cualitativas (caracterización). Si bien es cierto que inicialmente los sistemas de clasificación surgieron para la estimación del sostenimiento de túneles, posteriormente se utilizaron para evaluar propiedades del macizo rocoso (módulo de elasticidad, velocidades sísmicas).

Las clasificaciones geomecánicas forman parte de una aproximación empírica, con las cuales hay que ser cuidadoso, puesto que las soluciones que se obtienen son estimadas. Es necesario reconocer que los sistemas de clasificaciones tienen limitaciones. Estas limitaciones han sido abordadas con un mayor detalle por: Brady B.H.G. Brown E.T. (1993), Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden (1995), Palmström, A.; Broch, E. (2006), Bieniawski R. (2011).

Por lo anterior es conveniente utilizar al menos dos sistemas de clasificación geomecánica, con fines de verificación y para obtener rangos de variación típicos y valores medios. Es conveniente que además de utilizar el enfoque empírico, se complemente con el modelamiento numérico, lo que se desarrolla con más detalle en el Capítulo 7.

3.2.5 Estructuras geológicas

La mayor parte de los problemas de inestabilidad y la consecuente falla de los macizos rocosos en las minas subterráneas, están asociados a las diferentes estructuras geológicas, generalmente la parte más débil del macizo rocoso. De allí la necesidad de un conocimiento detallado de las estructuras geológicas, que pueda mejorar la capacidad de comprensión de los mecanismos de falla del macizo rocoso y prevenir potenciales eventos de caídas de roca.

Las estructuras geológicas se pueden observar a diferentes escalas, desde una escala a nivel continental a una escala de microfracturas en la composición de la matriz de roca. Para los propósitos de la geomecánica de la mina, las estructuras geológicas se pueden dividir en “estructuras mayores”, incluyendo zonas de corte y fallas regionales (estructuras a escalas de la mina), y las menos extensas o “estructuras menores”, como las familias de discontinuidades, los estratos, etc. (Estructuras a una escala local para un área de la mina).

Estructuras Mayores

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

Las actividades de minado podrían reactivar movimientos a lo largo de las fallas y causar un daño significativo a las minas subterráneas en actividad. Entender la geometría de la red de fallas y cómo se puede perturbar su estabilidad con las actividades de minado conduce a enfoques estratégicos para el minado, que minimicen el potencial movimiento de fallas y el riesgo de daño e inestabilidad regional.

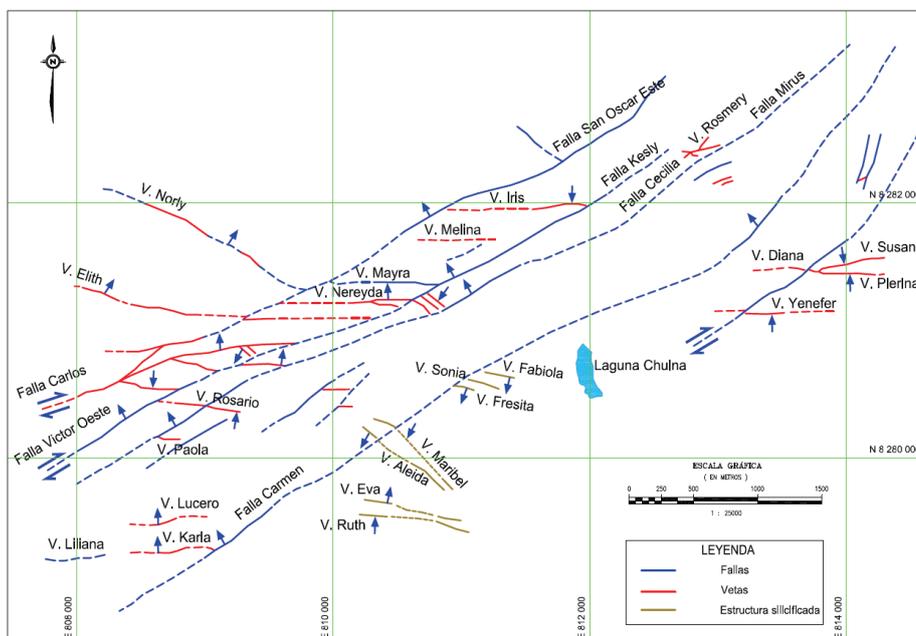


Figura 3-12. Plano de Planta de estructuras principales (SRK, 2014)

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

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

Esta información puede ser usada para reconstruir la red de las principales estructuras en los planes de minado y desarrollar un modelo estructural tridimensional

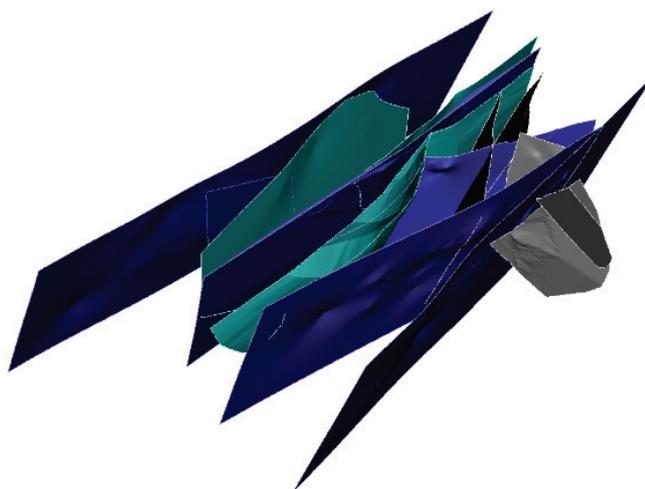


Figura 3-13. Modelo estructural en 3D (SRK, 2014)

La Figura 3-12 muestra un plano de planta con el sistema de fallas y estructuras principales, mientras que la Figura 3-13, muestra un modelo de estructuras mayores en 3D.

Estructuras Menores

Las estructuras menores o discontinuidades están frecuentemente supeditadas a las estructuras mayores. Un buen conocimiento del sistema de estructuras mayores proveerá una percepción inicial para el estudio de las estructuras menores. Las estructuras menores son aquellas que tienen al menos un metro de longitud y se repiten a un intervalo apreciable (familias de discontinuidades, estratificación) y son de interés para la geomecánica.

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

Las técnicas de mapeo geomecánico pueden ser de “línea de detalle” o mediante “estaciones” geomecánicas. La dirección y ubicación en que se ejecute el mapeo podría incurrir en sesgos en el levantamiento de la información. Por consiguiente, se deben mapear las caras de al menos tres orientaciones diferentes (preferentemente ortogonales).

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

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

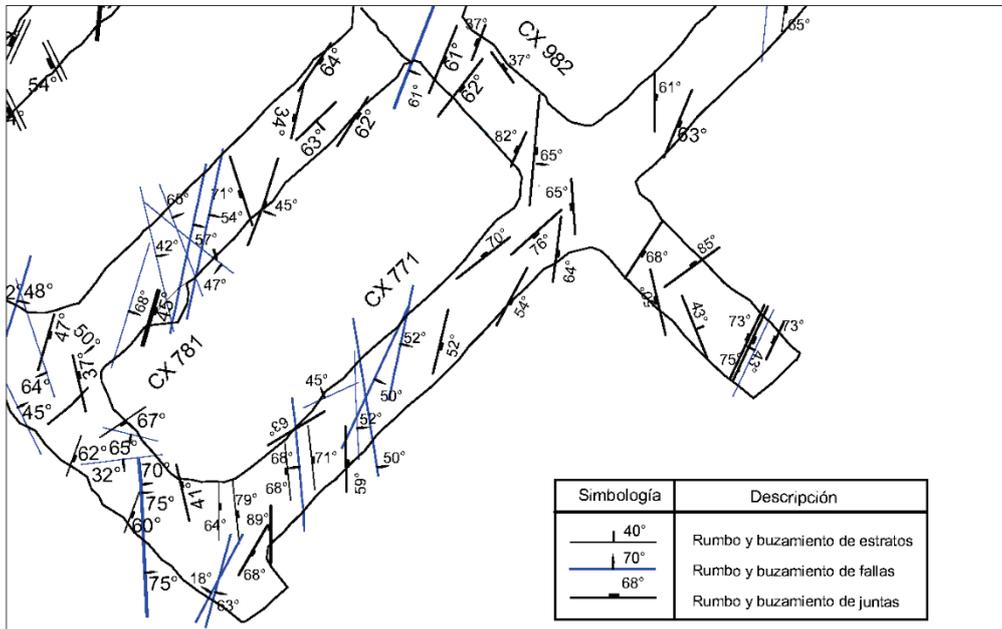


Figura 3-14. Plano de planta genérico mostrando las juntas mapeadas con la orientación de la traza en planta (SRK, 2014)

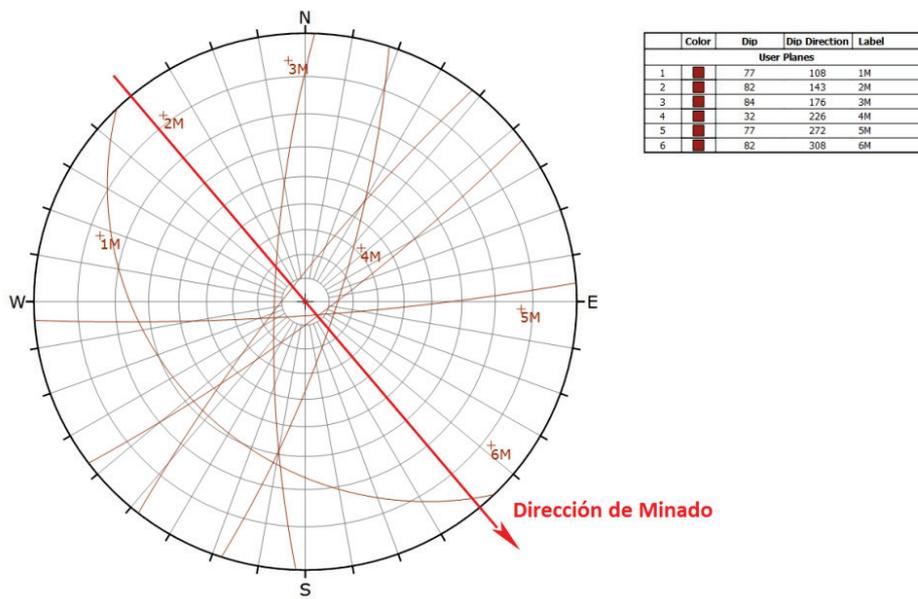


Figura 3-15. Representación Estereográfica (SRK, 2014)

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

La interpretación de la información estructural es particularmente útil para un estudio específico de potenciales mecanismos de falla. Tales investigaciones pueden conducir a un diseño más detallado y preciso de sostenimiento.

3.2.6 Esfuerzos de pre minado

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

3.2.6.1 Estimación de esfuerzos in situ

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

$$K = 0.25 + 7 E_h \left(0.001 + \frac{1}{z} \right) \quad (16)$$

Donde:

z: es la profundidad con respecto a la superficie

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

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

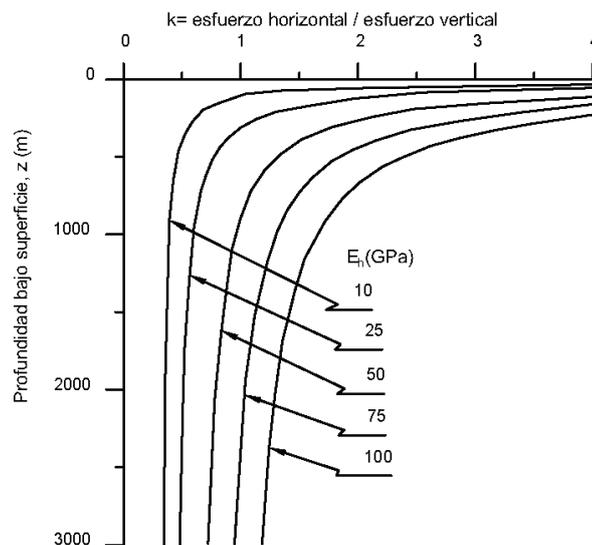


Figura 3-16. Ratio del esfuerzo horizontal y vertical para diferentes Módulos de Elasticidad (E_h) basado en la Ecuación de Sheorey (1994)

Tabla 3-12. Criterios empíricos para la estimación del módulo de deformación de macizos rocosos

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

Diversos autores, entre ellos; Hoek & Brown (1980), han compilado resultados de mediciones de esfuerzos alrededor del mundo y desarrollado relaciones empíricas para estimar los regímenes de esfuerzos. Se debe tener precaución al momento de usar estas relaciones, ya que los esfuerzos pueden ser altamente variables, incluso a escala de mina. Los casos en los que se recomiendan mediciones de esfuerzos in situ están indicados en el subcapítulo 3.2.6.2

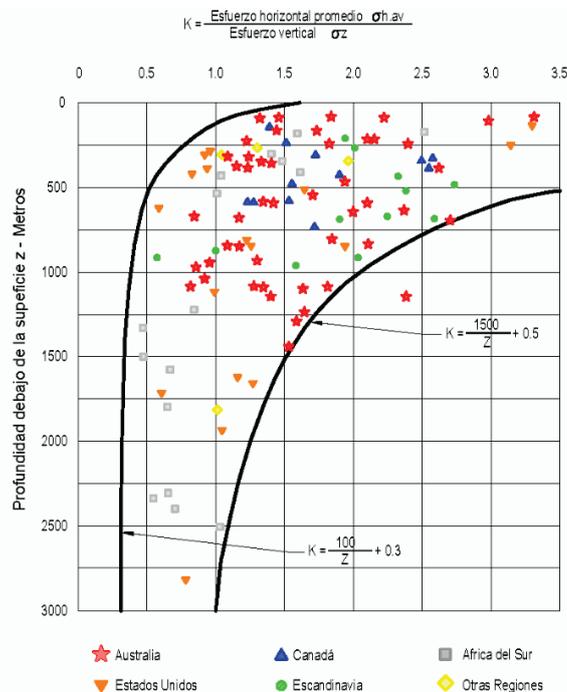


Figura 3-17. Constante de esfuerzo K vs profundidad (Hoek & Brown, 1980)

3.2.6.2 Mapa mundial de esfuerzos

En el proyecto del mapa mundial de esfuerzos participaron 18 países en 1992 con la finalidad de compilar una base de datos global de esfuerzos tectónicos actuales. La última versión (2016) contiene 42 870 datos a nivel mundial, y se puede acceder a través de www.world-stress-map.org.

El mapa mundial de esfuerzos (WSM, 2016) puede ser usado para dar estimaciones iniciales de la dirección de esfuerzos que se podrían encontrar en el Perú (Figura 3-18). Debido a la importancia de la dirección y magnitud de los esfuerzos como un parámetro en el diseño de excavaciones subterráneas, podría requerirse una serie de ensayos de esfuerzos in situ. Si bien es cierto que los esfuerzos in situ se pueden estimar con la teoría desarrollada por Sheorey, por la gráfica de esfuerzos/profundidad de Hoek & Brown o por el mapa mundial de esfuerzos, lo ideal y recomendable es obtenerlos a partir de ensayos de esfuerzos in situ para una mejor confiabilidad del modelo a desarrollar.



Figura 3-18. Mapa de esfuerzos en Perú. (WSM, 2016)

3.2.6.3 Ensayos de esfuerzos in situ

La magnitud y orientación del estado de esfuerzos de pre minado pueden ser influenciadas por condiciones geológicas globales, regionales y locales, además de la historia geológica (cargas tectónicas). La diferente rigidez que se puede presentar en un macizo rocoso y la presencia de fallas geológicas particulares pueden tener un efecto importante en un estado de esfuerzos a escala local. Esto resultará en una orientación y magnitud de esfuerzos altamente variables, incluso en una escala de mina. Existen diferentes técnicas de ensayos para las mediciones de esfuerzos in situ, siendo las principales: Fracturamiento hidráulico, Gato plano, Sobre perforación (Overcoring) y Emisión acústica. Los métodos de *overcoring* son los más populares; sin embargo, éstos requieren de personal especializado para su realización. Además, están limitados a un rango de decenas de metros de excavaciones existentes, por lo que son de aplicación limitada en la etapa de estudios de factibilidad. Una alternativa es utilizar el método de emisión acústica, que mide los cambios de esfuerzos mediante emisión acústica en ensayos triaxiales. Estos ensayos son más económicos y logísticamente más simples y permiten realizar mediciones remotas donde aún no existen accesos y donde solo se cuenta con testigos de taladros. La siguiente tabla incluye la cantidad mínima y tipo de técnica recomendada para la medición de ensayos de esfuerzos in situ.

Tabla 3-13. Cantidad y tipo de ensayos in situ recomendados

Etapa	Profundidad (m)*	Técnica de Ensayo	# mínimo de Sitios
Proyecto	600	Emisión acústica	5
Explotación	600	Overcoring o Emisión acústica	5

*Profundidad máxima, considerando el encampane máximo (columna litostática máxima) en el proyecto o mina en explotación.

4. DOMINIOS GEOMECÁNICOS

4.1 Modelo geomecánico

La construcción de un modelo geomecánico es la base fundamental dentro del proceso de diseño de labores subterráneas (alternativas de métodos de minado, requerimientos de sostenimiento, dimensionamiento de excavaciones, etc.), dado que reúne en un solo concepto todos los aspectos geomecánicos que intervienen en describir el entorno donde se pretende realizar el diseño de una labor o estructura subterránea, como lo muestra la Figura 4.1. Se obtiene a partir de cinco componentes:

- Modelo geológico
- Modelo estructural
- Modelo de macizo rocoso
- Modelo hidrogeológico
- Modelo de esfuerzos

La recolección de información para construir cada componente se ha desarrollado en el Capítulo 3 de esta guía.

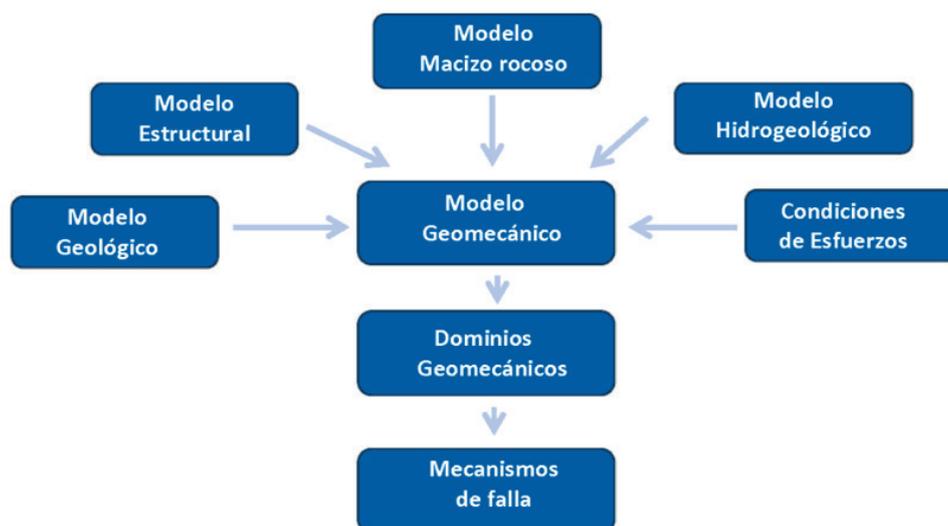


Figura 4-1. Proceso de Diseño Geomecánico

Para la generación de un modelo geomecánico resulta fundamental una adecuada caracterización geológica-geotécnica del sector de interés y su entorno. El mencionado modelo debe facilitar la gestión de información de cada componente y contener una base de datos eficiente que permita la incorporación de nueva información. El modelo debe ser actualizado de acuerdo a la etapa en la que se desarrolla el proyecto (conceptual, pre factibilidad, factibilidad, operación, etc.). Típicamente el modelo geomecánico se conforma de dominios geomecánicos y propiedades asociadas que incluye: Distribución de los materiales, Anisotropía estructural, Parámetros de resistencia y Factores hidrogeológicos. (Read, 2009)

4.1.1 Modelo geológico

El modelo geológico debe representar la distribución de los materiales involucrados en el desarrollo de las labores mineras. Los tipos de material no deben estar limitados sólo a la litología, sino también al grado y tipo de alteración y/o a algún otro parámetro geológico que pueda modificar significativamente las propiedades del macizo rocoso, esta modificación no solo podría ser en forma positiva (e.g. silicificación), sino también de manera negativa (e.g. argilización).

También, es importante identificar las características geológicas, morfológicas y la génesis de la mineralización. El modelo geológico debe estar enfocado en la geología global del yacimiento incluyendo la roca encajonante (caja techo y caja piso) y la estructura mineralizada (vetas o cuerpos mineralizados).

4.1.2 Modelo estructural

Un típico modelo estructural debe ser desarrollado en dos niveles:

- Estructuras mayores e intermedias (pliegues, fallas a escala de mina, etc.)
- Estructuras menores (juntas, diaclasas, fallas a escala local)

La diferenciación de estructuras está relacionada principalmente con la continuidad de las mismas, sus características y el impacto resultante en la estabilidad de las labores mineras. Las fallas mayores probablemente serán más continuas, aunque pueden ser relativamente espaciadas y en la mayoría de los casos están constituidas de material alterado y deleznable, que puede influir significativamente en la estabilidad de las labores; por otra parte, las estructuras menores poseen continuidad limitada pero muy poco espaciadas y también impactan en la estabilidad de las labores mineras según su orientación espacial en la que se encuentran respecto al avance de las labores mineras (formación de cuñas y bloques, caída por gravedad y deslizamiento).

4.1.3 Modelo de macizo rocoso

Un modelo de macizo rocoso debe estar conformado por los siguientes análisis:

- Propiedades de la roca intacta
- Índice RQD
- Clasificación Geomecánica (RMR, Q, etc.)
- Resistencia de las estructuras menores y mayores
- Propiedades de resistencia del macizo rocoso

Este modelo debe determinar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a ser usadas en el análisis de estabilidad y diseño de las labores subterráneas, para cada etapa del desarrollo del proyecto, incluyendo las propiedades de resistencia de la roca intacta, estructuras y macizo rocoso.

4.1.4 Modelo hidrogeológico

La caracterización hidrogeológica resulta fundamental para definir las posibles infiltraciones de agua en la mina y los potenciales requerimientos de drenaje y/o bombeo. Discusiones detalladas sobre distintos aspectos de la hidrogeología aplicada pueden encontrarse en los trabajos de Custodio & Llamas (1983), Freeze & Cherry (1979) y Fetter (2001).

El propósito de la caracterización hidrogeológica es el desarrollo de un modelo cuyo análisis permita evaluar, cuantitativamente, los potenciales efectos de las aguas sobre la estabilidad de una mina subterránea. Esta evaluación debe incluir las infiltraciones que afectarían a las operaciones mineras (magnitud, lugar(es) y tiempo(s) de ocurrencia), el campo de presión de poros que afectaría en la profundización de la mina, la potencial ocurrencia de infiltraciones súbitas de agua a la mina subterránea, etc.

El modelo hidrogeológico deberá validarse antes de ser empleado como herramienta predictiva. Esta validación deberá apoyarse en los resultados de pruebas de bombeo, los registros de información en pozos de observación, piezómetros y caudales de bombeo del nivel más profundo de la mina. El número “adecuado” de pozos de observación y piezómetros depende de cada caso; debe ser establecido según el desarrollo de estudios hidrogeológicos realizado por personas especializadas.

4.1.5 Condiciones de esfuerzos

La evaluación del estado de esfuerzos, antes y durante la explotación del yacimiento minero, resulta de fundamental importancia, debido a que los esfuerzos inducidos pueden dar origen a las concentraciones de esfuerzos que causan la inestabilidad local y global del macizo rocoso. Para ello es necesario delimitar, en un modelo geomecánico, las zonas con potencial influencia de esfuerzos inducidos, ya sea por el efecto de la profundidad o la influencia de esfuerzos de pre minado elevados; asimismo, se debe verificar la capacidad de acumulación y liberación de energía del macizo rocoso.

En el capítulo 3 de esta guía se incluyen discusiones detalladas sobre la medición e interpretación del estado de esfuerzos in situ.

4.2 Dominios geomecánicos

Luego de tener construido el modelo geomecánico el siguiente paso en el diseño es establecer o sub dividirlo en zonas denominadas “dominios geomecánicos” donde las características del modelo geomecánico sean similares o puedan considerarse homogéneas. Estos dominios frecuentemente están asociados a las características geológicas del lugar y a los mecanismos de falla esperados para cada sector. Normalmente, la estructura mineralizada y los contactos litológicos con la roca circundante pueden simplificar la conformación de los dominios geomecánicos. Sin embargo, en muchas zonas geológicas complejas, la alteración y/o los sistemas de fallas pueden influir en las condiciones del macizo rocoso definiendo los mencionados dominios.

4.3 Mecanismos de falla

La estabilidad de toda excavación minera subterránea está influenciada principalmente por el macizo rocoso, estructuras y los esfuerzos presentes, así cada uno individualmente o en combinación puede determinar las condiciones de estabilidad.

4.3.1 Mecanismo de falla controlada por esfuerzos

La influencia de los esfuerzos en una excavación minera depende generalmente de la magnitud y orientación de los esfuerzos, dimensiones de las excavaciones y tipo y/o calidad del macizo rocoso.

En una roca levemente fracturada, masiva, rígida con altas condiciones de esfuerzos se pueden presentar lajamientos, reventazón y estallido de rocas, este último se presenta si las magnitudes de los esfuerzos son altos; en una roca fracturada, considerando cierto grado de presencia de sistemas de discontinuidades, los esfuerzos inducen el deslizamiento de las cuñas y bloques presentes; en una roca muy fracturada a intensamente fracturada, el falla-

miento de la roca por influencia de los esfuerzos plastificará la roca, y los bloques y cuñas se deslizarán a través de las superficies de las discontinuidades. En zonas débiles, como fallas y zonas de corte (baja resistencia del macizo rocoso), la influencia de los esfuerzos hace que el macizo rocoso se encuentre relajado por lo que éste cederá fácilmente.

En el proceso de minado se debe tener especial cuidado en la secuencia de minado, evitando o reduciendo la concentración de altos esfuerzos en los contornos de las excavaciones y pilares. Para el caso de minas subterráneas mayores a las 2000 TMD de producción y que se encuentren a más de 600 m de profundidad, se debe evaluar la posibilidad de implementar un sistema de monitoreo de sismicidad inducida, con la finalidad de identificar las zonas de mayor riesgo y vulnerabilidad por estallidos de rocas. Estas zonas pueden ser correlacionadas con la profundidad, con el tipo de roca, tamaño de las excavaciones, secuencia de minado, frecuencia y magnitud de la actividad sísmica inducida.

4.3.2 Mecanismo de falla controlada por estructuras

Una excavación minera a poca profundidad está influenciada principalmente por los sistemas estructurales del macizo rocoso. A medida que el minado se profundiza, los esfuerzos inducidos en las excavaciones aumentan considerablemente llegando a originar zonas de fallamiento por sobre esfuerzos.

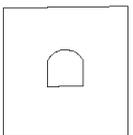
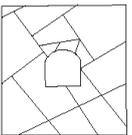
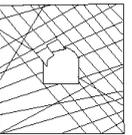
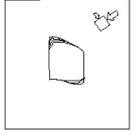
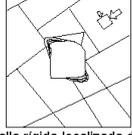
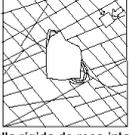
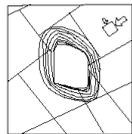
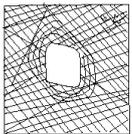
	Masivo (RMR>75)	Moderadamente fracturada (50>RMR<75)	Altamente fracturada (RMR<50)
Esfuerzos in situ bajos	 Respuesta elástica lineal	 Deslizamiento o caída de bloques y cuñas	 Desplazamiento de bloques de la superficie de la excavación
Esfuerzos in situ intermedios	 Falla rígida adyacente al contorno de la excavación	 Falla rígida localizada de roca intacta y movimiento de bloques	 Falla rígida de roca intacta y desplazamiento a lo largo de las discontinuidades
Esfuerzos in situ altos	 Falla rígida alrededor de la excavación	 Falla rígida de roca intacta alrededor de la excavación y movimiento de bloques	 Roca deformable, comportamiento plástico

Figura 4-2. Ejemplos de mecanismos de falla y comportamiento del macizo rocoso para facilitar la comprensión del comportamiento del macizo rocoso (modificado de Lorig, 2009)

Al realizar una excavación se origina una cara libre, quedando expuestos bloques o cuñas definidos como un volumen de roca que se puede deslizar sobre una superficie o caer por su propio peso. Se debe realizar la evaluación de las estructuras (discontinuidades) y de los factores que influyen en la inestabilidad como los parámetros de resistencia entre las discontinuidades (cohesión y ángulo de fricción). Es importante identificar si los sistemas principales de

discontinuidades son paralelos a la labor o perpendiculares a ésta; una labor con avance paralelo a un sistema de discontinuidades será crítica, a diferencia de una labor que avanza perpendicularmente ya que en la primera se generaran cuñas de mayor volumen; el volumen o tamaño de la cuña permitirá determinar la cantidad de sostenimiento requerido para estabilizar la cuña. Se debe asegurar una adherencia adecuada entre el elemento estabilizador y el macizo rocoso para que el elemento estabilizador trabaje a su máxima capacidad, lo que es posible con una buena instalación de dichos elementos.

Para determinar este mecanismo de falla en una excavación se deben conocer las orientaciones predominantes de los sistemas de discontinuidades que formarán las cuñas, así como la forma, ubicación de cuñas (hastiales y/o techo), tamaño de las cuñas y el factor de seguridad. Para este análisis se puede usar el software geotécnico *Unwedge* de Rocscience u otro equivalente.

5. CRITERIOS GEOMECÁNICOS

5.1 Criterios geomecánicos

Los propietarios y la alta dirección de una mina subterránea esperan que el sistema de explotación a ser utilizado reúna y cumpla con las necesidades esenciales de seguridad, recuperación de mineral, retorno de capital, medio ambiente y responsabilidad social.

Por ello, los criterios geomecánicos que se adopten para el desarrollo de una explotación subterránea cumplirán un papel importante, y sus necesidades deben reflejarse en la política corporativa. Es decir, antes de la aceptación de un diseño de explotación, estas deben estar alineadas con los criterios geomecánicos específicos de diseño, operación y cierre.

Los criterios geomecánicos a tomar en cuenta en el desarrollo de un proyecto minero son los que mencionan a continuación:

- Criterios geomecánicos para el diseño
 - Uso de la excavación minera
 - Factor de seguridad y/o probabilidad de falla.
 - Área de influencia
 - Normas técnicas aplicables
- Criterios geomecánicos durante la construcción y operación
 - Estándares constructivos
 - Especificaciones técnicas.
 - Técnicas de construcción y explotación.
 - Mapeo, instrumentación y monitoreo.
- Criterios geomecánicos para el cierre de minas
 - Durabilidad, monitoreo y mantenimiento.

5.2 Criterios de aceptación

5.2.1 Factor de seguridad

El enfoque clásico utilizado en el diseño de estructuras de ingeniería es considera la relación entre la resistencia o soporte a la carga del sistema y la demanda o carga calculada actuando sobre el sistema. El factor de seguridad (FS) es una medición determinística de la relación entre las fuerzas resistentes (capacidad) y las fuerzas actuantes (demanda),

El factor de seguridad de una estructura se define como:

$$FS = \frac{C}{D} \quad (17)$$

Donde:

FS = Factor de Seguridad

- C = Capacidad de soporte de carga del sistema
- D = Fuerzas actuantes o demanda sobre el sistema

Existen tres posibles escenarios:

- Cuando $C > D$, luego $C/D > F > 1$ el sistema es estable.
- Cuando $C < D$, luego $C/D < F < 1$ el sistema es inestable.
- Cuando $C = D$, luego $C/D = F = 1$ el sistema está en equilibrio límite.

El valor de FS convencionalmente consiste en colocar un valor prescrito mínimo de aceptación del diseño basado principalmente en la experiencia. Los valores de FS considerados como mínimos se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5-1. FS recomendados según plazo de estabilidad

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

Nota: se considera: $CP < 3$ meses, $3 \text{ meses} < MP < 1$ año y $LP > 1$ año

El grado de confiabilidad de la función de capacidad (C) depende de la variabilidad de los parámetros de la resistencia al corte de la masa rocosa, prueba de errores, procedimientos mineros, procedimientos de inspección, etc. Similarmente la función de demanda (D) incluye factores de fuerza de carga gravitacional de la masa rocosa, aceleración sísmica, esfuerzos circundantes y ubicación del nivel freático.

5.2.2 Probabilidad de falla

El concepto de probabilidad de falla se emplea tomando en cuenta la variabilidad de las características de resistencia del macizo rocosos por tratarse de un material heterogéneo, no lineal y no elástico, son difíciles de ser representado por un único valor y por tanto el criterio de aceptación obtenido de un factor de seguridad tiene implícito un riesgo e incertidumbre y puede conducir a recomendaciones incorrectas.

La probabilidad de falla es una aproximación mayormente utilizada para dar una evaluación más racional del riesgo asociado a un diseño particular. Esto involucra una serie de cálculos en el que cada parámetro significativo varía sistemáticamente sobre su rango máximo creíble para determinar su influencia sobre el factor de seguridad.

El valor promedio del FS no es un buen indicador de la probabilidad de falla. La probabilidad de falla es una función, no solo de promedios, sino también de variabilidad de los datos de entrada.

Los materiales naturales y sus atribuciones que se aplican en la minería son diferentes porque:

- Son complejos.
- Sus propiedades son raramente bien conocidas.
- Sus propiedades son muy variables en espacio y en tiempo (en el caso geomecánico).
- Las fuerzas actuantes sobre el sistema pueden ser complejas.

Hay dos opciones de uso de la probabilidad de falla PF,

- La opción 1 reconoce al FS como una variable al azar y busca la probabilidad de ser igual o menor que 1:

$$PF = P (FS) \leq 1 \quad (18)$$

- La opción 2 busca la probabilidad que la demanda (D) exceda la capacidad (C):

$$PF = P (C - D) \leq 0 \quad (19)$$

La primera opción a menudo es la más usada, pero usando ambas opciones se tiene tres atractivos particulares que son los siguientes:

- Permite la variabilidad en las funciones capacidad (C) y demanda (D) a ser tomadas en la probabilidad y ayuda a establecer el nivel de confiabilidad en el diseño. La confiabilidad de la estructura es la probabilidad del éxito. Así que, si la PF estimada es 20%, es confiable en un 80%, lo que refleja el nivel de confianza requerida para el diseño y etapa de construcción de desarrollo del proyecto.
- Es una escala linear, ejemplo una PF de 10% es dos veces más grande de una PF de 5%.
- Es un parámetro esencial en el cálculo de riesgo donde el riesgo (R) es definido como:

$$R = PF \times (\text{Consecuencia de falla}) \quad (20)$$

La confiabilidad de un sistema es interpretada como la probabilidad que podría producirse por al menos un periodo específico de tiempo y bajo condiciones específicas de operación, en otras palabras, la confiabilidad es la probabilidad del éxito. Un concepto alternativo de la confiabilidad, es la probabilidad que el factor de seguridad sea mayor o igual que 1.0:

$$R = 1 - PF \quad (21)$$

Este concepto es importante porque reconoce que, aunque un diseño puede tener un razonable valor de FS (basado en el valor promedio de las variedades), todavía existe el riesgo de falla finito. Por ejemplo, una típica aplicación de mecánica de rocas, un FS=1.2 puede tener una PF de 20% a 30% (el diseño es solo 70% a 80% confiable).

Si es confiable al 95%, en términos de diseño significa:

- Interpretación estadística (basado en la asunción de incertidumbre sistemática): Si 100 túneles idénticos son construidos, se espera que 5 de ellos fallen.
- Interpretación basada en la variabilidad espacial: Si la longitud de túnel es 100 m, se puede esperar que 5 m de longitud de túnel falle.

Una probabilidad de falla de hasta 10% puede considerarse como aceptable, siempre y cuando los riesgos de falla sean conocidos y controlados apropiadamente.

6. DISEÑO GEOMECÁNICO DEL MÉTODO DE MINADO

6.1 Factores característicos del Diseño Geomecánico

Un yacimiento de mineral puede ser minado mediante diferentes métodos de explotación, por esta razón, la selección y diseño del método de explotación subterránea debe ser el más apropiado para un determinado tipo de yacimiento.

Las principales características y condiciones naturales de un yacimiento mineral que se consideran en el diseño geomecánico de un método de explotación subterránea son las siguientes:

- Configuración geométrica (dimensiones y forma)
- Disposición y orientación (profundidad, buzamiento y rumbo)
- Tamaño (masivo, tabular o veta)
- Características geomecánicas (mineral y roca encajonante)
- Distribución de ley (uniforme, variable, irregular)
- Aspectos ambientales (efectos en la calidad de agua subterránea, cambios en la topografía, hundimiento, subsidencia, etc.)

Las características geomecánicas del mineral y de la roca encajonante influyen en los siguientes aspectos:

- Selección del método de minado
- Dimensionamiento de aberturas y pilares
- Mecanización de las operaciones unitarias
- Sistema de sostenimiento
- Diseño de la estructura de mina
- Dimensionamiento de labores de desarrollo, preparación y producción
- Capacidad de producción
- Selección del equipo apropiado
- Control y manejo del equilibrio del macizo rocoso luego de la explotación

6.2 Métodos de explotación subterránea

Una operación minera debe ser diseñada tomando en cuenta sus entornos externos e internos. La interacción con los ambientes externos involucra efectos en la topografía superficial, régimen del agua superficial y subterránea, composición química del agua y posibles cambios en la morfología de la superficie producida por efectos de la subsidencia. Cada método de minado interactúa de manera diferente con el ambiente externo, esto debido a la disipación de los esfuerzos inducidos por las excavaciones que afectan al macizo rocoso. En general, los métodos de hundimiento tienen un impacto más pronunciado sobre los ambientes externos que los métodos que emplean pilares o relleno de mina.

Este documento no tiene como alcance cubrir todos los aspectos relacionados con el diseño y operación de los distintos métodos de minado, sino más bien concentrarse en los aspectos geomecánicos del cuerpo mineralizado y

la roca encajonante que permitan determinar un método de minado seguro y eficaz. Los métodos de explotación subterránea de acuerdo a sus características geomecánicas propuestos por B.G.H. Brady y E.T. Brown (2005), consideran como criterios para la clasificación de los métodos de minado los siguientes: Primero se considera la magnitud de los desplazamientos de la roca circundante y segundo la energía de deformación almacenada en las proximidades de la excavación. La subdivisión que propusieron, agrupa a los métodos de explotación en tres categorías principales (ver Figura 6-1).

- Métodos sin soporte o hundimiento.
- Métodos naturalmente soportados.
- Métodos artificialmente soportados (con relleno).

6.2.1 Métodos sin soporte o hundimiento

Son métodos de minado donde los vacíos creados por la extracción del mineral se rellenan progresivamente con el material del hundimiento de la caja techo a medida que se siga minando. Existen dos tipos; el hundimiento de bloques, para depósitos masivos, donde el cuerpo mineral es preparado para inducir a la inestabilidad del mineral y al ser este extraído por las labores inferiores el material de cajas o por encima de los bloques se hunde gradualmente. El otro método es hundimiento por subniveles, donde ya sea la caja techo o el material supra yacente al mineral se hunde progresivamente para rellenar los espacios vacíos originados por la extracción del mineral a través de los subniveles inferiores.

6.2.2 Métodos soportados por pilares

Son aquellos donde se dejan pilares de macizo rocoso o mineral como principal forma de controlar la estabilidad de áreas extraídas (vacíos). Se incluye el método de cámaras y pilares, para cuerpos o mantos con buzamiento bien echado, donde el mineral es extraído de las cámaras y los pilares son dejados entre las cámaras como soporte para controlar la estabilidad. En este tipo de método también se encuentra los tajeos por sub niveles con cámaras abiertas, para cuerpos con buzamiento vertical o cercano a 90°. Aquí los pilares de soporte son los pilares corona y pilares costilla que se dejan en mineral para controlar la estabilidad de la roca encajonante.

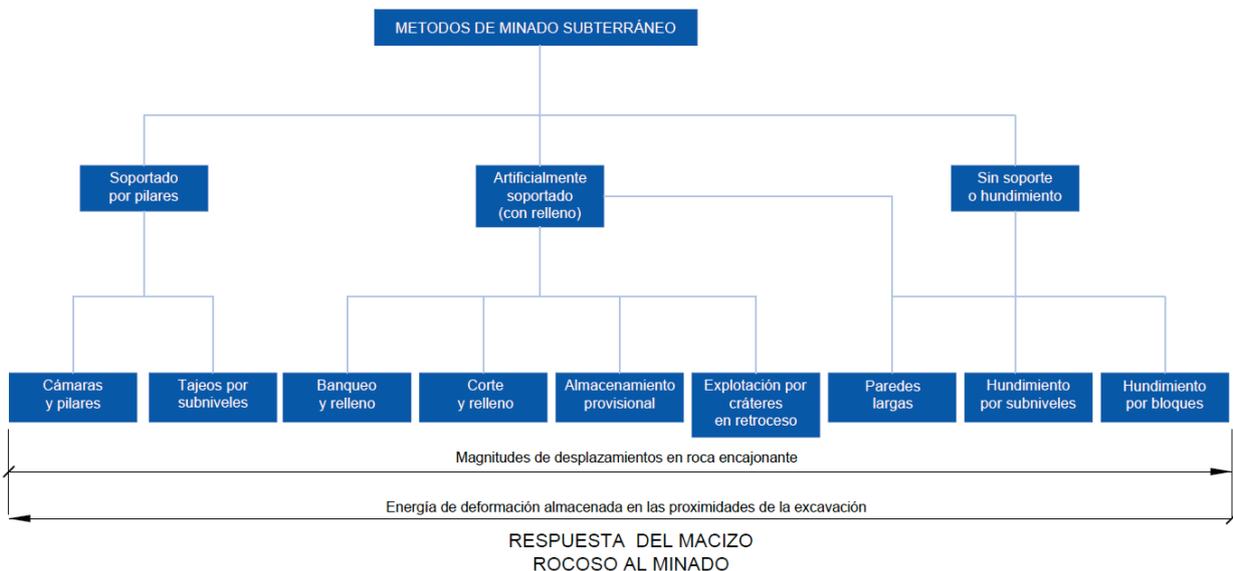


Figura 6-1. Clasificación de métodos de explotación según respuesta del macizo rocoso al minado (B.G.H. Brady y E.T. Brown, 2005)

6.2.3 Métodos artificialmente soportados

El relleno es utilizado para reducir la exposición de vacíos a fin de no exceder las dimensiones críticas de estabilidad; ello incluye variaciones de los métodos de corte & relleno y tajeos abiertos. Como la extracción subterránea llega a los niveles profundos de la mina, la exposición de vacíos genera mayor inestabilidad, por lo tanto, es necesario enfatizar en un sistema de relleno eficiente. El relleno de mina es generalmente aplicable a métodos artificialmente soportados. Dentro de estos métodos se han utilizado un amplio rango de aplicaciones de relleno para satisfacer una variedad de necesidades de las operaciones mineras. Los métodos de almacenamiento provisional también se pueden considerar como métodos soportados artificialmente.

6.3 Métodos de explotación según exposición de personal

Los métodos de explotación subterráneos, de acuerdo al acceso de personal, pueden dividirse en dos categorías. Aquellos que se diseñan para permitir el acceso del personal y aquellos que son diseñados para ser trabajados de manera remota, es decir que no permiten el acceso del personal. La exposición del personal a las caídas de rocas en las excavaciones con entrada de personal las convierte en lugares de mayor riesgo donde el ingeniero encargado de la geomecánica debe prestar mayor atención durante el diseño y operación de la mina. Sin embargo, en las excavaciones sin entrada de personal, las caídas de rocas también pueden tener graves consecuencias. La propagación incontrolada de inestabilidad iniciada en un tajeo sin entrada de personal, puede causar serios daños a la infraestructura de la mina.

Las buenas prácticas en el diseño de las excavaciones tanto con entrada como sin entrada de personal contribuirán a reducir los riesgos de caída de rocas. Existen varios enfoques comúnmente usados y reconocidos para el diseño de excavaciones; a menudo es difícil desasociar el diseño de la excavación y el reforzamiento del macizo rocoso, y algunos de los métodos integran ambos aspectos.

Las excavaciones que se someterán a cargas dinámicas (ruptura de rocas y sismicidad) requerirán consideraciones especiales. Desde el punto de vista del nivel de riesgo de exposición del personal dentro de las cámaras de explotación durante el proceso de minado, los métodos de explotación se han clasificado en dos grandes grupos: métodos de explotación con entrada de personal y métodos de explotación sin entrada de personal.

6.3.1 Métodos sin entrada de personal

Los métodos de explotación sin entrada de personal realizan la explotación sin exposición del personal dentro de los tajeos. La extracción de mineral se realiza con equipo de control remoto o telemando que es operado desde un sitio seguro. Los métodos de explotación que se encuentran dentro de este grupo son los siguientes:

- Tajeos abiertos (*Open stoping*).
- Tajeos por subniveles (*Sub level stoping*).
- Hundimiento por subniveles (*Sub level caving*).
- Hundimiento de bloques (*Block caving*).

6.3.2 Métodos con entrada de personal

Los métodos de explotación con entrada de personal realizan la explotación con exposición del personal dentro de los tajeos, por lo que en estas labores se debe garantizar la estabilidad del macizo rocoso y la seguridad del personal. La extracción de mineral se realiza a través de las galerías con exposición de personal y equipos. Los métodos de explotación que se encuentran dentro de este grupo son los siguientes:

- Almacenamiento provisional (*Shrinkage*).
- Corte y relleno (*Cut and fill*).
- Cámaras y pilares (*Room and pillars*).

6.4 Tipos de excavaciones subterráneas según su uso

Hay un gran número de diferentes tipos de excavaciones en una mina subterránea que proveen acceso y tránsito para el personal, equipos, mineral, roca estéril, abastecimiento y otros servicios. Para propósito de diseño en función de la vida útil de las excavaciones mineras subterráneas han sido divididas en dos grandes categorías: excavaciones mineras permanentes y excavaciones mineras temporales.

Tabla 6-1. Tipos de excavaciones mineras subterráneas

Excavaciones mineras permanentes	Excavaciones mineras temporales
Rampas principales	Tajeos de explotación
Rampas	Galerías
Bypass	Subnivel de acceso
Chimeneas principales de ventilación	Crucero de acceso a tajeo local
Chimeneas principales de servicios	Crucero de extracción
Chimeneas <i>ore pass</i> principales	Cruceros de servicios (agua, aire, relleno, etc.)
Inclinados	Chimeneas o Slots de producción
Desarrollos del nivel principal	Chimeneas de ventilación de tajeos
Rutas de escape	Chimeneas de servicios de tajeos
Refugios	Chimeneas <i>ore pass</i> de tajeos, etc.
Cargaderos	
Áreas de oficinas y comedor	
Cámaras de refugio	
Salas de reuniones y/o monitoreo.	
Bodegas mineras	
Polvorines subterráneos	
Sub estaciones eléctricas	
Estaciones de primeros auxilios	
Excavaciones de chancado	
Estaciones de bombeo principal	
Áreas de talleres	
Estacionamiento vehicular, etc.	

6.4.1 Excavaciones mineras permanentes

Se considera que en estas excavaciones el personal estará transitando regularmente durante gran parte de la vida de la mina. Este tipo de labores deben cumplir con todas las especificaciones técnicas de diseño y construcción para un lapso de tiempo que se aproxime o supere la duración de la actividad minera; ello contempla las labores mineras horizontales y verticales, por ejemplo, las vías principales de acceso, vías principales de servicio, etc. El requerimiento práctico es asegurar que el desempeño de las excavaciones permanentes se pueda mantener estable

para el largo plazo o durante la vida de la mina. En muchos casos será necesario realizar inspecciones periódicas para constatar que la calidad del sostenimiento se encuentre operativo.

6.4.2 Excavaciones mineras temporales

Las labores mineras temporales son principalmente las excavaciones que forman parte de la infraestructura de explotación de un bloque mineral, siendo excavadas para el corto plazo (menor a 3 meses) o mediano plazo (menor a un año). Estas labores mineras cumplirán su función de acceso hasta que finalice la explotación del tajeo de manera segura. El diseño y construcción de estas labores son menos rigurosas; sin embargo, deben cumplir también con las especificaciones técnicas para un lapso de tiempo superior a lo planificado. El personal transitará y se expondrá dentro de estas labores en el periodo de tiempo hasta que finalice la explotación de este tajeo. El requerimiento práctico es asegurar que la excavación se mantenga estable para el corto o mediano plazo, dependiendo del tipo y finalidad de la excavación.

6.5 Riesgos asociados a los métodos de explotación y criterios de control

La función típica del planeamiento de mina es proveer de un diseño de la mina que integre las disciplinas de geología, geomecánica, minería y economía. Las numerosas incertidumbres asociadas con el entendimiento de la geología, la exposición del personal a los peligros potenciales en el sitio de trabajo y la necesidad de que la explotación resulte económica, requiere una evaluación apropiada del riesgo.

En los últimos años, las "reglas y límites" de la geomecánica se han separado, abriendo mayores ventanas de aplicabilidad a los métodos de minería de menor costo. En ciertas situaciones, esto puede aumentar los peligros inherentes de la geomecánica, que deben ser tratados por el sistema de gestión de riesgos de caída de rocas (o control de terreno). No existen "recetas" fiables y aceptadas para seleccionar los métodos de minado. La mayoría de las decisiones se toman sobre la base de la amplia experiencia del equipo de especialistas que participan en los estudios de factibilidad. Morrison (1976), Brady y Brown (1985) y Hustrulid y Bullock (2001) proporcionan metodologías generales sobre la selección del método de la explotación minera.

Muchas minas subterráneas peruanas usan métodos de explotación con entrada y sin entrada de personal para extraer los depósitos de mineral. Estos métodos requieren el acceso al cuerpo de mineral a través de galerías, cruceros, etc.; creando áreas de intersecciones en múltiples labores mineras. En este contexto es necesario evaluar el desempeño de la estabilidad con respecto a la secuencia de minado planificada.

Los métodos modernos de minería subterránea por lo general requieren la excavación de grandes cavidades o tajeos de explotación, a menudo no soportados. En muchos casos, estos son sin entrada de personal; en este caso el riesgo de seguridad humana en la actividad de extracción de mineral se reduce con el uso de equipos de telemando o control remoto. Con un riesgo reducido, las preocupaciones de estabilidad dentro de los tajeos se concentran principalmente en la sobre rotura no planificada que no es otra cosa que la dilución del mineral.

Sin embargo, el riesgo de seguridad humana en los métodos de explotación con entrada de personal es mayor debido a que todas las actividades unitarias de explotación se realizan principalmente con exposición del personal y equipos dentro de los tajeos de explotación.

6.5.1 Manejo de riesgos de caída de rocas

La caída de rocas es el principal peligro en la minería subterránea mundial, cuyas consecuencias van desde insignificantes hasta catastróficas (con fatalidades humanas). Por lo tanto, se debe gestionar el riesgo para el personal y los daños asociados con la caída de rocas. En ese contexto, las minas peruanas operan en una variedad de ambientes y cada sitio de la mina tiene un conjunto único de condiciones.

Por una parte, se tienen los métodos de minado que producen grandes cantidades de mineral. Como resultado, la tasa de perturbación impuesta al entorno local puede ser significativa., ya que el cambio en el campo de esfuerzos y la energía del sistema global (ambiente minero) es una función del volumen de roca extraída, la "extracción masiva" implica enormes transferencias de energía. La evaluación de riesgos de la "extracción masiva" debe dar cuenta de la posibilidad de que grandes cantidades de energía se liberen de manera súbita.

En el otro extremo se tiene la extracción de la pequeña minería, a menudo de alta ley, que suele enfatizar la extracción selectiva y la recuperación total del mineral. Con frecuencia el enfoque de los proyectos mineros que involucran pequeños yacimientos de mineral puede imponer limitaciones en el gasto de capital. Esto, a su vez, puede producir limitaciones en la infraestructura, en el sistema de relleno de mina, en el acceso, limitaciones en los equipos, plataformas mecánicas para empernado, equipo automatizado, limitaciones en personal especializado en la instalación de sostenimiento, ingenieros especialistas en mecánica de rocas, equipos de rehabilitación, etc. No obstante, la extracción de yacimientos en pequeña y mediana minería será en general menos perturbadora para el macizo rocoso comparado con la gran minería.

La magnitud de los esfuerzos generalmente es proporcional al peso de la sobrecarga, por tanto, aumenta con la profundidad. Los campos de altos esfuerzos, junto con una menor resistencia del macizo rocoso, resultan en la utilización de altos niveles de soporte.

Asimismo, condiciones de altos esfuerzos generalmente conducen a un ambiente sísmicamente activo y propenso al estallido de roca. El estallido de roca es uno de los peligros más difíciles de controlar en las minas porque involucra mecanismos complejos como los terremotos, que ocurren de manera súbita. Los estallidos de rocas pueden ser muy potentes y son muy impredecibles. El equipo de monitoreo sísmico y los sistemas especiales de soporte diseñados para controlar la carga dinámica (impacto del estallido de rocas) son esenciales para operar de manera segura y eficiente en estos ambientes. Debido a que los pilares de roca tienen casi siempre una función de apoyo local y regional, su remoción puede afectar la estabilidad de los tajeos y de la infraestructura subterránea. Por lo tanto, es imprescindible evaluar cuidadosamente los riesgos asociados antes de proceder con la extracción de los pilares de roca.

7. DISEÑO GEOMECÁNICO DE EXCAVACIONES

Como se comentó en el capítulo anterior, las excavaciones mineras se pueden diferenciar entre excavaciones con entrada y sin entrada de personal. Las buenas prácticas de diseño, para ambos tipos de excavaciones serán aquellas que minimicen el riesgo de caídas de rocas. Existen varios métodos de diseño de excavaciones subterráneas reconocidos que se usan con frecuencia en la industria minera. Dado que es difícil no asociar el diseño de una excavación con el diseño del refuerzo o sostenimiento, muchos de estos métodos integran ambos aspectos. Los métodos de diseño que presentaremos en esta guía se clasifican en los siguientes:

- Métodos empíricos, que evalúan la estabilidad basada en prácticas o experiencia previa junto con el comportamiento existente de la mina para una predicción futura.
- Métodos analíticos en forma de códigos numéricos, soluciones cerradas, física clásica y modelos de resistencia.
- Métodos observacionales que se basan en el monitoreo del macizo rocoso y la verificación de su comportamiento (este método no se incluye en la guía dado que su aplicación es principalmente en obras subterráneas de infraestructura civil).

7.1 Método empírico

Los métodos empíricos son técnicas de diseño comúnmente utilizadas en la industria minera debido a su uso práctico en el diseño de las estructuras mineras (Pakalnis, 2014). Las técnicas empíricas son una buena referencia para el diseño geomecánico, deben ser usadas como guía y siempre estar sujeto a las condiciones locales de cada mina o excavación subterránea. Sin embargo, Pakalnis recomienda que los diseños finales siempre deben ser corroborados por los métodos analíticos y/o métodos numéricos, como método de comprobación.

Los métodos empíricos han ganado aceptación en los últimos años debido a su capacidad predictiva. Los métodos convencionales de evaluación tienen dificultad para identificar la naturaleza fracturada de la roca como material, asignarle propiedades y establecer parámetros de entrada para una posterior evaluación numérica.

En este contexto, Pakalnis (2014) emplea un proceso de diseño que integra los métodos empíricos, códigos numéricos, herramientas analíticas y observacionales, como herramientas para el proceso general de diseño. Este proceso de diseño se muestra en la Figura 7-1.

El campo del diseño empírico en minería se descompone básicamente en dos categorías, el diseño de aberturas y el diseño de pilares. A continuación, se muestran estos métodos de diseños.

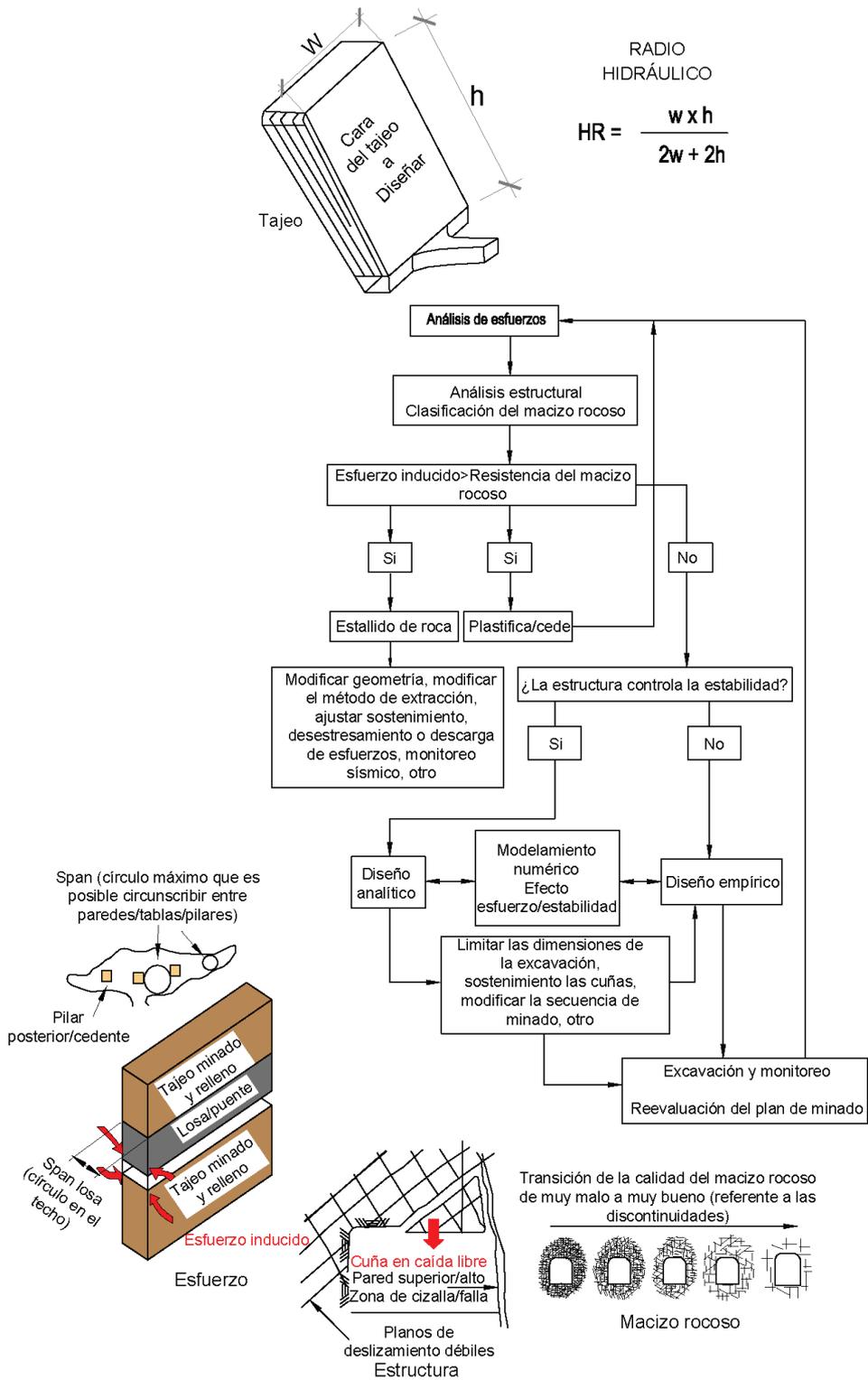


Figura 7-1. Metodología de diseño que incorpora esfuerzos, estructuras y macizo rocoso (Pakalnis, 2014)

7.1.1 Método de diseño de abertura (span)

La curva de abertura crítica (*Critical Span Curve*, Lang, 1994) actualizada por Wang (2000) con valores de roca de mala calidad se presenta en la figura 7-3. La abertura crítica (*critical span*) se define como el diámetro del círculo mayor que se puede dibujar dentro de los bordes de la excavación expuesta (techo). Esta abertura expuesta es contrastada con la calidad de la roca inmediata del techo para establecer la condición de estabilidad.

La abertura de diseño se refiere a la abertura sin sostenimiento y/o aberturas con sostenimiento local (i.e. pernos sistemáticos de 1.8m de longitud con una malla de 1.2m por 1.2m.), el valor de RMR es el sugerido por Bieniawski (1976) con una corrección de menos 10 puntos, si hay presencia de discontinuidades de buzamiento menor a 30 grados. La condición de estabilidad se clasifica según las siguientes tres categorías:

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

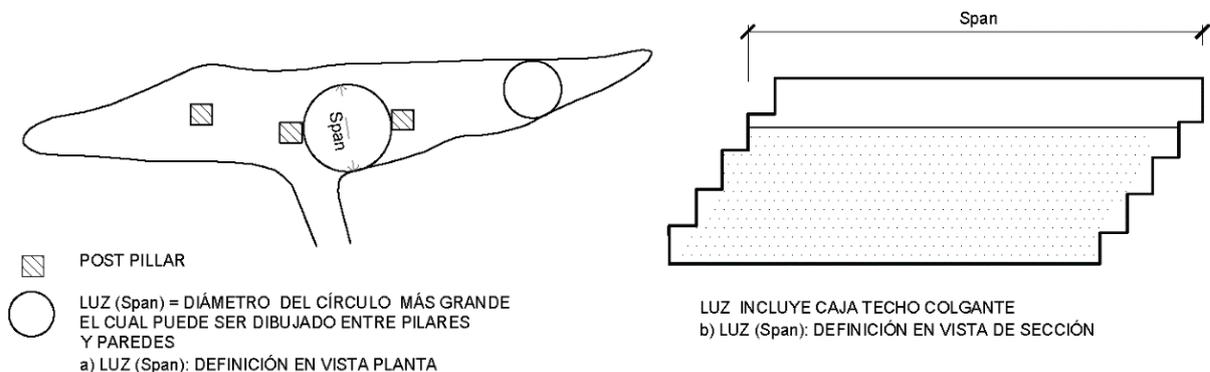


Figura 7-2. Definición de span (abertura crítica, luz o ancho), (Pakalnis, 1993)

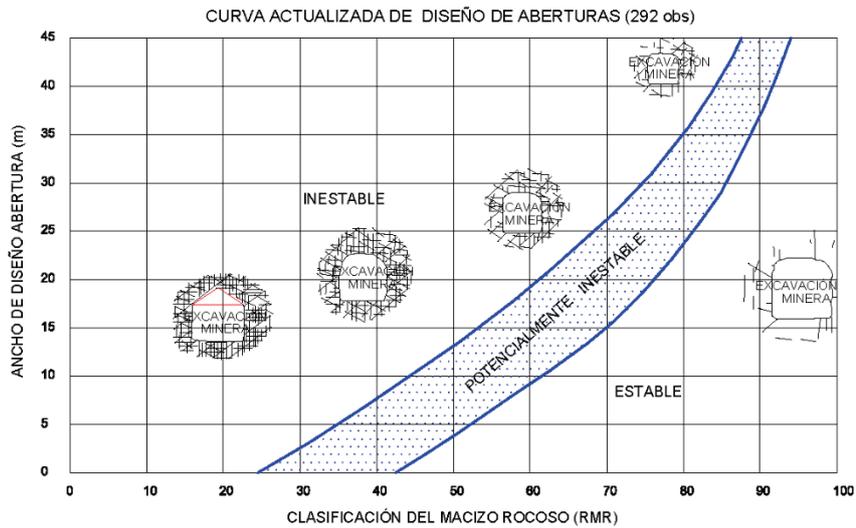


Figura 7-3. Curva de diseño de excavaciones (Pakalnis, 2002)

7.1.2 Método del índice de calidad del Raise Bore

Este método, desarrollado por McCracken y Stacey (1989), evalúa la estabilidad de excavaciones verticales (chimeneas, piques) realizadas mediante el método de excavación con raise bore. Siendo Q_r el parámetro de entrada y el diámetro de la excavación vertical, tal como se aprecia en la figura 7-4. En el Anexo B Se detalla un ejemplo de cálculo.

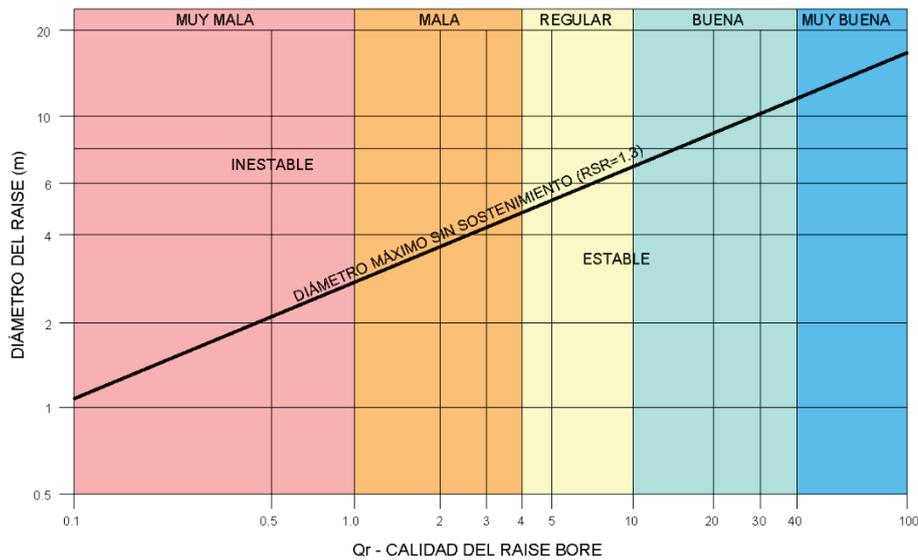


Figura 7-4. Relación entre el diámetro de la excavación vertical & Q_r (McCracken y Stacey, 1989)

7.1.3 Método gráfico de estabilidad Mathews

El método gráfico de estabilidad fue inicialmente propuesto por Mathews (1981) y subsecuentemente modificado por Potvin (1988) y Nickson (1992) para posteriormente obtener lo que conocemos como Método Gráfico de Estabilidad Modificado. Más adelante, Hadjigeorgiou (1995) aumentó la base de datos con particular referencia a la inestabilidad de la caja techo.

El método es utilizado para el dimensionamiento de los tajeos abiertos; en todos los casos, la estabilidad fue evaluada cualitativamente como estable, potencialmente inestable o colapso. Investigaciones posteriores de la Universidad de British Columbia – UBC (Mah, 1997 y Clark, 1998) han complementado el Gráfico de Estabilidad con levantamientos topográficos de los tajeos empleando sistemas de monitoreo de cavidades (Miller, 1992).

Esto ha permitido cuantificar la cantidad de dilución empleando el parámetro definido como Equivalente Linear de Sobre rotura/Desprendimiento (ELOS por Clark, 1997), que intenta expresar la medición volumétrica de sobre rotura en un espesor promedio de la superficie de la pared del tajeo. Ello resulta en una curva de diseño para la “Estimación Empírica del Desprendimiento de Pared”, generada a partir de una base de datos de más de 88 observaciones (Clark, 1988) y es empleada solamente para la caja piso y caja techo y no debería extenderse más allá de los límites de la base de datos.

El método gráfico de estabilidad consiste en la determinación del número de estabilidad (N'), el cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$N' = Q' * A * B * C \quad (22)$$

Donde:

Q' es el Índice de Calidad de Roca de Barton (1974), con el Factor de Reducción de Esfuerzos (SRF) y el Factor de Reducción de Agua (J_w) igual a uno (1). En suma, la base de datos del Gráfico de Estabilidad proviene de operaciones mineras que generalmente son secas.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (23)$$

A: Factor de condición de esfuerzos

Este factor toma en cuenta la influencia de los altos esfuerzos que reducen la estabilidad de la masa rocosa. El valor A se determina de la relación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta dividida por el máximo esfuerzo inducido paralelo a la superficie de la pared analizada del tajeo.

El factor A se establece en 1,0 si la resistencia de la roca intacta es diez (10) veces o más el esfuerzo inducido, indicando que los altos esfuerzos inducidos no es un problema. El factor A se fija en 0,1 si la resistencia de la roca es dos (2) veces el esfuerzo inducido o menos, indicando que los altos esfuerzos reducen significativamente la estabilidad del tajeo tal como se muestra en la figura 7-5.

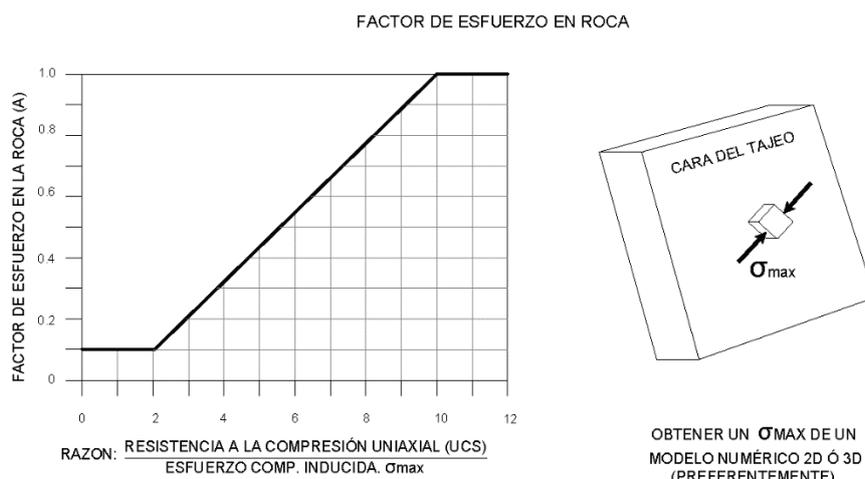


Figura 7-5. Factor de Esfuerzo en la Roca, A

B: Factor de orientación de estructuras

Este factor toma en cuenta la presencia de discontinuidades con orientación desfavorable respecto a la superficie de cualquiera de las caras de un tajeo. Para determinar este factor en la cara de un tajeo, primero se determina la diferencia entre el rumbo del sistema de discontinuidades principales que intercepta a la cara y el rumbo de la cara del mismo tajeo, con esto definiremos la curva de factor de orientación de discontinuidades por diferencia de rumbo. En un segundo paso se determina el valor de la diferencia de buzamiento entre el sistema principal de discontinuidades y la cara del tajeo el cual es ubicado en el eje horizontal, y mediante el trazo de una línea vertical se intercepta a la curva de factor de orientación obteniendo el valor de Factor de orientación "B" en el eje vertical.

Este factor indica que las discontinuidades principales orientadas a 90° de una cara de un tajeo no serían un problema para la estabilidad y el factor B tendría un valor de 1.0 (Favorable). Caso contrario, las discontinuidades orientadas a menos de 20° de la cara serán inestables, lo que significaría la falla por deslizamiento de los bloques o caída de bloques dentro del tajeo, en esta condición se daría un valor de $B = 0.2$ (Desfavorable), ver figura siguiente.

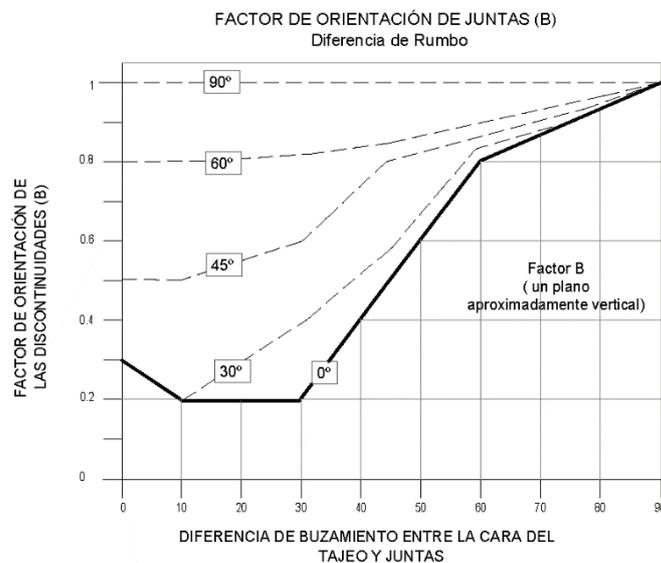


Figura 7-6. Factor Orientación de Juntas, B

C: Factor de componente gravitacional

Este valor considera la orientación de la superficie que se está analizando. Se asigna un valor de ocho (8) para el diseño de las paredes verticales y un valor de dos (2) para los techos horizontales. Este factor refleja la naturaleza inherente más estable de una pared vertical en comparación con una pared horizontal. El factor C sugiere que el valor de Q puede aumentarse cuatro (4) veces para una pared vertical en comparación con una pared de techo horizontal.

Las curvas presentadas en la figura 7-7, emplean un valor de $C = 8$ para el factor de gravedad para todas las paredes de la caja piso como lo propuesto originalmente por Mathews (1981).

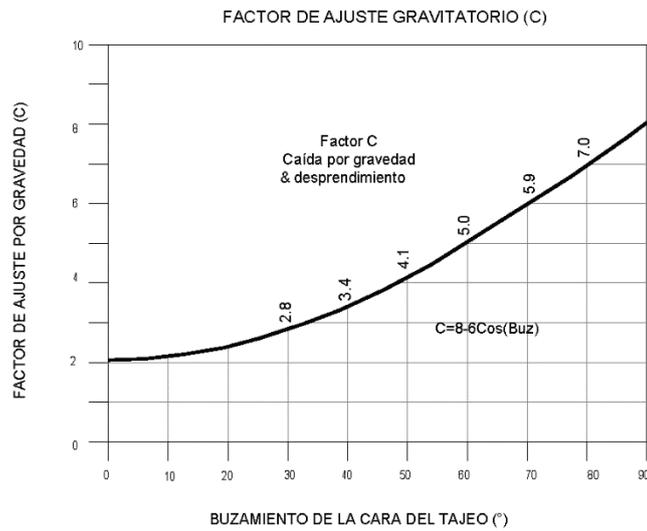


Figura 7-7. Factor de Ajuste Gravitatorio, C

Radio Hidráulico

Es el área de la superficie dividida por el perímetro de la pared expuesta que se está analizando. El radio hidráulico se incrementa con un aumento del área de la superficie del tajeo, y a medida que se incrementa el valor del radio hidráulico, disminuirá la estabilidad del tajeo. Ver figura 7-8.

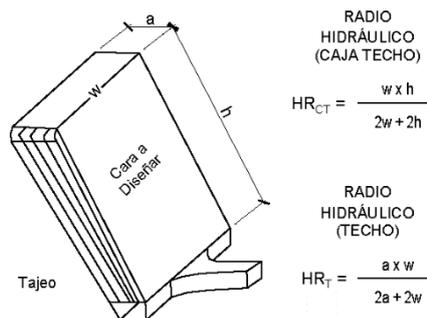


Figura 7-8. Radio Hidráulico (RH)

Factor de Radio (RF)

Milne (1997) desarrolló el Factor de Radio (RF) y Factor de Radio Efectivo (ERF) para abordar el problema de evaluar el Radio Hidráulico para geometrías que no tienen formas cuadradas o rectangulares, tal como se muestra en la figura 7-9.

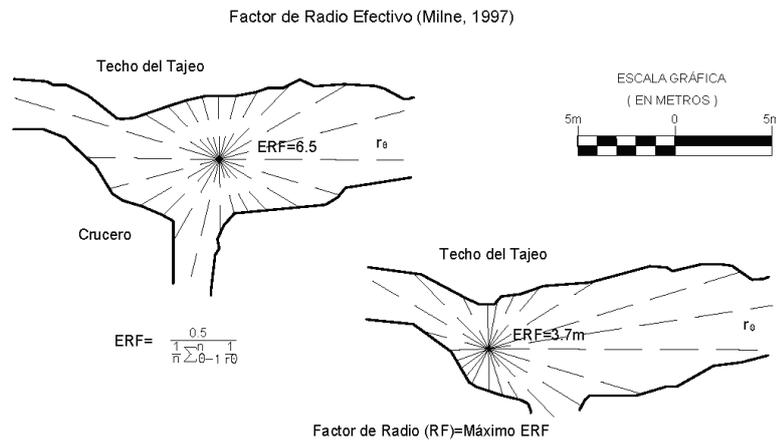


Figura 7-9.Factor de Radio (RF)

Método Gráfico de Estabilidad Modificado (N')

El método gráfico de estabilidad para el diseño de tajeos abiertos fue inicialmente propuesto por Mathews y luego modificado por Potvin y Nickson para posteriormente obtener el gráfico de estabilidad modificado, como se muestra en la figura 7-10.

La estabilidad fue evaluada cualitativamente como estable, potencialmente inestable o *caving*, siendo los datos de entrada el número de estabilidad modificado y el radio hidráulico de la cara del tajeo a evaluar.

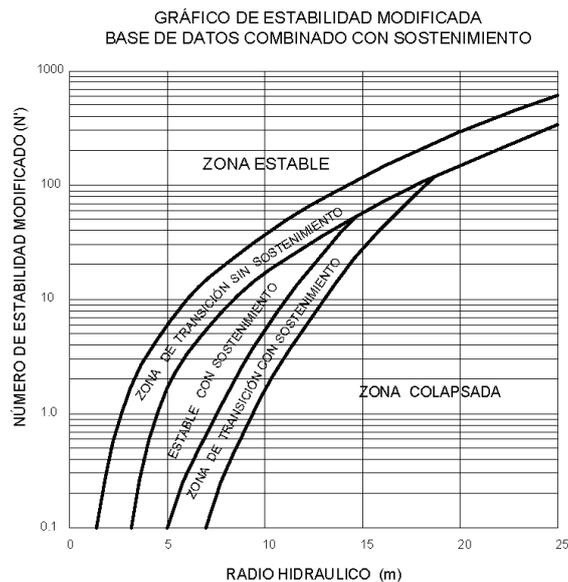


Figura 7-10.Gráfico de Estabilidad Modificado (N')

Método Gráfico de Estabilidad Extendido (N)

En base al análisis de más de 400 datos históricos de casos de tajeos de explotación recopilados de minas australianas y canadienses, Mawdesley & R. Trueman (2001) propusieron el Gráfico Extendido de Mathews, el cual es un gráfico iso probabilístico que permite estimar escenarios de probabilidades de falla mayores en el diseño de una superficie de tajeo a ser obtenidos directamente del gráfico de estabilidad, tal como se muestra en la figura 7-11.

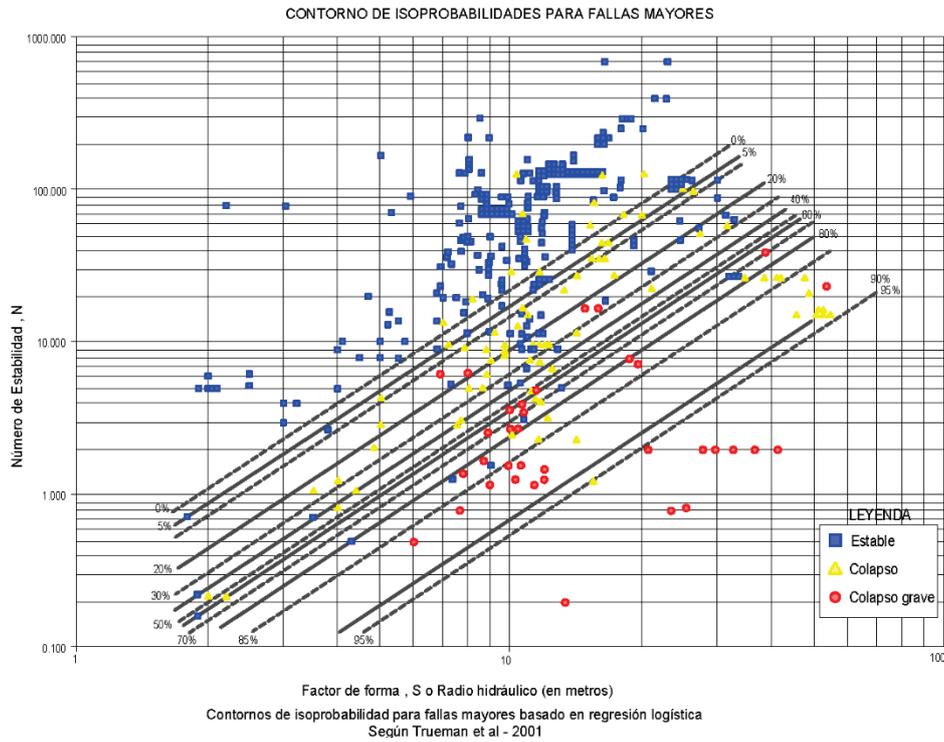


Figura 7-11. Gráfico de Estabilidad Extendido de Mathews (C. Mawdesley, R. Trueman, 2001)

7.1.4 Método del equivalente lineal de sobre rotura/desprendimiento (ELOS)

Investigaciones realizadas por la Universidad de British Columbia cuantificaron el grado de desprendimiento o colapso de la cara de un tajeo en estudio con el termino antes mencionado de “Equivalente Lineal de Sobre rotura/Desprendimiento” (ELOS). De esta manera se propone estimar empíricamente el desprendimiento de las paredes empleando el número de estabilidad (N') y el radio hidráulico (RH) tal como se muestra en la figura 7-12.

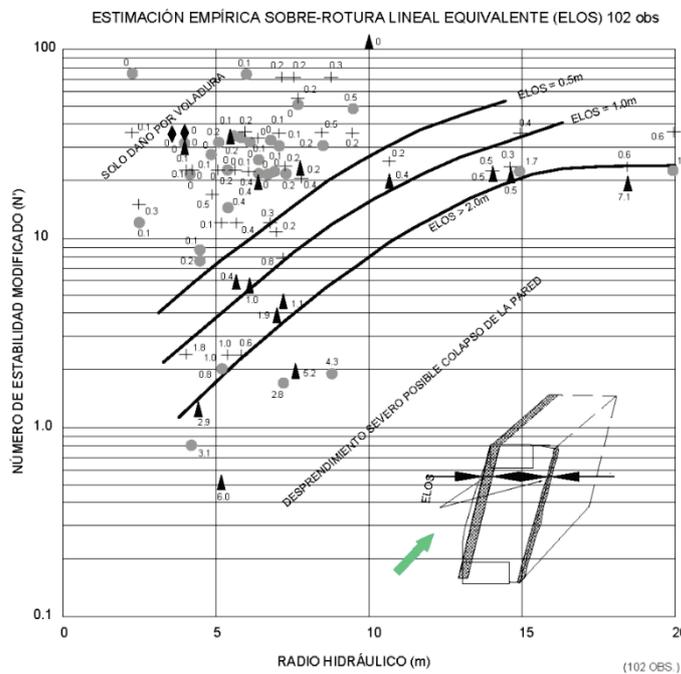


Figura 7-12. Estimación empírica de desprendimiento de las cajas ELOS (Clark, 1998)

Esta investigación ha permitido la cuantificación de la cantidad de desprendimiento de la pared. ELOS se define como el volumen de desprendimiento de la superficie de la pared dividido por el producto de la altura de la pared por la longitud de la pared conocida como el radio hidráulico (HR).

$$ELOS = \frac{\text{Volumen de Desprendimiento}}{HR} \quad (24)$$

Las minas modernas utilizan sistemas de monitoreo de cavidades (CMS) para recopilar continuamente datos de estos desprendimientos y desarrollar bases de datos de la geometría final de las cavidades de los tajeos. El valor de ELOS de un tajeo se determina por la profundidad de la falla, que se define como la distancia desde una superficie de diseño a una pared resultante después de la extracción completa del tajeo.

7.1.5 Método gráfico de estabilidad de pilares

El método empírico para el diseño de pilares es el propuesto por Lunder (1994) mediante su "Pillar Stability Graph" mostrado en la figura 7-13. Este gráfico relaciona la geometría de un pilar, dado por la relación ancho (W_p) entre altura (H_p) del pilar, con las condiciones de resistencia del pilar expresados por la relación entre las condiciones carga de un pilar y la resistencia a la compresión simple de la roca propia del pilar. Lunder incluye 178 casos de pilares mostrando las condiciones observadas que se encontraron para cada nivel de estabilidad (falla, inestable y estable). La resistencia de la masa rocosa depende de la magnitud de esfuerzos de confinamiento aplicada, así en el caso de pilares para mina, cuanto más esbelto sea un pilar, existirá un menor esfuerzo de confinamiento dando como resultado una menor resistencia del pilar para un determinado tipo de roca.

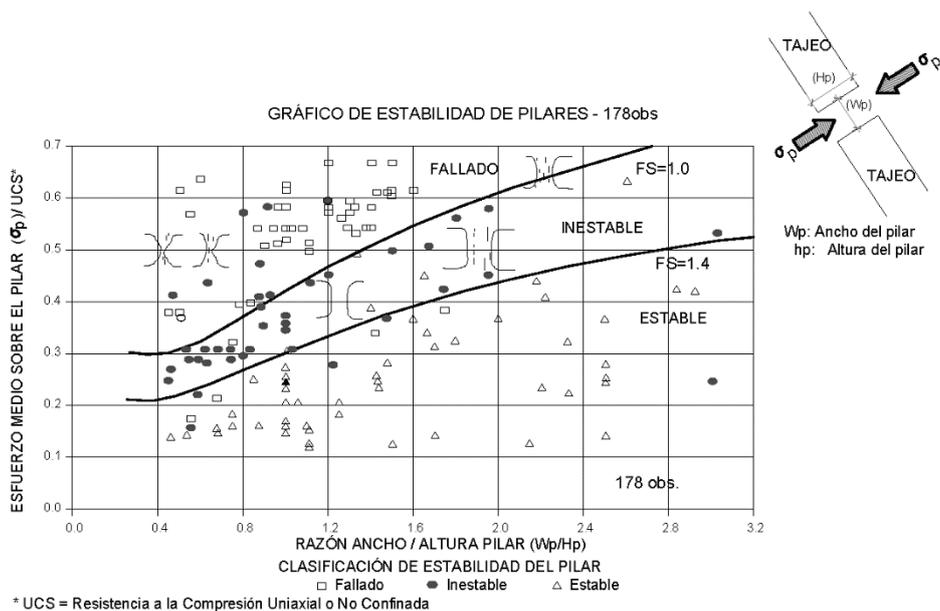


Figura 7-13. Gráfico de estabilidad de Lunder y Pakalnis (1997)

El gráfico de estabilidad del pilar muestra en el eje vertical la relación de la carga de pilar/UCS (resistencia compresiva no confinada) y en el eje horizontal la relación ancho del pilar/altura del pilar. El ancho del pilar (W_p) se define como la dimensión normal a la dirección de los esfuerzos inducidos, mientras que la altura del pilar (H_p) se mide paralela al esfuerzo inducido. La carga del pilar se mide en el centro del pilar mientras que la resistencia compresiva no confinada (UCS) es la registrada para la roca intacta del pilar.

Lunder y Pakalnis (1997) proponen que los pilares con $FS < 1$ presentan un fallamiento mayor (colapso), mientras que pilares con $FS > 1.4$ no presentan daño. El rango $1 < FS < 1.4$, corresponde a pilares que presentan condiciones de inestabilidad local (lajamientos) sin presentar un fallamiento mayor. Este método es usado para pilares costilla y pilares puente, para el caso de pilares corona se recomienda seguir el método de Carter, desarrollado en el capítulo 13.1 de esta Guía.

7.2 Métodos numéricos

La industria minera actual valida el uso de los métodos numéricos en conjunto con los métodos analíticos como herramientas de análisis para la toma de decisiones relacionadas al diseño minero y secuencia de minado, diseño y dimensionamiento de estructuras tales como accesos, pilares, tajeos, sostenimiento, entre otros. Los métodos con mayor aceptación en la industria para modelar macizos rocosos (Jing, 2003) son presentados en el Anexo E, donde se incluye una descripción resumida del enfoque de cada método, sus principales características, recomendaciones de uso y algunos ejemplos de códigos comerciales que han implementado métodos numéricos.

Se recomienda remitirse a Brady & Brown (2005), Jing (2003), entre otros autores para obtener el detalle técnico y sustento matemático de cada método numérico mencionado en el Anexo E.

La selección del método a utilizar está directamente asociada al tipo de mecanismo de falla que se requiera analizar de acuerdo a los parámetros señalados en el subcapítulo 4.3 – Mecanismos de Falla de esta guía. Para determinar el alcance y detalle que requiere el modelo numérico a desarrollar también se debe considerar el criterio de aceptabilidad, en términos de riesgo, que cada mina está dispuesta a aceptar.

7.2.1 Consideraciones generales

En líneas generales, los métodos numéricos son usados para resolver relaciones de esfuerzo-deformación en geomecánica que no pueden ser resueltas analíticamente. Esto puede ocurrir cuando se presentan las siguientes condiciones (Brown, 1987):

- Las condiciones de borde, incluyendo la geometría de las estructuras a analizar no pueden ser descritas por funciones matemáticas simplificadas.
- Las ecuaciones diferenciales parciales que gobiernan el sistema a analizar no son lineales.
- El problema incluye sectores no homogéneos y discontinuos.
- Las ecuaciones constitutivas del macizo rocoso son no lineales o complejas.

Finalmente, en el estado actual de la práctica, la utilización de métodos numéricos aplicados al diseño de excavaciones mineras subterráneas debe considerar lo siguiente:

- Los métodos numéricos no deben sustituir, sino complementar al resto de técnicas de diseño de obras subterráneas.
- Resulta indispensable la calibración del modelo numérico mediante análisis retrospectivos y el uso de datos de monitoreo geotécnico; en general, el modelo debe ser contrastado y representar lo observado en la

mina. La calibración del modelo y la actualización de las propiedades en los modelos se debe realizar periódicamente, ya que de esto depende la representatividad del modelo y la validación de las estimaciones realizadas.

- Se requiere de una consideración especial de las incertidumbres de los datos de entrada en el modelo (propiedades del macizo rocoso). La obtención de estos parámetros está limitada a la disponibilidad de datos geotécnicos del macizo rocoso y sostenimiento.

Tabla 7-1. Software geomecánico – Métodos numéricos

Métodos		Software	Recomendaciones de uso
Métodos Continuos	Elementos Finitos (FEM)	PHASE2 (RS2), RS3, ABAQUS, ANSYS	Recomendado en geometrías complejas no homogéneas y materiales con geometrías no lineales. Óptimo para análisis a escala global y local.
	Diferencias Finitas (FDM)	FLAC, FLAC3D	En las zonas de mayor interés o riesgo geotécnico, la malla a utilizar debe ser más fina y cada elemento debe contener por lo menos 6 nodos.
	Elementos de Borde (BEM)	MAP3D	Método recomendado para modelar procesos de fracturamiento en roca. Recomendado principalmente para materiales de comportamiento lineal y homogéneos. Recomendado para analizar estabilidad a escala global o cuando el sistema presenta reducidos grados de libertad (Jing, 2003)
Métodos Discontinuos	Elementos Discretos (DEM)	UDEC, 3DEC, PFC, PFC3D	Recomendado para analizar inestabilidades con control estructural, análisis de fallas, caving, entre otros. Su uso es ideal cuando se requiera analizar movimientos de bloques de roca independientes Ideal para analizar deslizamientos, separaciones de elementos y grandes deformaciones que puedan ocurrir en el modelo.
	Redes de Fracturas Discretas (DFN)	FracMan, DFN.	Su uso tiene cada vez mayor aceptación ya que puede ser incluido en el FEM, BEM, DEM o métodos híbridos. Recomendado cuando se requiera analizar el fracturamiento de la roca.
Modelos Híbridos – Continuos / Discontinuos	Híbrido FEM/BEM Híbrido BEM/DEM Híbrido FEM/DEM	ELFEN	Su uso es recomendado cuando la escala que se quiere analizar involucra grandes sectores, donde el uso de FDM o FEM no es eficiente en términos de tiempo de solución. En el uso de modelos híbridos DEM/BEM se recomienda referirse a lo establecido por Lorig and Brady (1982, 1984, 1986) y Lemos (1987).

8. CONSIDERACIONES GEOMECÁNICAS

8.1 Efectos de la voladura en el macizo rocoso

El proceso de perforación y voladura causa daños en la roca si este no es realizado de manera correcta, afectando principalmente al perímetro de la excavación ya que una voladura deficiente produce un fracturamiento y sobre excavación causando (entre otros) problemas de estabilidad en el macizo rocoso, dilución del mineral, mayor sostenimiento, daños en equipos y, en el peor escenario, pérdidas de vidas humanas.

El objetivo del proceso de voladura es alcanzar la fragmentación requerida de la roca, infringiendo el menor daño posible al macizo remanente. Los daños en las rocas encajonantes y/o hastiales de las labores son una consecuencia del empleo de explosivos. En la actualidad, existen técnicas que ayudan a minimizar los daños en el macizo remanente, resumidas bajo el concepto de “voladura controlada”, que incluye: adecuada perforación, correcta distribución de carga en el taladro, tiempos de retardo y secuencia de detonación determinada (Persson, 1994).

Recomendaciones para minimizar los daños en el macizo rocoso debido a la voladura se incluye:

- Es recomendable determinar el índice de volabilidad y el factor de potencia FP (kg/m^3) del macizo rocoso para un explosivo determinado, mediante la evaluación de parámetros geomecánicos (ej. Lilly, 1992). En la Tabla 8-3 presenta la memoria de cálculo para la determinación del FP.
- Si por razones operativas se requiere un factor de potencia mayor, se debe tomar acciones para minimizar el posible daño en el macizo remanente (ej. emplear tiempos de retardo que produzcan la interferencia destructiva de la vibración, así como emplear cargas desacopladas). (Figura 8-1)
- La potencia relativa en peso del explosivo es otro parámetro fundamental en el diseño y posterior resultado de la voladura; en la comparación de los explosivos modernos de alta velocidad de detonación intervendrá la potencia del explosivo, que es la velocidad con que se disipa la energía. El explosivo base de comparación es el Anfo normal. Se recomienda mostrar en la memoria de cálculo la base empleada para comprar explosivos, así como el factor de seguridad asignado.
- El conocer las propiedades del macizo rocoso, la resistencia a compresión de la roca, el espaciamiento y persistencia de los sistemas de discontinuidades y además considerar que la presencia de agua subterránea es un factor limitante en el rendimiento de la voladura. Estas características se deben cuantificar por algún sistema de clasificación geomecánica y ser parte de la memoria de cálculo de la voladura.
- Es muy importante considerar la orientación de la cara libre con respecto a las discontinuidades ya que esto condiciona el rendimiento de la voladura (ej. la granulometría y el factor de potencia tienen relación con este parámetro).
- En excavaciones mayores es recomendable usar equipos de perforación auxiliado con programas de control automático del paralelismo, inclinación y desviación de los taladros.
- Se debe tener cuidado en seleccionar el diámetro apropiado del taladro. Además, se deberá conseguir el correcto espaciamiento y la distribución de carga de todos los taladros pre perimetrales e interiores (Persson, 1994).
- El empleo de explosivos de baja potencia en los taladros perimetrales y el uso de cargas explosivas desacopladas ayudará a reducir los daños en el perímetro de las excavaciones.

- Considerar el cálculo adecuado de la carga lineal (kg/m) y el espaciamiento de los taladros perimetrales para emplear técnicas de voladuras amortiguadas como el recorte y pre corte. Es importante tener presente que el daño en las rocas encajonantes es función de la carga lineal.
- Los taladros pre perimetrales e interiores serán diseñados procurando, en lo posible, que su zona de propagación de nuevas fracturas en el macizo remanente, (más allá de la línea de corte), no se adentre en los hastiales, permitiendo reducir los daños en las rocas encajonantes. La Figura 8-3 muestra el espesor de la zona de generación de nuevas fracturas (en rojo) para tres tipos de taladros (producción, amortiguación y recorte). En la Figura 8-4, se muestra este criterio de diseño aplicado a la excavación de túnel.
- Minimizar los errores de emboquillado y la desviación por metro lineal del taladro, y procurar que la inclinación de ellos sea la de diseño. Estos controles son fundamentales en voladuras con taladros largos en tajeos por subniveles. La Figura 8-5 muestra la longitud de los taladros largos en función del diámetro y la desviación de la perforación (Villaescusa, 2014).
- Se recomienda que el operador minero realice el monitoreo de vibraciones especiales medidas en el “campo cercano” a fin de cuantificar el espesor de la zona fracturada en los hastiales. Estas mediciones aportarán elementos de juicio para manipular el esquema de voladura a fin de minimizar los daños (ver Figura 8-4).
- El monitoreo vibrográfico rutinario en el campo lejano es una medida de control para conocer cuantitativamente el rendimiento de la voladura.
- La evaluación cuantitativa de la voladura de contorno se basa en el cálculo del Factor de Cañas Visibles (FCV), que es el cociente entre la longitud de las cañas visibles y la longitud total perforada (López Jimeno, Madrid 2003).
- La selección del tiempo de retardo y la secuencia de detonación adecuada ayudará a disminuir la vibración que llega a los hastiales de la excavación.
- Los operadores encargados de la perforación y voladura deben tener una continua capacitación en el manejo y uso de equipos, explosivos y demás accesorios de voladura, garantizando así la iniciación de los taladros en forma segura y eficiente.
- El diseño del esquema de voladura debe ser optimizado para las condiciones del macizo rocoso del lugar. La optimización incluirá: los detonadores (ej. secuenciar la voladura con detonadores con menor dispersión en el tiempo de retardo), la selección del explosivo, secuencia de iniciación, diámetro del taladro, duración de la voladura y la geometría de la excavación.
- Es recomendable que las empresas mineras en el diseño y selección de los explosivos y la calidad de los accesorios de voladura (ej. detonadores) cuenten con pruebas independientes a cargo de personal calificado.
- Se realizará en forma continua la revisión de los procedimientos de perforación y voladura. Esta retroalimentación asegurará que el daño en el perímetro de la excavación sea mínimo.
- Se podrá recurrir a programas por computadora para el diseño de los esquemas de voladura que por su magnitud lo ameriten (ej. Programa de perforación y voladura *JKSimBlast*). Estos diseños deberán ser validados y/o calibrados para adaptarse a las condiciones locales de la mina.

- Se recomienda que las decisiones fundamentales sobre aspectos importantes del diseño y la práctica de voladura sean tomadas por técnicos con sólidos conocimientos de ingeniería de explosivos.
- En voladuras de tajeos con taladros largos y en macizos rocosos de baja calidad estructural, no es conveniente aumentar el burden y/o el diámetro de los taladros, atendiendo solamente a consideraciones de mayor producción por disparo, debido a que el daño en el macizo remanente está en función directa a la carga lineal.
- Las grandes voladuras de producción pueden tener efectos desestabilizantes en las excavaciones contiguas, así como desencadenar actividad micro sísmica que se manifiesta como ruido y lajamiento de hastiales en tajeos. Estas ocurrencias deberán ser registradas, de tal manera que se señale su ubicación, hora, intensidad, efectos desestabilizantes, número de eventos, etc. El seguimiento de estos eventos permitirá realizar cambios en el esquema de voladura, como: variación en la distribución de carga del taladro, empleo de cargas desacopladas, variación en la secuencia de salida y en el tiempo de retardo.
- Tener en cuenta que la ocurrencia de ruido de roca no significa necesariamente que se debe instalar un sistema de monitoreo sísmico; sólo si estos eventos aumentan y si se producen daños en la superficie de las excavaciones y/o en el sostenimiento se justificaría la instalación de la red de monitoreo sísmico en la mina ya que podría ser un indicio de actividad microsísmica futura.

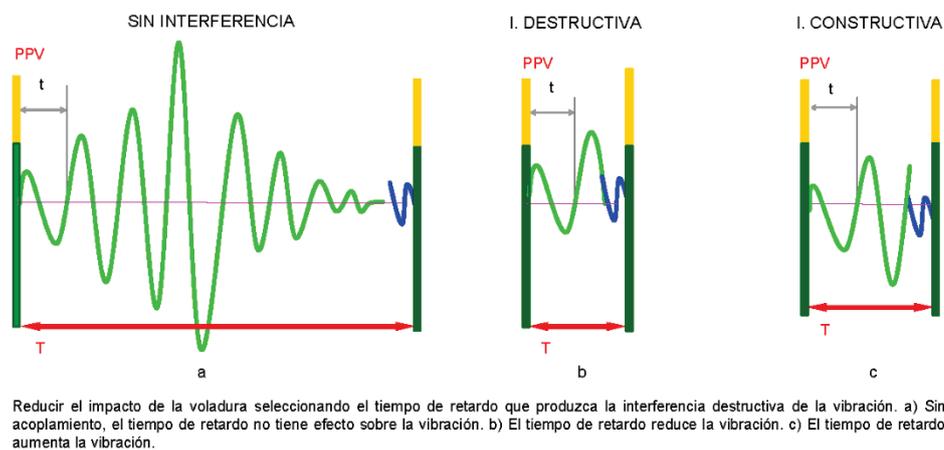


Figura 8-1. Tipos de interferencia de la vibración (Laos, 2016)

Control de parámetros geomecánicos para prevenir la sobre excavación

Con la información obtenida del monitoreo de vibraciones, en el campo cercano, es posible cuantificar el espesor de la zona dañada por la voladura en los hastiales de la excavación. A continuación, se muestran los criterios de estimación de los parámetros que controlan la sobre excavación:

1. Determinar la velocidad crítica de vibración de partícula

a - Velocidad crítica de vibración con el criterio de rotura sueco (mm/s) (López Jimeno, Madrid 2003)

b - Velocidad crítica de vibración con el criterio de extensión de las fracturas pre existentes, CANMET (López Jimeno, Madrid 2003)

2. Realizar el monitoreo de vibraciones en el Campo Cercano

La Figura 8 - 2, muestra la ubicación, con respecto al eje del taladro, del geófono triaxial de alta frecuencia.

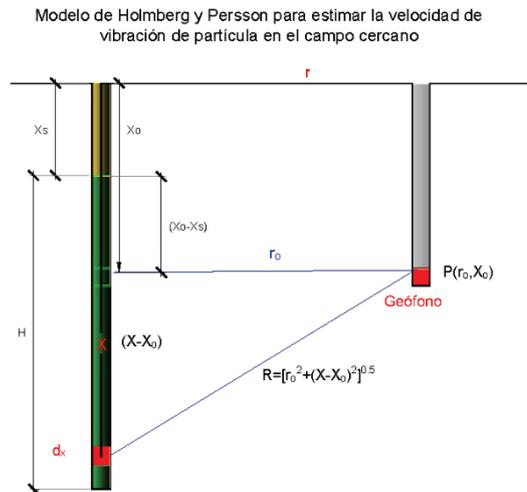


Figura 8-2. Configuración para adquisición de datos de vibraciones (campo cercano) (Persson, Holmberg & Lee, 1994)

Donde:

V_{CC} = Velocidad de vibración en el campo cercano (m/s)

H = Altura de la carga (m)

X_s = Longitud sin carga (m)

X = Longitud del taladro ($H + X_s$) (m)

X_0, r_0 = Coordenadas del captador con respecto a la boca del taladro

K, α = Constantes empíricas a ser determinadas mediante el análisis de regresión

$$V_{CC} = K \left(\frac{1}{r_0} \right)^\alpha \left[\arctan \left(\frac{H+X_s-X_0}{r_0} \right) + \arctan \left(\frac{X_0-X_s}{r_0} \right) \right]^\alpha \quad (25)$$

- Ley de atenuación de la vibración medida en el campo cercano (Holmberg y Persson, 1997), ecuación 25, mediante el análisis de regresión se determinarán las constantes empíricas: K, α . Se recomienda que la cantidad mínima de muestras sea 10 mediciones válidas por cada variable independiente, a fin de que el coeficiente de determinación de la regresión, no resulte sesgado.

3. Criterio de diseño.

Se recomienda el siguiente criterio de diseño: “La zona de propagación de nuevas fracturas (criterio sueco de rotura) generada por la detonación de los taladros interiores, en lo posible será tangente al perímetro de la excavación”.

Ejemplo de Aplicación: Para determinar el espesor de la zona de daños en los hastiales, debido a la detonación de taladros largos de 15.5 m de longitud en un tajeo, se detonaron tres tipos de taladros: de producción, amortiguación y recorte. Las velocidades críticas de vibración son: $V_{crit.S} = 456$ mm/s. $V_{crit.C} = 120$ mm/s, además $K = 390$ y $\alpha = 0.9$

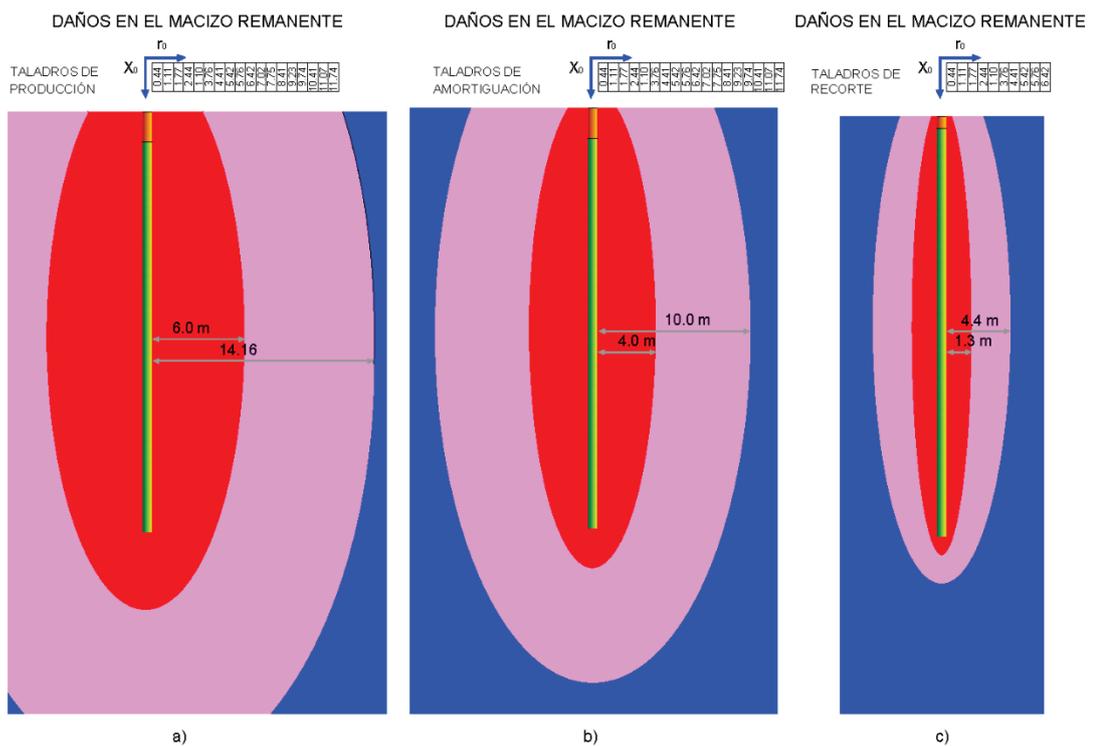
Tabla 8-1. Datos del esquema de voladura

Datos del esquema de voladura				
Parámetro	Unid.	Taladro de Producción	Taladro de Amortiguación	Taladro de recorte
Long. cargada	m	14.20	14.20	15
Long. sin carga	m	1.30	1.30	0.5
Long. del taladro	m	15.5	15.5	15.5
Diámetro del taladro	mm	89	64	51
Carga lineal	Kg/m	4.27	2.17	0.72

La Figura 8-3 muestra el espesor de la zona dañada entre el taladro y el perímetro de la excavación, (colores: rojo: rotura, rosado: propagación de las fracturas preexistentes y azul; sin efecto)

Solución:

- a) Taladros de producción, el espesor de la zona de daños es 6 m.
- b) Taladros de amortiguación, el espesor de la zona de daños es 4m.
- c) Taladros de recorte, el espesor de la zona de daños, se adentra 1.3 m en el hastial.



Voladura de banco (sublevel stoping), a) El espesor de la zona de daños en la roca encajonante es de 6 m (taladro de producción, $\ell = 4.24$ kg/m), b) El espesor es de 4 m (taladro de amortiguación, $\ell = 2.17$ kg/m), c) y en la figura c) el espesor es de 1.3 m (taladro de recorte, $\ell = 0.72$ kg/m)

Figura 8-3. Evaluación y control de la zona de daños por voladura en la roca encajonante (Laos, 2016)

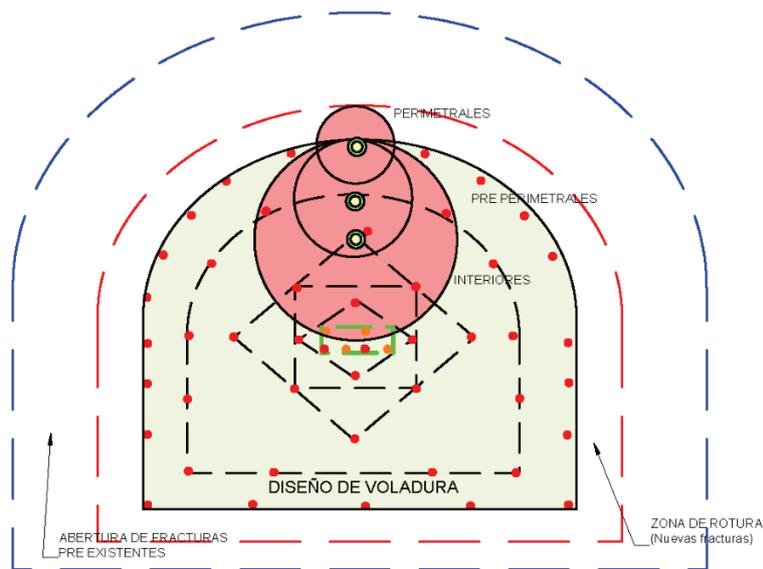


Figura 8-4. Control de la sobre excavación en túneles (Laos, 2016)

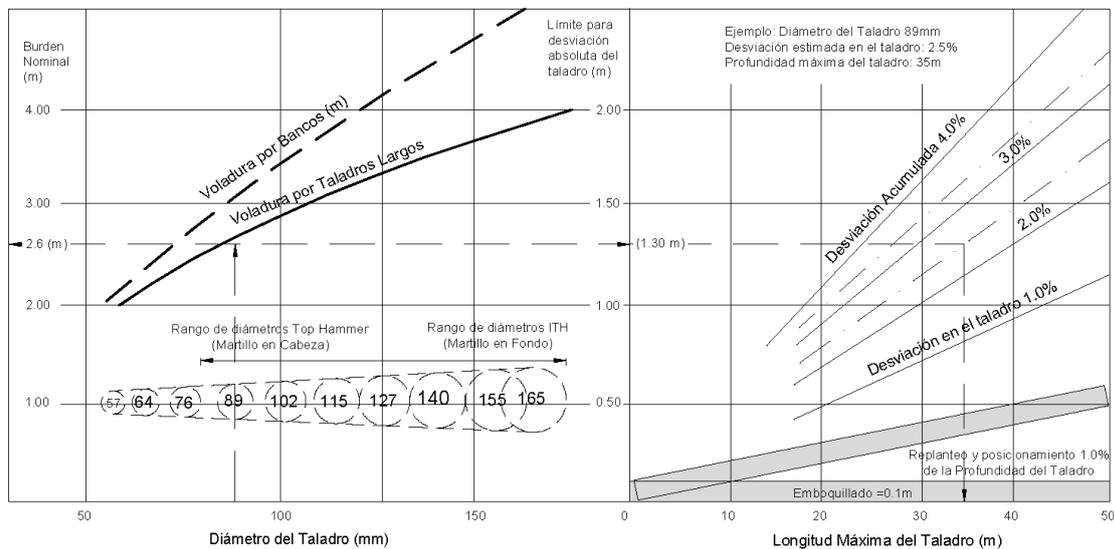


Figura 8-5. Longitud de taladros largos en función del diámetro y de la precisión de la perforación (Villaescusa, 2014)

Control de sobre excavación en excavación de túneles.

En la tabla siguiente se muestra la secuencia de avance y la cantidad de explosivos para diversas calidades de roca. El avance por disparar varía entre 1.5 m a 2.8 m (la tabla 8 – 2 es referencial y cada unidad minera deberá obtener sus índices propios). La Figura 8-6, muestra la PPV (Velocidad Pico Partícula) y la distancia escalada para diferentes calidades del macizo rocoso (Cáceres 2011) estos umbrales pueden ser empleados en el diseño de voladura.

Tabla 8-2. Explosivos y avance para excavación túnel 5 m x 5 m (Barrick Goldstrike)

Calidad de Roca	Descripción
RMR > 45	Avance a sección completa (5 m. x 5m) 115-160 Kg de explosivo
RMR [25-45]	Avance a media sección. 40 Kg de explosivo
RMR < 25	Solo carga en taladros inferiores
El avance típico es de 1.5 a 2.8 m dependiendo del RMR	

Tabla 8-3. Índice de Volabilidad de Lilly (1992)

ÍNDICE DE VOLABILIDAD Y PREDICCIÓN DEL FACTOR DE POTENCIA (LILLY 1992)			
DESCRIPCIÓN			VALOR
1	DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO		RMD
1.1	Fiable, poco consolidado		10
1.2	Diaclasado en bloques		20
1.3	Totalmente masivo		50
2	ESPACIAMIENTO ENTRE PLANOS DE JUNTAS		JPS
2.1	Pequeño	< 0.1 m	10
2.2	Intermedio	0.1 a 1 m	20
2.3	Grande	> 1 m	50
3	ORIENTACIÓN DE LOS PLANOS DE JUNTAS		JPO
3.1	Horizontal		10
3.2	Discontinuidad normal al frente		20
3.3	Dirección con el frente		30
3.4	Buzamiento coincidente con el frente		40
4	INFLUENCIA DEL PESO ESPECÍFICO:	SGI = 25 SG - 50	SGI
5	RADIO DE INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA:	RSI = 0.05 RC	RSI
			Σ = 89.1
ÍNDICE DE VOLABILIDAD : BI = 0.5 ((RMD + JPS) + JPO + SGI + RSI)			= 44.6

SG = Es el peso específico SG = 3.0 T/m³
 Rc = Resistencia a compresión simple Rc = 82 MPa
 Factor de Potencia Kg (de Anfo)/Tm FP = 0.004 BI Kg/T
 Factor de energía FE = 0.015 BI MJ/T
 Factor de roca A de Cunningham A = 0.12 BI

FACTOR DE POTENCIA
 Empleando : ANFO 0.18 kg/T 0.53 Kg/m³
 Empleando : EMULSION - S 0.18 /1.35 = 0.13 kg/T

Ejemplo 1: Índice de Volabilidad (BI) de un macizo rocoso que tiene los siguientes parámetros: RMC = 20, JPS = 20 , JPO = 20 ,SG = 3.2 T/m³ , Rc = 150 MPa

Solución :

Índice de volabilidad : BI = 0.5 (20 + 20 +20 +30 +7.5) = 48.8

Factor de potencia : FP = 0.004 x 48.8 = 0.19 kg(de Anfo) /TM

Ejemplo 2 : Para el caso anterior , determinar el FP considerando el explosivo EMULSION-S , que tiene una $S_{ANFO} = 1.25$

FP empleando EMULSION - S : $0.19 \text{ (kg de Anfo)} / 1.25 = 0.15 \text{ kg}_{(EMULSIÓN-S)}/\text{TM}$

El Índice de Volabilidad es una medida del grado de dificultad para fragmentar una roca con un explosivo y llevarla a un tamaño determinado. Conociendo el BI se determinará el factor de potencia en kg de Anfo por tonelada de roca y para obtener el FP empleando un explosivo diferente de Anfo se usará la expresión :

$$FP = 0.004 BI / S_{ANFO}$$

Donde : S_{ANFO} = Potencia relativa en peso del explosivo a emplear con respecto al Anfo normal

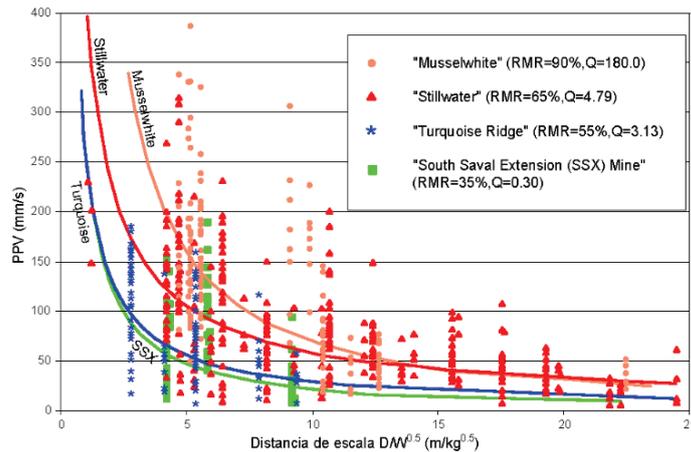


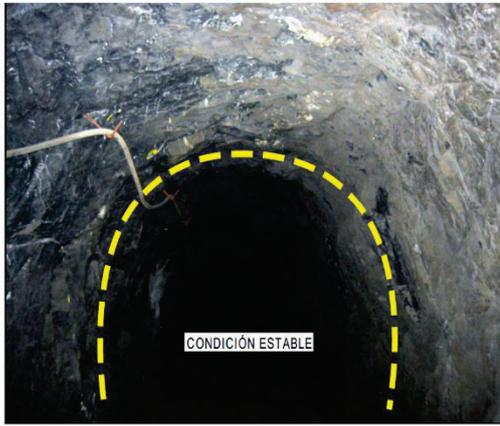
Figura 8-6. PPV versus distancia escalada para diferentes valores de calidad del macizo rocoso (Cáceres, 2011)

8.2 Tamaño y geometría de excavaciones

La forma del perímetro de la excavación, la orientación con respecto a las discontinuidades y esfuerzos tiene gran influencia en la estabilidad de las excavaciones subterráneas. Las dimensiones deben ser compatibles con las condiciones geoestructurales del macizo rocoso. Teniendo en cuenta estos conceptos se logrará la estabilidad controlada por estructuras.

Recomendaciones relacionadas con la forma de la excavación

- Para la estabilidad, las formas esquinadas (ej. rectangulares) son desfavorables, porque las esquinas en ángulo son lugares de alta concentración de esfuerzos (Figura 8-7)
- El efecto arco ayuda a lograr la estabilidad, (ej. los techos de tajeos en arco eliminan los esfuerzos críticos y el peligro de colapso).
- Para conseguir excavaciones estables, la forma de la excavación deberá acomodarse a los rasgos estructurales del macizo rocoso. De no ser así se tendrá que emplear mayor sostenimiento con el consiguiente aumento de costos (Figura 8-8).
- En rocas masivas y frágiles, la estabilidad está gobernada por la forma de la excavación.
- En ambientes de altos esfuerzos, la mayor dimensión de la excavación, en lo posible, debe estar orientada en forma paralela al esfuerzo principal mayor.



La forma em arco de las excavaciones favorece la estabilidad

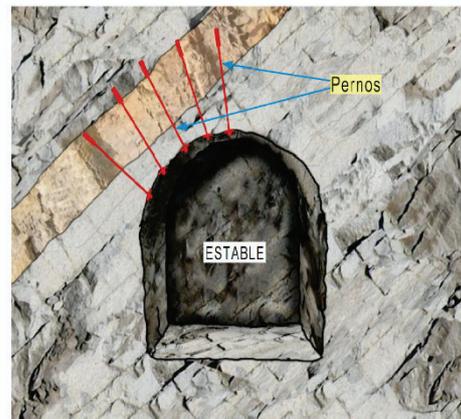


Formas esquinadas desfavorecen la estabilidad

Figura 8-7. Forma de las excavaciones, (SNMPE, 2004)



Acomodo de la excavación a los rasgos estructurales

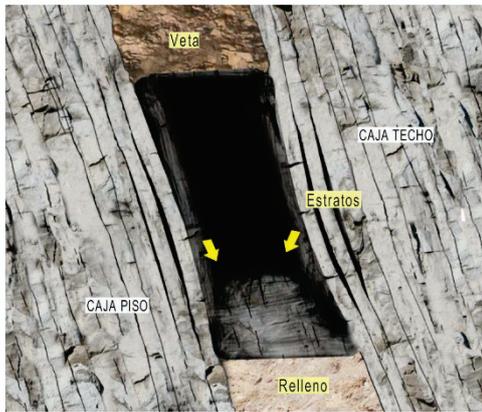


Sostenimiento necesario para favorecer la estabilidad

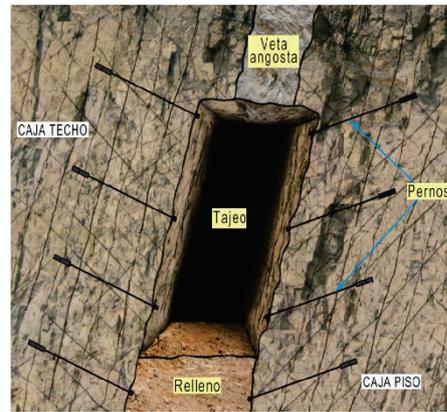
Figura 8-8. La forma de las excavaciones deberá acomodarse a rasgos estructurales, (SNMPE, 2004)

Recomendaciones relacionadas con la orientación de las excavaciones:

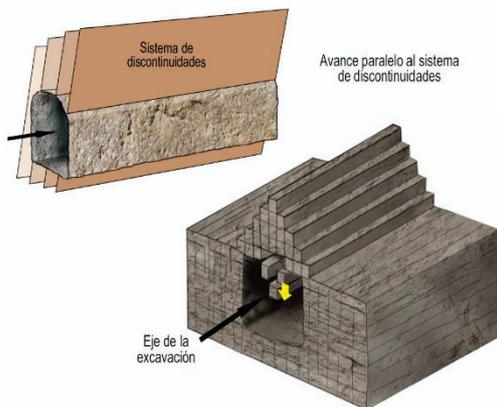
- La orientación de la excavación, con respecto a rasgos estructurales como: fallas, diaclasas, etc. Tiene influencia en la estabilidad, por tanto, es mejor avanzar perpendicularmente a la discontinuidad o a las zonas de corte. Tener en cuenta que el avance más desfavorable es el que se da en forma paralela a las discontinuidades o al rumbo de los estratos (la condición es crítica cuando el buzamiento de las discontinuidades es mayor de 45°), ver Figura 8-9.



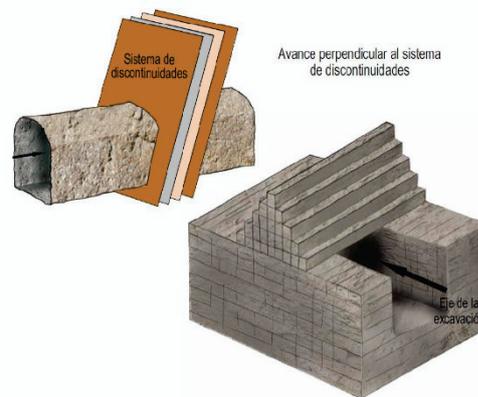
Separación o despegue de los estratos empinados o subverticales, pandeo y caída hacia el vacío minado.



Avance paralelo al sistema de discontinuidades. Condición desfavorable.



Condiciones de avance muy desfavorable para la estabilidad. La estructura rocosa funciona a manera de varillas apiladas en forma paralela a la excavación, las mismas que presentan inestabilidad.



Condiciones de avance muy favorables para la estabilidad. La estructura funciona a manera de varillas apiladas en forma perpendicular a la excavación, las mismas que presentan buena estabilidad.

Figura 8-9. Orientación de la excavación con respecto a los rasgos estructurales, (SNMPE, 2004)

- En ambientes de altos esfuerzos, no es adecuado avanzar cerca a fallas geológicas porque los esfuerzos se concentran entre la falla y la excavación.
- En ambientes de altos esfuerzos, aún en rocas competentes pueden ocurrir reventazones y hasta estallido de rocas.
- En condiciones de altos esfuerzos resulta adecuado avanzar o minar siguiendo la dirección del mayor esfuerzo principal horizontal. Se tendrán iguales consideraciones para la excavación de labores permanentes como: cámaras y talleres.
- En la explotación de vetas angostas no existe opción para la dirección preferencial de avance y si el macizo rocoso es de mala calidad se implementará el sostenimiento como parte integrante del proceso de explotación.

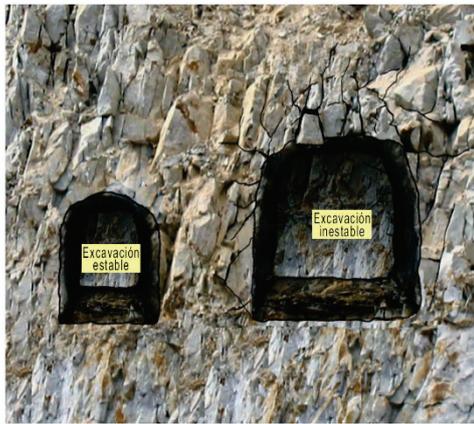
- En las rocas diaclasadas, el volumen de las cuñas dependerá del tamaño y geometría del tajeo. Con mayores dimensiones del tajeo, se liberarán grandes cuñas que harán inestable la excavación, por tanto, se recomienda que la excavación se adapte a los rasgos estructurales del macizo rocoso a fin de lograr la estabilidad estructuralmente controlada (Figura 8-10).
- Las excavaciones con avance perpendicular a ejes de plegamientos son más estables que las orientadas en forma paralela a los ejes, (por la concentración de flujos de agua y de los esfuerzos), lo que es muy importante en excavación de túneles de drenaje.



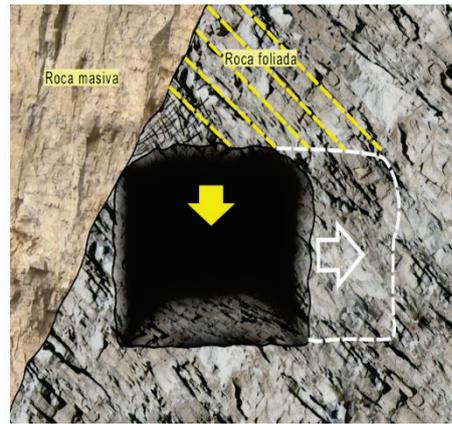
Figura 8-10. Excavaciones estables e inestables en roca diaclasada (SNMPE, 2004)

Recomendaciones relacionadas con el tamaño de la excavación

- En roca de mala calidad no es recomendable ampliar las excavaciones porque se genera inestabilidad, siendo necesario adoptar medidas de control adecuadas (Figura 8-11).
- Considerar que un aumento en el tamaño de la excavación incrementa el peligro crece y genera que las rocas encajonantes se expongan a los rasgos estructurales (ej. los techos liberarán los bloques que estaban auto sostenidos generándose riesgo potencial de deslizamientos).
- Tener cuidado con rocas intensamente fracturadas y débiles, porque el crecimiento de la excavación producirá su colapso.



Cuando las dimensiones de la excavación crecen, aumenta la posibilidad de que la roca pueda deslizarse o caerse



Cuñas potencialmente inestables con el incremento del ancho de la excavación

Figura 8-11. A mayor tamaño de la excavación se favorece la inestabilidad (SNMPE, 2004)

8.3 Desate de rocas

La mayoría de accidentes en la minería subterránea se deben a la caída de rocas provenientes del techo y/o hastiales de las excavaciones subterráneas. Las fracturas que aflojan las rocas son las naturales del macizo rocoso y las generadas por altos esfuerzos inducidos o por voladura. Esta roca suelta requiere dejarla caer en forma controlada a fin de brindar a los trabajadores un ambiente seguro de trabajo.

Recomendaciones para el desate de roca:

- Durante el desate se deberá poner suma atención a la identificación de las discontinuidades del macizo rocoso, los procedimientos de desate mecanizado y manual, así como los procedimientos para el desate de grandes bloques de roca.
- Se recomienda que para el desate los trabajadores apliquen el método “ROCA”, que significa: Razonar, Organizar, Clasificar y Actuar.
 - Razonar: identificar los problemas del macizo rocoso referidos a la presencia de rocas sueltas en la superficie de la excavación o debido al sostenimiento inseguro del macizo rocoso.
 - Organizar: preparar la cara o superficie de la roca para el desate, lo que podría incluir la ejecución del lavado apropiado de la superficie.
 - Clasificar: seleccionar la barretilla (equipo) apropiada para el desate.
 - Actuar: golpear y escuchar el sonido de la roca de la superficie de la excavación y desatar de acuerdo con los estándares y procedimientos de cada empresa minera.
- Si existe roca débil se deberá aplicar el principio de “labor avanzada, labor sostenida”. El procedimiento de desate se encuentra establecido en el artículo 224 del Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería.
- Se recomienda que cuando el techo de la labor sea mayor a tres metros y medio (3.5 m) se realice obligatoriamente el desate mecanizado (*scaler*).

8.4 Tiempo de auto sostenimiento

No es muy conocido el comportamiento que depende del tiempo de auto sostenimiento del macizo rocoso; sin embargo, la clasificación de Bieniawski (RMR), proporciona una idea muy realista del tiempo que permanecerá auto estable una excavación sin sostenimiento. Los daños en el macizo rocoso por la voladura, contribuyen a desestabilizar los hastiales de las excavaciones y disminuyen el tiempo de auto sostenimiento.

Recomendaciones:

- Incorporar el ábaco de auto sostenimiento en la tabla geomecánica del lugar, su interpretación debe ser conocida por todos los trabajadores.
- La instalación del sostenimiento en una excavación deberá realizarse antes que se cumpla el tiempo del auto sostenimiento.
- Ante el colapso de una estructura, la inspección debe verificar si el sostenimiento fue instalado oportunamente (Ej. ¿después de cuánto tiempo se colocó?).
- Tener en cuenta que después de realizar el sostenimiento, ya no es aplicable el ábaco de tiempo de auto sostenimiento.
- La voladura no controlada podrá disminuir el tiempo de auto sostenimiento, por lo que es necesario optimizar el proceso de voladura a fin de minimizar el daño por caída de rocas.

Tiempo de auto sostenimiento (Bieniawski)

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

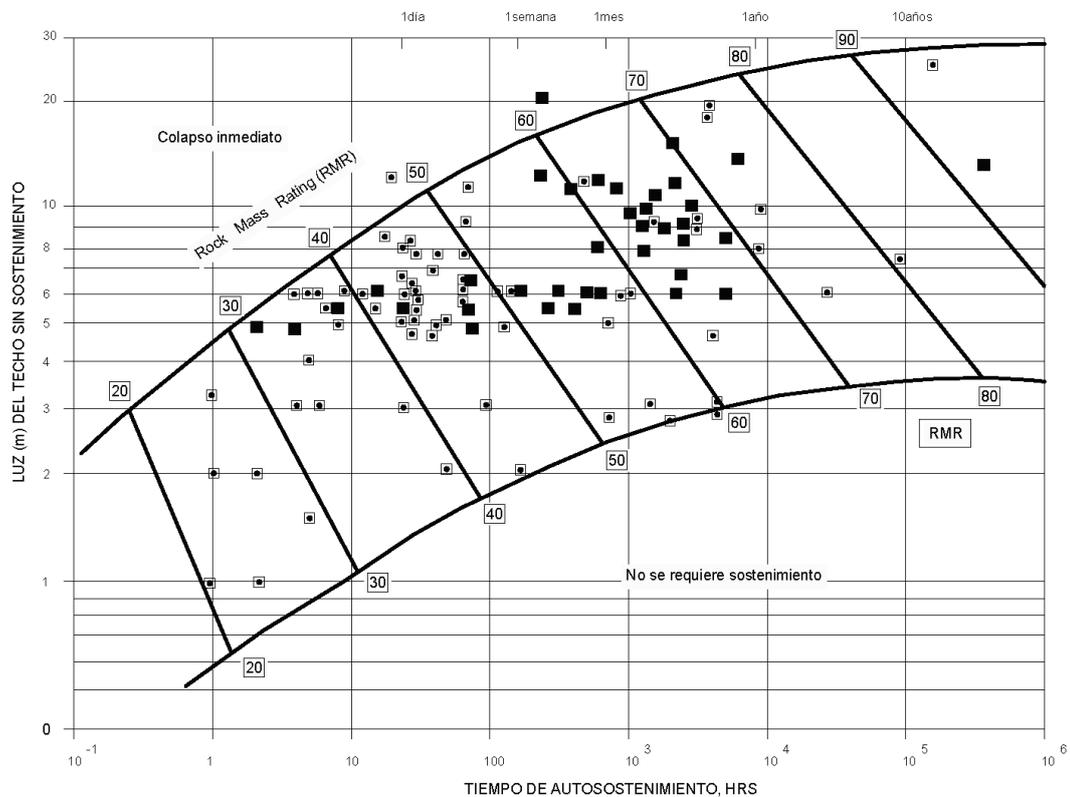


Figura 8-12. Tiempo de auto sostenimiento de acuerdo al RMR (Bieniawski 1989)

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

8.5 Secuencia de explotación

Las dimensiones de las aberturas máximas provocadas por el minado están limitadas por la forma del cuerpo mineralizado, así como por las condiciones geomecánicas del macizo rocoso. En toda mina es necesario excavar numerosos bloques o tajeos para poder extraer el total del cuerpo mineralizado ya que normalmente no es posible tener una gran abertura sin causar inestabilidad.

El proceso de extracción del mineral en una operación minera afecta la estabilidad natural del macizo rocoso. Excavar en la roca hace que los esfuerzos in situ cambien su magnitud y dirección dado que los tajeos se van trabajando y los vacíos dejados hacen que los esfuerzos se reacomoden convirtiéndose en lo que se conoce como esfuerzos inducidos. Los esfuerzos inducidos tienen gran influencia en la estabilidad global del macizo rocoso.

Es en este contexto donde se genera el concepto de secuencia de minado, el cual se refiere al orden de minado de los diferentes tajeos planificados y diseñados. La secuencia de minado tiene influencia en la estabilidad global de la mina ya que afecta directamente el reacomodo de los esfuerzos con cada tajeo extraído.

La secuencia de minado está determinada por los requerimientos de ley de mineral, temas operativos, características del cuerpo mineralizado y las consideraciones de los esfuerzos inducidos.

El minado del cuerpo mineralizado puede ser tanto de arriba hacia abajo o de abajo hacia arriba pero siempre en retirada hacia el acceso principal.

En el caso mostrado en la figura 8-13, se observa que las limitaciones de una secuencia de arriba hacia abajo son la necesidad de tener que dejar pilares longitudinales y transversales que aseguren la estabilidad del tajeo a extraer. En el caso de una secuencia de abajo hacia arriba es indispensable el uso de relleno, ya que este será el piso para el siguiente nivel de extracción

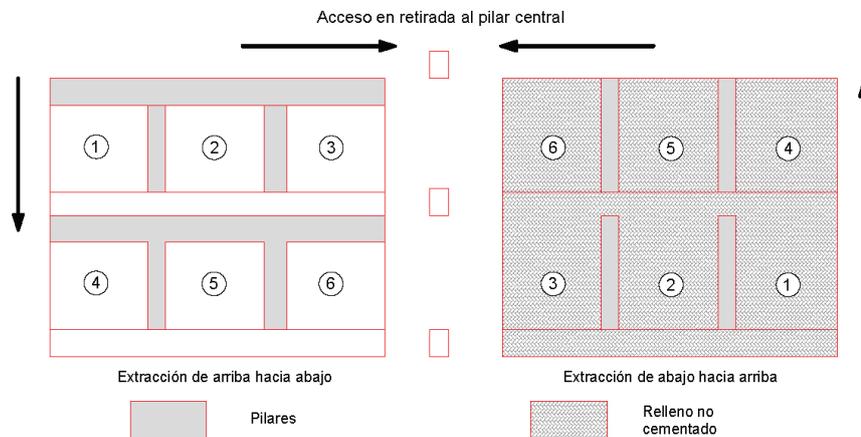


Figura 8-13. Secuencia de minado de arriba hacia abajo y de abajo hacia arriba (Villaescusa, 2014)

Cuerpos masivos

En el caso de cuerpos muy grandes la extracción tendrá que hacerse mediante tajeos primarios, secundarios y hasta terciarios, utilizando técnicas de voladura masiva y relleno cementado. La secuencia de minado tiene que ser

diseñada de tal modo que considere la redistribución de esfuerzos inducidos a medida que se avance con el minado, el tonelaje requerido para la producción y la disponibilidad de accesos.

Idealmente se tiene que acordar la dirección de la secuencia de minado y seguir esta dirección sistemáticamente (de norte a sur, del centro hacia afuera, etc.). También es importante identificar con anterioridad la ubicación y dimensiones de los pilares de modo que formen parte del plan de minado, e incluir un plan de recuperación (en los casos que sea posible).

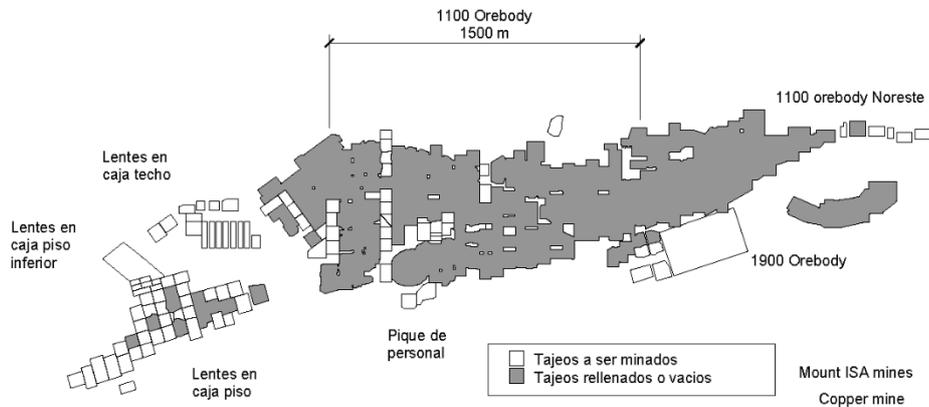
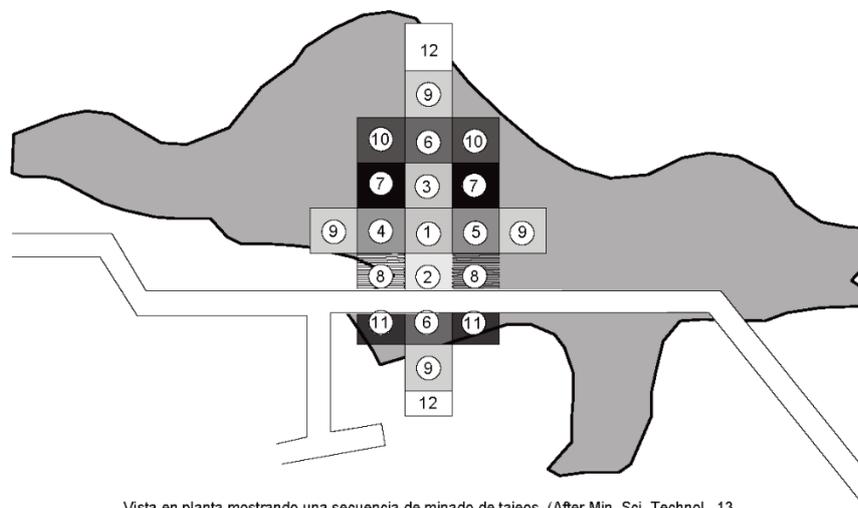


Figura 8-14. Secuencia de minado de norte a sur (Grant D. & De Kruijff 2000)

Una secuencia bastante popular debido a que no deja pilares es la de tipo damero. Allí se extraen los tajeos de manera intercalada utilizando relleno en pasta una vez que se termina con el mismo. Su desventaja es que a medida que se avanza, la secuencia tendrá varias caras de relleno expuestas, por tanto, es indispensable tener un relleno con buen contenido de cemento que garantice su estabilidad.

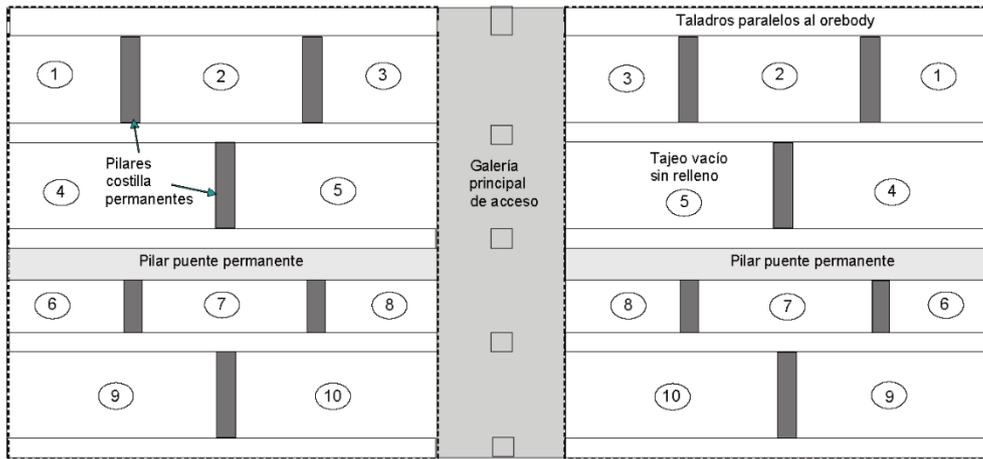


Vista en planta mostrando una secuencia de minado de tajeos. (After Min. Sci. Technol., 13, Trotter, D.A., Vertical crater retreat mining in the Sudbury Basin, 131-143)

Figura 8-15. Secuencia tipo damero en cuerpos masivos (Trotter, D. A. 1991)

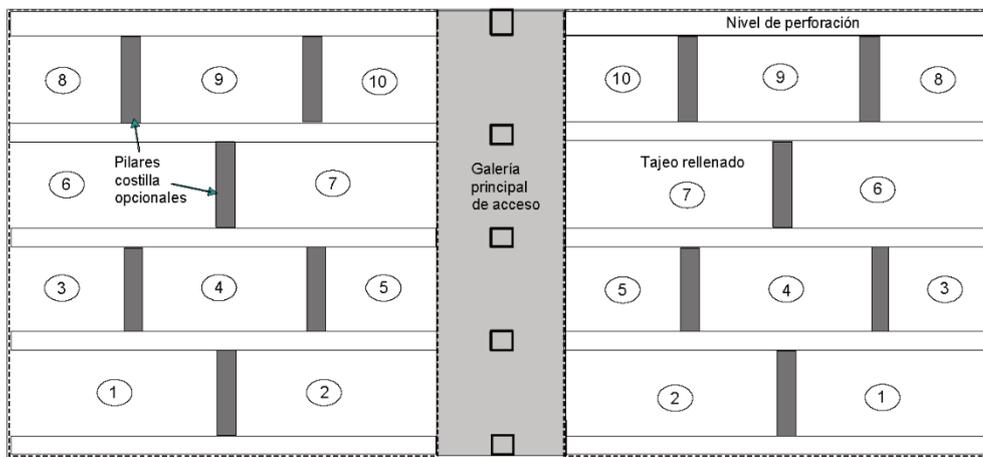
Cuerpos con alto buzamiento

En el caso de cuerpos con alto buzamiento y relativamente angostos normalmente se tiene un acceso central desde donde se empieza a minar en retirada ya sea de arriba hacia abajo o de abajo hacia arriba.



Vista longitudinal de una secuencia de extracción de arriba hacia abajo, con pilares permanentes, y en retirada hacia una galería central sin relleno.

Figura 8-16. Secuencia de minado de arriba hacia abajo dejando pilares permanentes (Villaescusa, 2014)



Vista longitudinal de una secuencia de extracción de abajo hacia arriba, con explotación en retirada hacia una galería central. Los pilares son opcionales

Figura 8-17. Secuencia de extracción de abajo hacia arriba usando relleno (Villaescusa, 2014)

Otro método bastante usado es el de la secuencia piramidal o *chevron*, de abajo hacia arriba, utilizando relleno cementado en los tajeos primarios. La ventaja de este método es que no deja pilares intermedios, pero es necesario esperar a que cure el relleno antes de poder extraer el tajeo adyacente. Si los cuerpos son bastante grandes se separan en bloques de extracción limitados por pilares y cada bloque puede ser extraído siguiendo la secuencia piramidal. Un esquema de esta secuencia se puede ver en la figura mostrada a continuación.

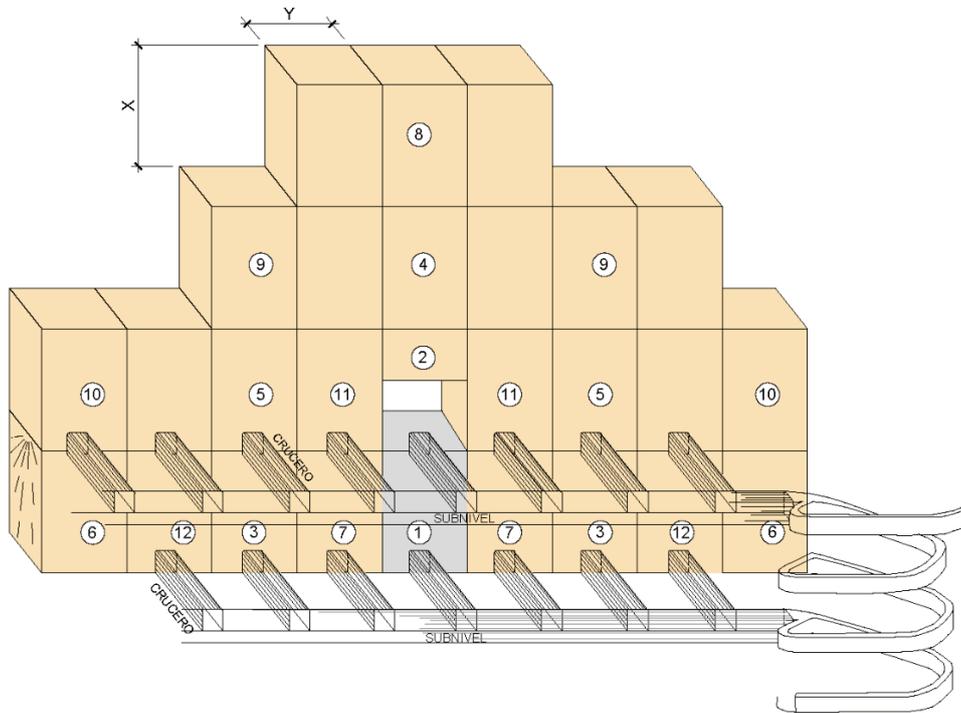
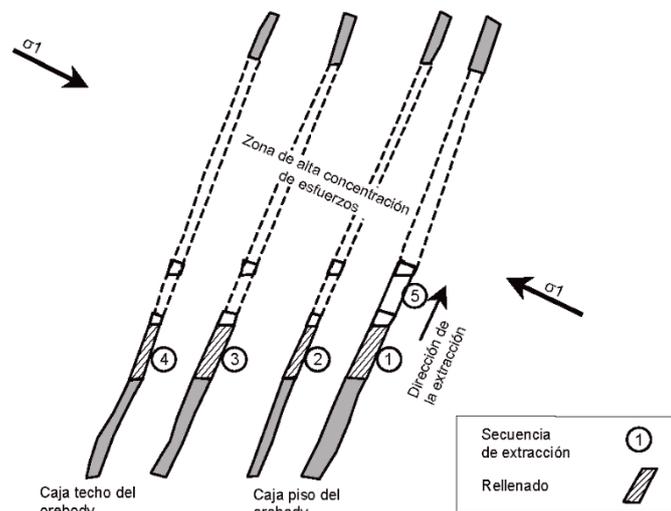


Figura 8-18. Secuencia de minado en pirámide (Villaescusa, 2014)

Cuerpos paralelos de alto buzamiento

En el caso de cuerpos casi paralelos a los que se accede por un solo cruceo a partir de la rampa ubicada en la caja piso, la extracción de un tajeo en un lugar en particular puede influir en otro. En los casos en donde el espaciamento entre cuerpos mineralizados es menor que la mitad de la altura del tajeo, los tajeos interactuarán entre sí, mientras que las deformaciones en la caja techo se puede minimizar utilizando una secuencia desde la caja piso hacia la caja techo.



Extracción del tajeo por la caja piso delante de otros tajeos en el mismo corte.
(From Villaescusa, E., Trans. Inst. Min. Metall., Sect. A Min. Ind., 105, A1-A10, 1996.)

Figura 8-19. Secuencia de minado de piso a techo (Villaescusa, 1996)

Modelos numéricos y la secuencia de extracción

Como se comentó al inicio de este acápite, las magnitudes y dirección de los esfuerzos inducidos por las excavaciones mineras son de importancia para la estabilidad de la mina. Para poder predecir la distribución de los esfuerzos inducidos se utilizan los modelos numéricos.

Los modelos pueden ser lineales elásticos —donde no se puede predecir el movimiento de una falla o zona de corte, pero relativamente fáciles de construir—, o no lineales, donde se predicen las fallas en el macizo rocoso y la redistribución de esfuerzos luego de la falla.

Una vez construido el modelo se pueden calcular los esfuerzos y desplazamientos y compararlos con el criterio de falla empírico del macizo rocoso que se utilice en la mina. Además, los modelos necesitan ser continuamente actualizados y validados utilizando observaciones y mediciones hechas en el campo, y estar particularmente atentos a señales de altos esfuerzos, como sonidos en el macizo rocoso o derrumbes no relacionados con estructuras o roca de mala calidad; también, observar las zonas de bajos esfuerzos que se manifiestan con discontinuidades abiertas producto del relajamiento.

Con el modelo construido se pueden evaluar varias secuencias de minado y finalmente establecer cuál es la que mejor comportamiento y estabilidad da a la mina. Esta secuencia debe ser operativamente factible, por tanto, es importante conversar con los ingenieros de planeamiento y definir si son aplicables para el depósito.

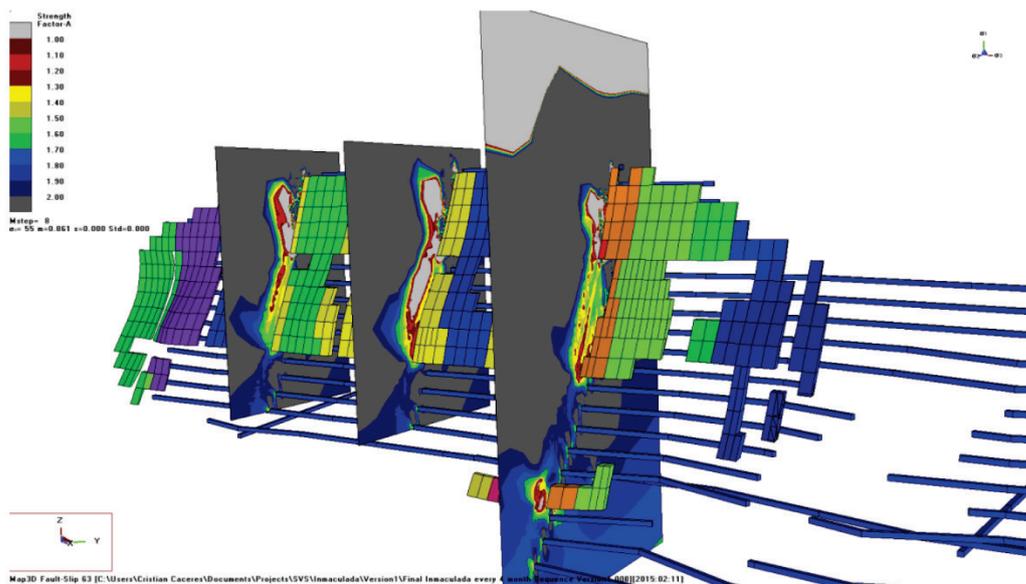


Figura 8-20. Modelamiento de la secuencia de minado utilizando Map3D (SRK, 2012)

Una adecuada secuencia de minado global es fundamental para lograr los planes de producción de manera segura y económica para toda la vida de la mina. Cada mina tiene consideraciones diferentes, por tanto, se recomienda evaluar una secuencia que se ajuste a sus necesidades.

9. SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES

9.1 Diseño de sostenimiento

El sostenimiento en excavaciones subterráneas tiene la finalidad de asegurar, controlar y mantener la estabilidad de éstas, a fin de proporcionar condiciones seguras de trabajo y brindar acceso a las labores subterráneas. Para su diseño se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- Las características del macizo rocoso.
- La influencia de esfuerzos naturales e inducidos.
- La dirección de la excavación con relación los rasgos estructurales.
- La forma y las dimensiones de la excavación.
- La deformabilidad del macizo rocoso y de los elementos de sostenimiento a fin de que el diseño asegure la vida de servicio esperada de la excavación.

El tiempo transcurrido entre la ejecución de la excavación y la instalación del sostenimiento dependerá de las condiciones del macizo rocoso. En rocas de buena calidad, el sostenimiento podrá ser retrasado en el tiempo; en caso contrario, la instalación deberá realizarse lo más pronto posible: “la colocación tardía del sostenimiento en un determinado tramo, favorece la relajación y descompresión del macizo rocoso, pudiendo ser la causa de manifestaciones de inestabilidad” (LOM, 2015).

Atendiendo como actúa en la roca, el sostenimiento podrá ser activo o pasivo:

- Sostenimientos pasivos: actúan en la superficie de la excavación o en su interior (ej. cimbras metálicas, cuadros de madera, concreto lanzado (shotcrete) y pernos cementados). Estos elementos pasivos requieren que la roca se desplace o deforme para recién empezar a actuar como soporte. (Los sostenimientos que se instalan en la superficie se les denomina, además de sostenimiento pasivo como soporte de roca).
- Sostenimientos activos: actúan en el interior del macizo rocoso (ej. pernos de anclaje tensados y cables de anclaje tensados). Son capaces de proporcionar refuerzo a la roca desde el instante mismo de su instalación, logrando que la roca forme una zona de compresión y participe en la estabilidad de la excavación (refuerzo de roca).

El tipo de sostenimiento a emplear estará en función de los requerimientos de servicio de la excavación, las características del macizo rocoso, el equipo de construcción y los costos de instalación.

En el proyecto debe incluirse un plan de control que permita conocer razonablemente el comportamiento del sostenimiento y los desplazamientos del macizo rocoso circundante, tanto en las distintas fases constructivas como en las de utilización (LOM, 2015).

Para el cálculo del sostenimiento de excavaciones subterráneas se podrá recurrir a métodos numéricos, equilibrio límite y métodos empíricos. Es recomendable realizarlo con dos métodos, cuando menos, a manera de comparación.

9.1.1 Criterios de diseño

9.1.1.1 Método analítico

El método más utilizado es el de interacción entre la curva característica del macizo rocoso y del sostenimiento. En la figura 9-1, el punto A representa el estado de equilibrio del perfil transversal de la galería antes de la excavación,

($P_i = P_o$). Al realizarse la excavación, la curva de reacción de la roca desciende hasta un determinado valor de deformación. Para controlar la deformación radial se requiere un sostenimiento que comunique una presión radial P_i . El Punto B representa la presión de soporte con un sostenimiento muy rígido, y el punto C otro sistema de soporte más apropiado con el cual se alcanza el equilibrio entre las presiones de la roca y de soporte. El punto D representa un soporte instalado después de que la roca ha sufrido una fuerte deformación o el sostenimiento es muy flexible y no es capaz de controlar la deformación, situación que crea condiciones inestables a la estructura. Si las curvas de interacción de la roca y del soporte no se intersectan se producirá el colapso de la estructura (SNGM, 2002).

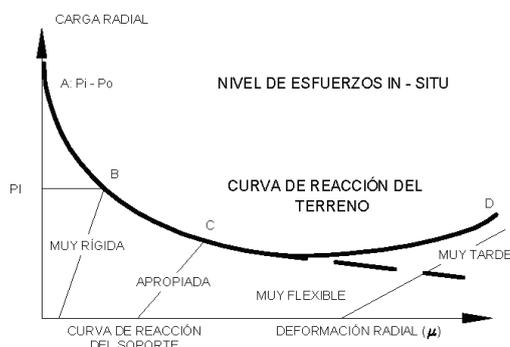


Figura 9-1. Curvas Características interacción Macizo Rocoso (terreno) – Sostenimiento (SNGM, 2002)

9.1.1.2 Método empírico Sistema Q

El gráfico de sostenimiento del Sistema Q fue desarrollado por Barton (1974). Ha tenido dos revisiones principales: en 1993 se actualizó tomando como base 1050 casos de excavaciones, principalmente en Noruega (Grimstad y Barton, 1993); en 2002 se actualizó basándose en 900 nuevos casos de excavaciones en Noruega, Suiza e India. Esta actualización también incluyó una investigación analítica respecto al espesor, espaciado y reforzamiento de arcos armados de concreto lanzado (RRS) como función de la carga y de la calidad del macizo rocoso (Grimstad, 2002), siendo la última versión del gráfico de sostenimiento la que afinó Grimstad (2007). La figura 9-2 constituye la actualización más reciente del Sistema Q, y muestra las recomendaciones de sostenimiento (espesor del concreto lanzado reforzado con fibra (Sfr), el espaciado entre pernos y la longitud entre los mismos).

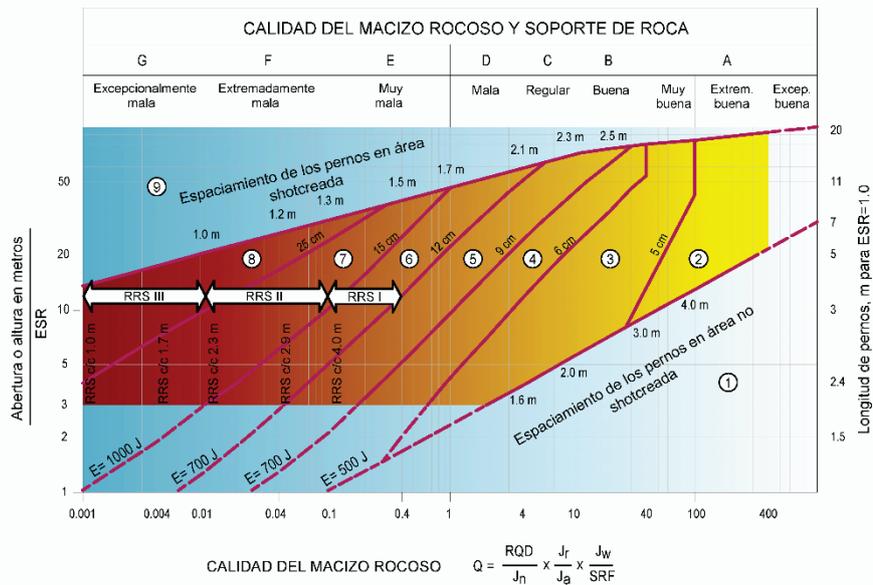
Energía de absorción del concreto lanzado reforzado con fibra (Sfr)

En el gráfico de sostenimiento se han incluido las clases de energía de absorción basándose en las deformaciones esperadas de las diferentes calidades del macizo rocoso. Estas clases de energía corresponden a energías de absorción definidas por las normas EFNARC y publicadas por NB (2011). (Ver tabla siguiente)

Tabla 9-1. Energía de absorción basada en pruebas a paneles (NB, 2011)

Clase de Energía de absorción	Mínimo de Energía de absorción (Joule)
E500	500
E700	700
E1000	1000

La mayoría de casos del gráfico de sostenimiento del Sistema Q son principalmente de roca dura, con juntas, incluyendo zonas de debilidad. Hay pocos casos de roca suave o sin juntas. En la evaluación de sostenimiento en este tipo de rocas se deben considerar otros métodos adicionales al Sistema Q para el diseño de sostenimiento.



CATEGORÍAS DE REFUERZO

- ① Sin soporte o empernado puntual
- ② Empernado puntual, SB
- ③ Empernado sistemático más shotcrete proyectado con espesor 5-6 cm con fibra, B + Sfr
- ④ Empernado sistemático más shotcrete proyectado con espesor 6-9 cm con fibra, Sfr(E500) + B
- ⑤ Empernado sistemático más shotcrete proyectado con espesor 9-12 cm con fibra, Sfr(E700) + B
- ⑥ Cimbras, empernado sistemático y shotcrete proyectado con espesor 12-15 cm con fibra, Sfr(E1000) + RRSI + B
- ⑦ Cimbras, empernado sistemático y shotcrete proyectado con espesor > 1.5 cm con fibra, Sfr(E1000) + RRSII + B
- ⑧ Revestimiento con concreto, CCA o Sfr(E1000) + RRSIII + B
- ⑨ Evaluación especial
Espaciamiento de pernos principalmente basado con Ø20 mm
E = Absorción de energía en fibra reforzada con shotcrete proyectado
ESR = Radio de soporte de la excavación
Áreas con líneas de daño que no tiene data empírica

RRS- Espaciamiento relacionado con el valor de Q

- Si 30/6 Ø16 - Ø20 (apertura de 10 m)
D40/6+2 Ø16 - 20 (apertura de 20 m)
- Si 35/6 Ø16 - 20 (apertura de 5 m)
D45/6+2 Ø16 - 20 (apertura de 10 m)
D55/6+4 Ø20 (apertura de 20 m)
- D40/6+4 Ø16 - 20 (apertura de 5 m)
D55/6+4 Ø20 (apertura de 10 m)
Evaluación especial (apertura de 20 m)

Simbología:

Si30/6= Única capa de concreto proyectado más 6 pernos de anclaje

- D = Doble capa de refuerzo
- Ø16 = Pernos de diámetro de 16 mm
- c/c = Espaciamiento RSS, Centro - Centro

Figura 9-2. Gráfico de Sostenimiento del Sistema Q

9.1.1.3 Método de “peso muerto”

Una metodología desarrollada por Rimas Pakalnis (Pakalnis, 2008) detalla un enfoque analítico e incorpora el cálculo de factor de seguridad para una excavación minera. Este enfoque es usado para evaluar el potencial de una estructura adversa empleando un enfoque analítico, como el proporcionado por el software "Unwedge" (Rocscience, 2008). La evaluación inicial consiste en analizar si es posible la formación de una cuña de “peso muerto”, para esto se emplea un análisis sencillo en un estereograma (ver Figura 9-4). Si los círculos máximos (“Triángulo”) de las familias de discontinuidades encierran al centro, es posible una caída por la fuerza de gravedad. En el caso contrario, si los círculos máximos no encierran al centro, ocurrirá un deslizamiento de cuña.

Una vez que se ha identificado que puede ocurrir una caída de cuña por gravedad (peso muerto), se puede estimar conservadoramente que la altura del bloque o cuña es 0.5 el ancho de la excavación (ver Figura 9-5). Investigaciones de Beauchamp (2006) y de MacLaughlin (2005), indican que la profundidad de cuña que colapsa es de 0.3 a 0.5 veces

el ancho de la excavación, basado en casos de techos colapsados y modelados numéricamente. Sin embargo, a veces se presentan estructuras adversas en el macizo rocoso, que se deben evaluar analíticamente (por ejemplo: *Unwedge*).

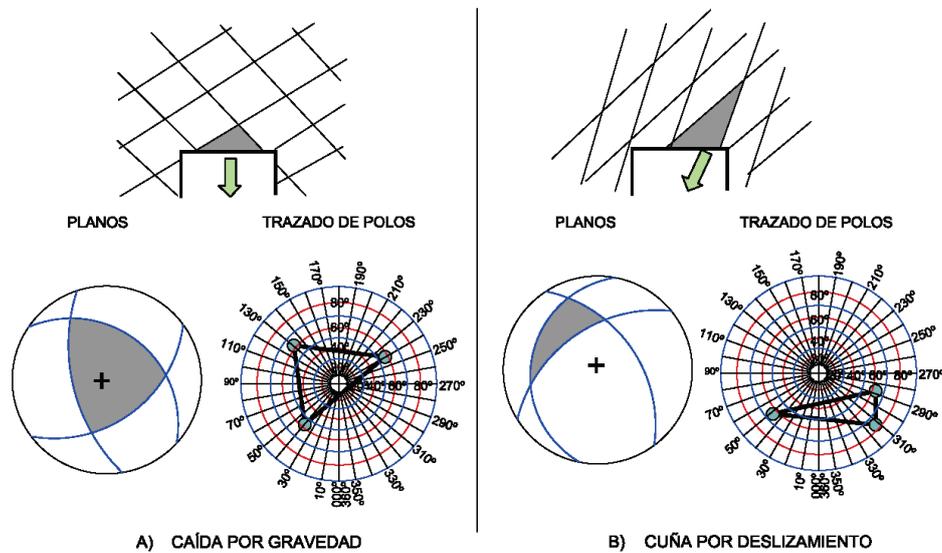


Figura 9-3. Análisis Estereográfico para evaluar caída por gravedad o deslizamiento

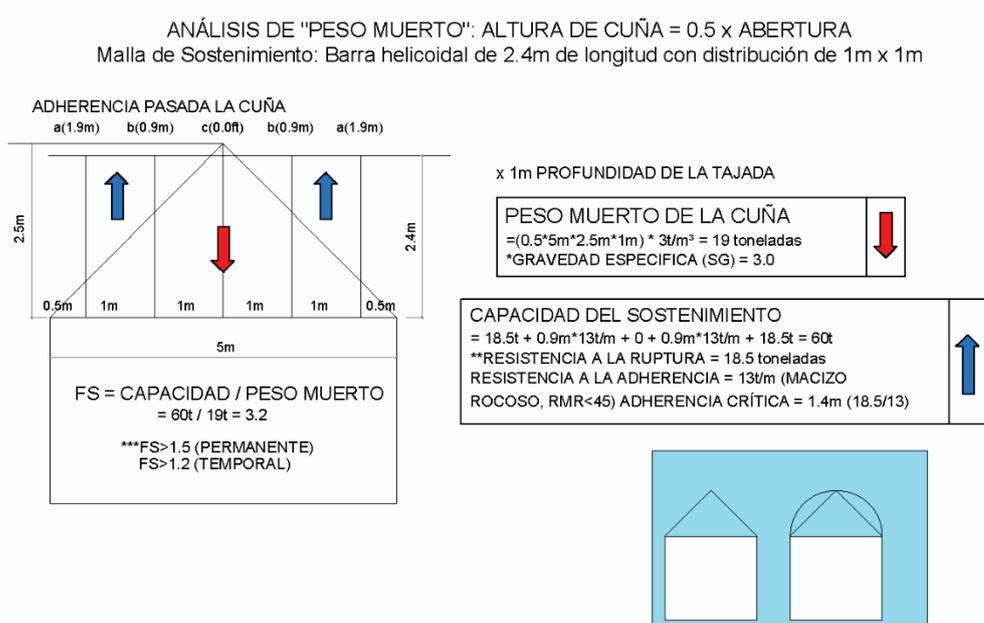


Figura 9-4. Análisis de "Peso Muerto"

9.1.1.4 Método de sostenimiento dinámico con pernos de anclaje

El sostenimiento bajo condiciones de altos esfuerzos inducidos (actividad micro sísmica y/o estallido de rocas), debe ser capaz de contener los bloques de roca eyectados (por el evento micro sísmico) desde los hastiales y/o techo de la excavación. Generalmente se emplea el sistema perno y malla para retener los bloques que se encuentran entre perno y perno. Los parámetros magnitud de microsismo y distancia del evento a la zona a sostener (R), son obtenidos del monitoreo micro sísmico. Para el cálculo del soporte, se procederá de la siguiente manera:

1. La magnitud y la distancia R (m) es proporcionada por la vigilancia sísmica de la mina. (R es la distancia entre el hipocentro y el hastial del túnel afectado).
2. Determine la velocidad pico partícula de la vibración PPV (mm/s), en función de la magnitud del microsismo y de la distancia hipocentral usando el criterio de Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines.
3. Conociendo la PPV, determine la energía cinética E_c (kJ) comunicada a un bloque de roca de 1m^3 de volumen ($1\text{m}^2 \times 1\text{m}$ de espesor), por el evento sísmico, donde ρ es la densidad de la roca.

$$E_c = 0.5 \rho (PPV)^2 \quad (26)$$

4. Sume las capacidades de absorción de energía del sistema de soporte que empleará, divida esta suma entre E_c , el cociente es el factor de seguridad (FS) del sostenimiento, el FS deberá ser mayor al valor de 1.5.

$$FS = \frac{(E_{c.perno} + E_{c.malla} \dots \dots + E_{c.otros})}{E_c} \quad (27)$$

9.1.1.5 Métodos numéricos

El diseño de sostenimiento mediante el uso de métodos numéricos es realizado típicamente mediante el análisis de esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas (Figura 9-6), esto se puede realizar identificando las zonas de daño alrededor de las excavaciones (ej. *Strength Factor* < 1) donde existe requerimiento de sostenimiento. Los análisis con métodos numéricos pueden ser simplificados (análisis elásticos lineales en dos dimensiones) o complejos (análisis no lineales en tres dimensiones), como los mostrados por Beck & Duplancic (2005) y Beck (2010). Las principales características de los análisis numéricos en mención son mostradas en la Tabla 9-2, donde se incluye un análisis intermedio que utiliza análisis elásticos lineales en 3D (Wiles, 2004).

El tipo de análisis a utilizar debe ser sustentado mediante el estudio de las características específicas del modelo geomecánico del sitio y de los mecanismos de falla según las consideraciones para métodos numéricos presentadas en el Capítulo 7.2 de esta guía. Es importante mencionar que el proceso de calibración del modelo representa la etapa más crítica en el uso de métodos numéricos. Este proceso debe ser desarrollado mediante la realización de análisis retrospectivos y/o la incorporación en el modelo de observaciones in situ en conjunto con una experiencia adecuada; idealmente se recomienda el uso de datos documentados de monitoreo del comportamiento del macizo rocoso (Pardo & Villaescusa, 2012).

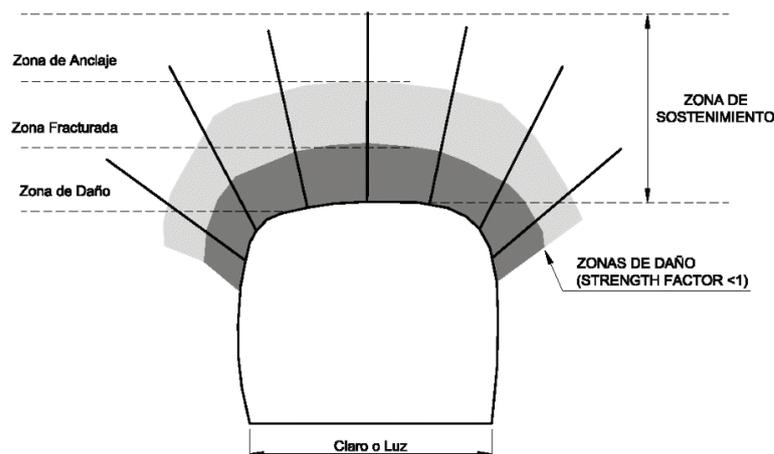


Figura 9-5. Modelación de las zonas de daño alrededor de una excavación (Modificado de Villaescusa, 2014)

En el caso específico de análisis de mecanismos de falla inducidos por deformaciones o altas concentraciones, el uso de métodos numéricos típicamente requiere de la estimación de los esfuerzos in situ, la resistencia y las propiedades de deformación de la roca. Los métodos recomendados para este tipo de análisis son: Elementos Finitos (FEM) y Elementos de Borde (BEM). Mayor referencia es presentada en el Capítulo 7 de esta guía.

Por otra parte, en macizos rocosos estructuralmente controlados, el rango de tamaños y formas de bloques críticos a ser soportados por el sostenimiento depende principalmente del análisis de los parámetros estructurales de las discontinuidades presentes: orientación, persistencia y espaciamiento. Se pueden usar métodos numéricos discontinuos (DEM), como los incorporados en los software UDEC, 3DEC (Itasca, 2015), SAFEX (Thompson, 2002), para el análisis de la cinemática de bloques generados por el arreglo estructural y su interacción con la modelación del mecanismo de falla, redistribución de esfuerzos y efectos de sostenimiento. Adicionalmente, el uso de métodos numéricos en estos casos permite la incorporación de conceptos probabilísticos relativamente nuevos, tales como Redes de Fracturas Discretas (DFN). La metodología DEM ha sido descrita en el Capítulo 7 de esta guía.

9.1.2 Evaluación de demanda de sostenimiento

El sistema de refuerzo de una excavación subterránea dependerá de las características geomecánicas de la roca, del estado de los esfuerzos in situ, la historia de las cargas a la que será sometida, el costo, disponibilidad de los elementos de sostenimiento y la maquinaria a utilizar. Aunque no existen reglas fijas para determinar la demanda de sostenimiento, se podrían incluir los pasos que se indican en las siguientes recomendaciones.

Recomendaciones:

- Durante la investigación del sitio, conviene clasificar el macizo rocoso, con al menos dos sistemas de clasificación empíricos (ej. RMR y Q).
- Realizar una evaluación preliminar de los sistemas de soporte con las recomendaciones empíricas de sostenimiento (ej. Gráfico de sostenimiento del Sistema Q de Barton).
- En tajeos, realizar la evaluación con el método gráfico de estabilidad (Potvin y otros).
- Estimar las condiciones de esfuerzos in situ del pre minado mediante ensayos in situ (ej. *overcoring*).
- Si no hay ensayos de esfuerzos in situ, se podrían estimar los esfuerzos con la teoría de Sheorey (1994). Convendrá establecer la dirección de los esfuerzos principales (ej. mediante el análisis de fallas conjugadas) y en lo posible, se orientarán las excavaciones acordes con la dirección de los esfuerzos principales.
- Estimar las condiciones de esfuerzo in situ alrededor de la excavación (ej. Programa *Phase2*).
- Si existen esfuerzos de tensión en la periferia de la excavación, elimínela o mínimícela con cambios en la forma de la excavación. Si no es posible, deberá considerar la longitud del sostenimiento, el módulo de elasticidad y el espesor del concreto lanzado que serán necesarios para estabilizar la zona.
- Si sólo hay esfuerzos de compresión alrededor de la excavación, calcule el esfuerzo máximo en la periferia y compare este valor con la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso, (establecer el factor de seguridad). Si el esfuerzo de la periferia rebasa la resistencia uniaxial del macizo, debe realizar un análisis más detallado de la zona potencial de debilitamiento.
- Cualquiera que sea el resultado de los dos pasos anteriores, realice un análisis de estabilidad estructuralmente controlada analizando cuñas y bloques potencialmente inestables con ayuda de proyecciones estereográficas (ej. Programa *Unwedge*). Si existiera alguna posibilidad de un debilitamiento de esta naturaleza, evalúe la longitud del sostenimiento y el espesor del concreto que se requerirán para

estabilizar la excavación. Teniendo en cuenta estos análisis considere las consecuencias de la secuencia de la excavación y las posibles variaciones de la instalación del sostenimiento.

- Analice el método constructivo que empleará para realizar la excavación y el sostenimiento (ej., secuencia de excavación, seguridad, mano de obra y maquinaria), así como el costo total del sostenimiento.

9.1.3 Evaluación de capacidad del sostenimiento

Se requerirá de un mínimo de ensayos para evaluar la capacidad del sostenimiento instalado, con la finalidad de realizar un adecuado control de calidad. La cantidad mínima de ensayos se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 9-2. Cantidad mínima de ensayos a elementos de sostenimiento instalados

Elemento de Sostenimiento	Ensayo	Frecuencia
Pernos de anclaje	Prueba de arranque	1 % de los pernos instalados trimestralmente
Cable bolt	Prueba de arranque	1 % de los cables instalados trimestralmente
Concreto lanzado (Shotcrete)	Compresión Simple	Serie de paneles cada 250 m ³ de concreto lanzado para ensayos a la rotura de 3, 7, 14 y 28 días
	Absorción de Energía (Tenacidad)	Serie de paneles cada 500 m ³ de concreto lanzado para ensayo de 14 y 28 días (EN 14488-5)

Los enfoques de diseño descritos en esta sección consideran el refuerzo del macizo rocoso de excavaciones mineras amplias, (generalmente la amplitud de estas aberturas está determinada por las necesidades de producción).

Estos enfoques comparten la definición del mecanismo de falla potencial, el cálculo de la demanda de elementos de refuerzo para estabilizar las fallas potenciales inestables del macizo rocoso, así como la capacidad individual de cada elemento de refuerzo (perno de anclaje) de contribuir en la estabilidad de la falla potencial.

Recomendaciones:

- Calcular el número de elementos (pernos) que se requieren para estabilizar la falla potencial, en función de la resistencia de adherencia del perno.
- La resistencia de adherencia del perno depende del tipo de roca.
- Se recomienda elegir el mecanismo de anclaje adecuado.
- Para la selección del tipo de refuerzo se tendrá en cuenta la capacidad de anclaje del elemento de sujeción: en un macizo rocoso de buena calidad, los pernos cementados son los que alcanzan mayor fuerza de arranque, mientras que los pernos de fricción generalmente tienen menor resistencia al arranque.
- Los pernos cementados, tienen un mayor ámbito de aplicación con respecto a la calidad del macizo rocoso, mientras que los pernos de fricción no resultan adecuados en macizos rocosos de mala calidad.
- En zonas bajo condiciones de esfuerzos inducidos (actividad microsísmica), el soporte deberá ser dinámico a fin de que pueda absorber energía. Se recomienda revisar la capacidad de absorción de energía de los elementos de soporte que se están empleando. Preferentemente, se instalará el soporte dinámico conjuntamente con otros que cumplirán la función de retención de los bloques sueltos (ej. malla metálica).

- Tener en consideración que el sistema de sostenimiento de ninguna manera podrá estar divorciado de las condiciones del macizo rocoso ni de la geometría de la excavación.
- La mina deberá establecer la resistencia a la compresión que requiere el concreto lanzado que empleará. Este deberá ser de alta resistencia, ya que las excavaciones mineras están sometidas a constantes cambios de esfuerzos.
- Realizar el diseño de muestra del concreto para una resistencia a la compresión establecida para el lugar, así como mediciones de comprobación de la resistencia

9.1.4 Diseño de sostenimiento

Existen diversos tipos de sostenimiento para excavaciones que pueden ser utilizados individualmente o en combinación con otros para estabilizar las excavaciones mineras, estos son:

Aplicación 1: Sostenimiento para rampa de acceso, 4.5 x 4.5 m. ESR =1.6. Calidad de la roca: Q= 0.4

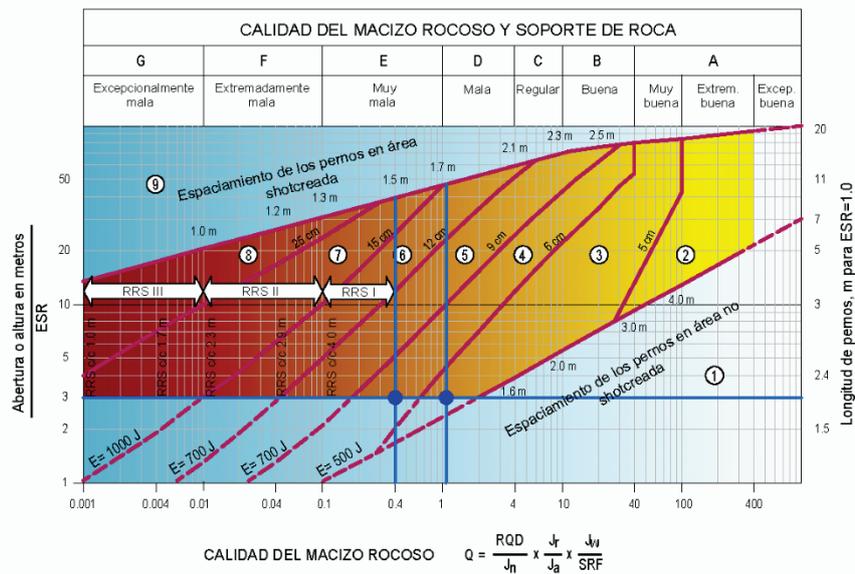
Solución:

Dimensión equivalente: $De = (\text{Ancho o Altura en m}) / \text{ESR} = 4.5 / 1.6 \approx 3$

Tabla 9-3. Diseño empírico del sostenimiento (Barton)

Concepto	Techo	Hastial
Índice de Barton	Q = 0.4	$Q_w = 2.5$ Q = 1.25
ESR	1.6	1.6
Dimensión equivalente	$A / \text{ESR} = 4.5 / 1.6 \approx 3$	$H / \text{ESR} = 4.5 / 1.6 \approx 3$
$L_{\text{ESR} = 1}$	2.2	2.2
Longitud perno*	$1.6 \times 2.2 \approx 3.5$ m	$1.6 \times 2.2 \approx 3.5$ m
Espaciamiento perno*	1.55 m	1.7 m
Espesor Shotcrete*	6 – 9 cm	5 – 6 cm
Clase _{sostenimiento} *	Clase 4	Clase 3

* Se obtiene con el Gráfico de Sostenimiento del Sistema Q



- CATEGORÍAS DE REFUERZO**
- ① Sin soporte o emperrado puntual
 - ② Emperrado puntual, SB
 - ③ Emperrado sistemático más shotcrete proyectado con espesor 5-6 cm con fibra, B + Sfr
 - ④ Emperrado sistemático más shotcrete proyectado con espesor 6-9 cm con fibra, Sfr(E500) + B
 - ⑤ Emperrado sistemático más shotcrete proyectado con espesor 9-12 cm con fibra, Sfr(E700) + B
 - ⑥ Cimbras, emperrado sistemático y shotcrete proyectado con espesor 12-15 cm con fibra, Sfr(E700) + RRSI + B
 - ⑦ Cimbras, emperrado sistemático y shotcrete proyectado con espesor > 1.5 cm con fibra, Sfr(E1000) + RRSII + B
 - ⑧ Revestimiento con concreto, CCA o Sfr(E1000) + RRSIII + B
 - ⑨ Evaluación especial
Espaciamiento de pernos principalmente basado con Ø20 mm
E = Absorción de energía en fibra reforzada con shotcrete proyectado
ESR = Radio de soporte de la excavación
Áreas con líneas de daño que no tiene data empírica
- RRS- Espaciamiento relacionado con el valor de Q**
- Si 30/6 Ø16 - Ø20 (abertura de 10 m)
D40/6+2 Ø16 - 20 (abertura de 20 m)
 - Si 35/6 Ø16 - 20 (abertura de 5 m)
D45/6+2 Ø16 - 20 (abertura de 10 m)
D55/6+4 Ø20 (abertura de 20 m)
 - D40/6+4 Ø16 - 20 (abertura de 5 m)
D55/6+4 Ø20 (abertura de 10 m)
Evaluación especial (abertura de 20 m)
- Simbología:**
Si30/6= Única capa de concreto proyectado más 6 pernos de anclaje
- D = Doble capa de refuerzo
Ø16 = Pernos de diámetro de 16 mm
c/c = Espaciamiento RSS, Centro - Centro

Figura 9-6. Aplicación del Gráfico de Sostenimiento del Sistema Q

Aplicación 2: Sostenimiento dinámico para condiciones de sismicidad inducida. Microsismo de magnitud Nuttli: MN= 2.7, la densidad de la roca es 2.6 t/m³.

Considerar:

- a) Sostenimiento con pernos rígidos (Barra helicoidal cementada sin tensión, HCST) ($E_{CpernoR} = 1.65 \text{ kJ}$) y doble malla electrosoldada. ($E_{Cmalla} = 5 \text{ kJ/m}^2$)
- b) Sostenimiento con pernos dinámicos ($E_{CpernoF} = 17 \text{ kJ}$) y malla electrosoldada.

Solución:

Se harán las siguientes suposiciones:

- Consideraremos la velocidad pico partícula (mm/s) con la fórmula sugerida en el libro Rockburst Handbook for Ontario Mines, para una distancia R, entre el captador y el hipocentro del microsismo en magnitud Nuttli (MN). (Ver Tabla 9-4)

$$PPV = 4000 * \frac{R}{10^{MN/3}}$$

- Para las mismas distancias y con la ecuación (26) determinar la Energía (kJ/m²) comunicada a un bloque de roca de 1 m³ (1 m² x 1 m de espesor) ubicado en el hastial del túnel.

$$E_c = 0.5 * \rho * (PPV)^2$$

El sostenimiento deberá satisfacer la demanda de energía (no se recomienda sostenimientos que se opongan a altos niveles de energía)

- Cálculo del factor de seguridad:

$$FS = \frac{(E_{C\ perno} + E_{C\ malla} \dots \dots \dots E_{C\ otros})}{E_c}$$

Tabla 9-4. Velocidad pico partícula y demanda de energía

Distancia R	Magnitud Nuttli	PPV		Peso roca	Demanda de Energía
		mm/s	m/s		
m	MN			T	kJ/m ²
15.0	2.70	1446	1.45	2.60	2.72
10.0	2.70	2767	2.77	2.60	10.0
7.0	2.70	4897	4.90	2.60	31.17
5.0	2.70	8389	8.39	2.60	91.49

Para el evento sísmico de magnitud Nuttli = 2.7 MN, es recomendable diseñar el sostenimiento para 10 m. de distancia (demanda de energía = 10 kJ/m²). A menor distancia el sostenimiento puede resultar inefectivo y costoso.

- Sostenimiento dinámico, con el perno rígido ($E_{C\ pernoR} = 1.65$ kJ) y doble malla electrosoldada ($E_{C\ malla} = 5$ kJ/m²): $FS = (1.65 + 2 \times 5) / 10 = 1.16$
- Sostenimiento dinámico, con el perno dinámico ($E_{C\ pernoD} = 17$ kJ) y malla electrosoldada ($E_{C\ malla} = 5$ kJ/m²): $FS = (17 + 5) / 10 = 2.2$

9.2 Tipos de sostenimiento de mina subterránea

Existen diversos tipos de sostenimiento para excavaciones, que pueden utilizarse individualmente o en combinación con otros para estabilizar las excavaciones mineras. Estos son:

- Pernos de anclaje.
- Cables de acero.
- Revestimiento de concreto.
- Concreto lanzado (simple o reforzado con fibra).
- Puntales de madera.
- Paquetes de madera (Wood pack).
- Cuadros de madera con encribado de madera.
- Cimbras metálicas.

- Cimbras cedentes.
- Gatas hidráulicas.
- Malla metálica eslabonada y electrosoldada.
- Relleno (simple o cementado).
- Pernos autoperforantes con relleno cementado (para rocas blandas)
- Elementos de pre soporte (micropilotes y *spilling bars*)

Se presenta un breve resumen de los soportes más comunes utilizados en la minería subterránea peruana.

9.2.1 Pernos de anclaje

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

Tabla 9-5. Características de pernos de anclaje (Pakalnis, 2014)

Propiedades de los pernos de anclaje		
Tipo de perno	Resistencia del límite elástico (ton)	Resistencia a la ruptura (ton)
5/8" perno mecánico	6.1	10.2 (grado 690MPa)
Split set (ss-33)	8.5	10.6
Split set (ss-39)	12.7	14
Swellex estándar	N/A	11
Swellex deformable	N/A	9.5
Super Swellex	N/A	22
20mm barra (#6)	12.4	18.5
22mm barra (#6)	16	23
25mm barra (#6)	20.5	30.8
#6 Dywidag	11.9	18
#7 Dywidag	16.3	24.5
#8 Dywidag	21.5	32.3
#9 Dywidag	27.2	40.9
#10 Dywidag	34.6	52
1/2" Cable bolt	15.9	18.8
5/8" Cable bolt	21.6	25.5
1/4"x4" Strap(MS)	25	39

#6 relacionado a 6/8", #7 relacionado a 7/8" de diámetro

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

de alta resistencia).

Es necesario recalcar que estos elementos de sostenimiento tienen una resistencia en cuanto a la capacidad del acero a la tracción, y otra resistencia a la adherencia que se obtiene en la interfase del mortero de cemento y/o resina con el macizo rocoso, siendo lo recomendable que el elemento de sostenimiento se ancle a la longitud necesaria para que la resistencia a la adherencia alcance la máxima resistencia del acero (ver Tabla 9-6 y Tabla 9-7).

Tabla 9-6. Resistencias típicas a la adherencia (Pakalnis, 2014)

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

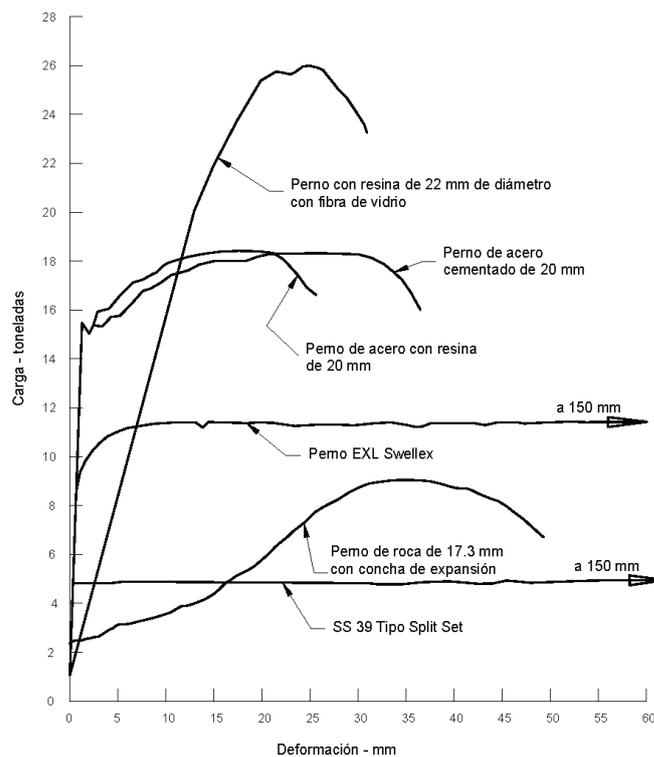


Figura 9-7. Gráfica carga vs deformación, (Stilborg), pruebas realizadas por la Universidad Lulea en Suiza, se empleó concreto de alta resistencia: $R_c = 60$ MPa para simular bloques de roca

Consideraciones relacionadas a pernos de anclaje

Split set. Los estabilizadores de fricción (Split set) son muy sensibles al diámetro del taladro; para Split set de 39 mm, el taladro será de 35 a 38 mm. No se deberán emplear en rocas suaves. Se emplean en sostenimientos provisionales.

Pernos cementados sin tensión (rígido). El perno más empleado en la minería peruana para estabilizar excavaciones permanentes y/o provisionales, es el perno cementado sin tensión (ej. el perno de rosca continua). Es muy efectivo para condiciones estáticas de carga.

- Se deberá tener en cuenta que la presencia de agua en el taladro lava la pasta de cemento, en este caso es conveniente emplear resina para anclarlo.
- En las minas peruanas se inyecta la pasta de cemento con el método del “tubo retráctil”, primero se llena el taladro con ayuda de un tubo de PVC de 19 mm de diámetro, luego se introduce el perno (barra helicoidal).
- Los proveedores deberán acreditar la calidad de los materiales, aditivos y proporciones que emplean en la elaboración del cementante, ya que se requiere que el cemento alcance la más alta resistencia posible.
- La barra debe estar totalmente embebida en la pasta de cemento o en resina.
- Dentro del taladro no deberá existir barra libre sin cemento y la placa de retén debe quedar firmemente bloqueada (en contacto) con la superficie de la roca.
- Si el perno tiene la barra libre de cementante dentro del taladro y además la placa no está bloqueada a la roca, entonces —al menos en ese tramo— el perno no ejercerá acción alguna de refuerzo a pesar de que es la zona que más refuerzo requiere.
- Las tuercas de ajuste de amplio paso, tienden a aflojarse con facilidad con las vibraciones de voladura o la actividad micro sísmica, otra razón adicional para que el perno sea instalado completamente lleno de cementante.

Pernos cementados dinámicos. Bajo condiciones de altos esfuerzos inducidos, voladuras, sismicidad inducida, estallido de rocas, se requiere un perno de alta resistencia pero que acepte gran deformación, como el perno dinámico, para que sea capaz de absorber energía cinética (sostenimiento dinámico). En la tabla siguiente se muestra la capacidad de absorción de energía de algunos elementos de soporte.

Tabla 9-7. Capacidad de absorción de energía de elementos de soporte (Kaiser, 1996)

Descripción	Carga máxima (kN)	Límite de desplazamiento (mm)	Energía de absorción (kJ)
Perno helicoidal con resina (19 mm)	120-170	10-30	1-4
Cable bolt (16 mm)	160-240	20-40	2-6
Perno mecánico de 2 m (16 mm)	70-120	20-50	2-4
Cable bolt de 4 m (16 mm)	160-240	30-50	4-8
Barra cementada lisa (16 mm)	70-120	50-100	4-10
Split set	50-100	80-200	5-15
Swellex	80-90	100-150	8-12
Super Swellex	180-190	100-150	18-25
Cone bolt (16 mm)	90-140	100-200	10-25
Malla soldada de calibre #6	24-28	125-200	2-4/m ²
Malla soldada de calibre #4	34-42	150-225	3-6/m ²
Malla tejida de calibre #9	32-38	350-450	3-10/m ²
Shotcrete y malla soldada	2 x malla	< malla	3-5 x malla

9.2.2 Malla metálica

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

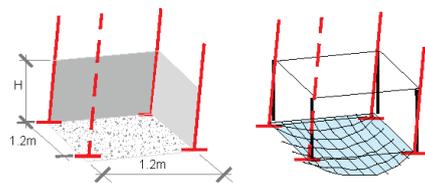
La malla metálica es un sostenimiento de seguridad (Hoek, Kaiser y Bawden, 1997) que deberá ser capaz de soportar los fragmentos de roca (pequeños) que se pueden desprender entre un perno a otro, es muy efectiva y económica comparada con otros sistemas de retención de rocas sueltas (Ucar, 2004).

Consideraciones para su empleo:

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

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

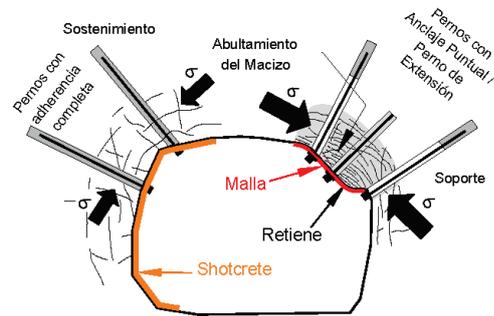
SOSTENIMIENTO - MALLA ELECTROSOLDADA - CALIBRE # 6



RESISTENCIA A CARGARSE DE MALLA ELECTROSOLDADA CALIBRE # 6 (0.2" DIAM) 4"x4" 3.3 toneladas

$H \times 1.2m \times 1.2m \times 2.6t/m^3 = 3.3$ toneladas. Capacidad de cargarse resultando en altura de la carga abultada (profundidad de la carga abultada) de 0.9m. Notar que se utilizó el peso unitario para un resultado conservador, es decir, si utilizamos el peso unitario de la roca quebrada la altura sería mayor. Se recomienda cortar/rehabilitar la malla cuando el abultamiento sea de 0.3-0.6m *Basado en Roca de Gravedad Específica de 2.6

a)



b)

a) Empleo de malla metálica de: 10cm x 10cm N°6 para suspender bloques sueltos que se encuentran entre perno y perno. $H \times 1.2m \times 1.2m \times 2.6 T/m^3 = 3 T$ (la altura H ha sido estimada en 0.9m). Para un diseño convencional mantener H entre 0.3 a 0.6.

b) Malla metálica empleada para retener los bloques de roca eyectados por la actividad microsísmica. En este caso la malla metálica tiene una capacidad de absorción de energía de 3 - 6 kJ/m²

Figura 9-8. Capacidad de la malla metálica para retener rocas sueltas entre pernos (Pakalnis, 2014)

Tabla 9-8. Capacidad de la malla metálica para retener rocas sueltas entre pernos (Pakalnis, 2014)

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

9.2.3 Concreto lanzado

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

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

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

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

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

- El diseño de mezcla del concreto lanzado.
- La resistencia de trabajo del concreto lanzado.
- El espesor del concreto lanzado.
- La presencia de aguas subterráneas en la labor (cantidad, composición química y presión).
- El drenaje de las aguas subterráneas que quedan detrás del concreto lanzado.
- La calidad del agua (potable).
- El tipo de mezcla (húmeda o seca).

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

Tabla 9-9. Mezcla referencial de concreto lanzado reforzado con fibra metálica y micro sílice (alta resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$)

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

9.2.4 Cable (Cable bolting)

En minería subterránea, los cables de anclaje son efectivos para detener el movimiento de la roca encajonante de los tajeos de explotación y otras excavaciones mayores.

Recomendaciones:

- Los cables de anclaje, en labores mineras, por lo general son del tipo cementados sin tensión y se instalan antes del comienzo de la explotación del tajeo y podrán continuar colocándose conforme avanza ésta.
- En la instalación de los cables deberá tenerse en cuenta lo siguiente:
 - El diámetro de la perforación debe ser tal que permita el ingreso del cable y de las mangueras de inyección y purga.

- En el rendimiento de los cables cementados el componente más débil es el sistema cemento/cable (Kaiser, 1992); por tanto, se sugiere el empleo de algún tipo de cable modificado que proporcione mayor fuerza de arranque como serían (entre otros) los cables bulbados: *Birdcaged strand*, *Nutcaged strand* y *Bulbed strand* (Hutchins, 1990 y Garford, 1990).
- La relación agua/cemento (a/c) de la pasta de cemento deberá ser lo suficientemente baja (ej. a/c = 0.3) para que el cable adquiera una alta resistencia al arranque.
- El empleo de aditivos ayudará a reducir al máximo la relación agua/cemento. (ej. súper plastificantes, agentes reductores de agua etc.).
- La elección de la bomba adecuada es fundamental para la inyección de pasta de cemento muy viscosa (baja relación agua/cemento).
- De los dos métodos de inyección que existen: inyección por la boca de taladro y/o por el fondo del taladro, se deberá elegir aquel que garantice el llenado total del taladro, sin que se produzcan vacíos (burbujas) interiores que reducirán el esfuerzo de confinamiento.
- En las minas peruanas, los cables cortos de anclaje son anclados empleando el método de inyección del “tubo retráctil”.
- El diámetro mínimo de la manguera de purga deberá permitir la circulación de la pasta de cemento por ella. El retorno de la pasta de cemento por la manguera de purga, indica que el taladro ha quedado completamente inyectado.

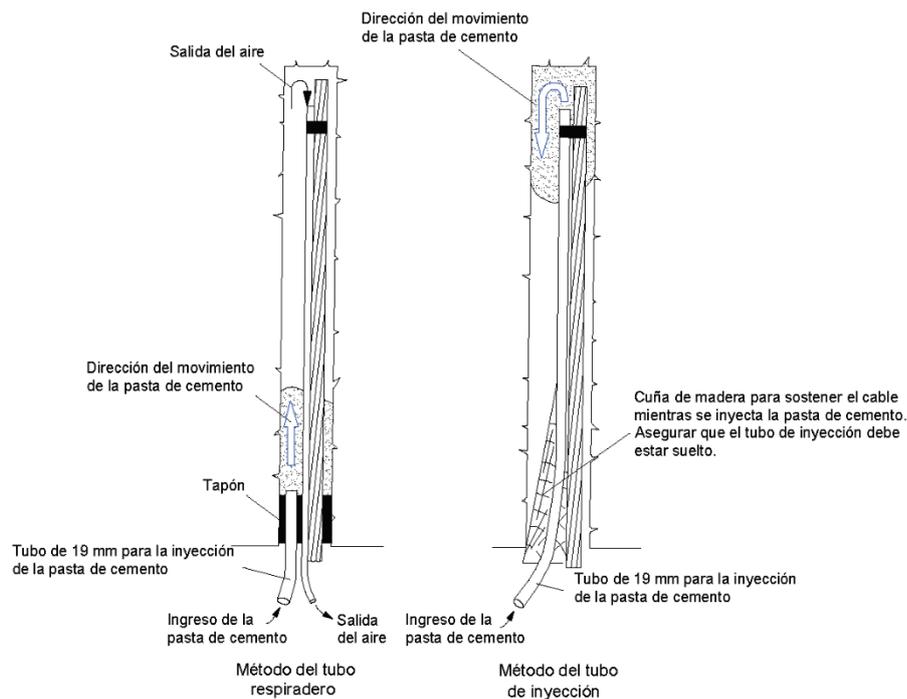


Figura 9-9. Métodos de inyección de cables de anclaje (Hoek, Kaiser, Bawden, 1995)

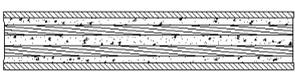
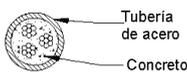
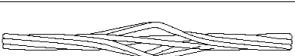
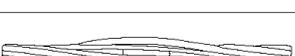
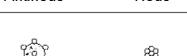
Alta capacidad al corte (Mathews et al, 1986)		
Trenzado tipo jaula (Hutchins et al, 1990)		
Trenzado embulbado (Garford, 1990)		
Trenzado tipo remalle (Windsor, 1986)		

Figura 9-10. Configuración de cables de anclaje (Hoek, Kaiser y Bawden, 1995)

Instalación del cable:

Método del tubo respiradero. En la Figura 9-11 (a la izquierda) se muestra el método de inyección llamado “de tubo respiradero”. Este es el método más común para instalar cables (trenzado simple) en taladros ascendentes. La pasta de cemento con relación agua/cemento = 0.30 – 0.35. Se inyecta por la boca del taladro con una tubería de inyección de un diámetro 19 mm, el aire se purga a través de un tubo de 9 mm de diámetro. Se detiene la inyección cuando la pasta de cemento regresa por el tubo respiradero, es importante que al terminar la inyección el tubo de purga quede completamente lleno de pasta de cemento.

Método del tubo de inyección. Este método se puede usar en taladros ascendentes y descendentes con cables de trenzado simple. En la Figura 9-11 (derecha) la inyección se realiza con una manguera de 19 mm de diámetro que se extiende hasta el fondo del taladro. La pasta de cemento se inyecta por este tubo. Este método permite usar una baja relación agua cemento (0.3 a 0.35) y no existe el peligro de que se formen burbujas en el taladro. El taladro se considera inyectado cuando aparece una pasta acuosa en la boca del taladro y se debe continuar bombeando hasta que aparezca una pasta de cemento gruesa. La tubería de inyección debe estar sujeta con cinta adhesiva en el fondo del cable o ser retirada lentamente, a medida que el taladro se va llenando, en este último caso se debe tener cuidado que los volúmenes de tubería desalojada y de ingreso de pasta coincidan para no generar vacíos en el taladro.

9.2.5 Cimbras metálicas

Son estructuras en arco compuestas por perfiles metálicos de acero que se ajustan a la sección típica del túnel. Su misión es soportar la roca suelta del techo y de las paredes laterales del túnel. Este tipo de soporte se emplea en casos extremos de roca de muy mala calidad, como roca muy fracturada o deleznable, o como una medida de contención de bloques de roca que son eyectados de la superficie del túnel por estallidos de rocas. Hay que considerar que por lo general en rocas de muy mala calidad se requiere el auxilio de otros elementos de soporte (concreto lanzado, micropilotes, marchavantes de madera), como pre refuerzo para asegurar el lugar antes de colocar las cerchas.

Hay dos tipos de cimbra: rígidas y deslizantes. Las rígidas que usan perfiles como W, H e I, suelen tener platinas y pernos con tuerca para poder formar una estructura sólida que abarque todo el perfil de la excavación. La instalación de este tipo de cimbra necesita adecuar el piso de la labor con el objetivo de mantener la platina estable en el piso y finalmente es necesario empernar las otras partes de cimbra que actuarán en el resto del perímetro de la labor minera. Las cimbras deslizantes usan perfiles como las V y Ω , y están conformadas usualmente por tres segmentos

que se deslizan entre ellos, sujetos y ajustados con uniones de tornillo. Tienen la peculiaridad de no ser netamente rígidas debido a que pueden deformarse en caso la presión sea muy alta o hasta que falle el macizo. La instalación de esta cimbra necesita un soporte en el piso de la labor minera y un correcto ajuste de los tirantes, que permitan mantener a compresión toda la estructura.

Recomendaciones:

- En la colocación de cimbras metálicas se deberá tener en cuenta:
 - El estado de esfuerzos del macizo rocoso.
 - Las cargas verticales y laterales sobre las cimbras.
 - En macizos rocosos de muy mala calidad es aconsejable realizar el pre acondicionamiento del macizo rocoso, por ej. concreto lanzado de alta resistencia para la instalación de la cimbra en forma segura.
 - Los materiales para el bloqueo de las cimbras.
 - El correcto bloqueo de las cimbras.
 - El forro de las cimbras (ej. chapas metálicas acanaladas).
 - La cimbra deberá quedar completamente bloqueada al macizo rocoso (quedar en carga).

9.2.6 Otros tipos de sostenimiento

Puntales de madera. Es un sostenimiento formado por postes de madera de una longitud máxima de 3.0 metros y con diámetro de 6 a 10 pulgadas. Se instalan en forma perpendicular a las cajas, generalmente en tajeos de explotación de vetas angostas, podrán ser verticales y/o inclinados, dependiendo del buzamiento de la veta. Los puntales trabajan a compresión pudiendo soportar hasta 10 MPa, deberán evitarse cargas de flexión. Van bloqueados a las cajas colocando en un extremo del puntal una plantilla de madera y el otro extremo va apoyado en una patilla excavada en la roca, y bloquea a las cajas con la ayuda de cuñas (en el lado de la plantilla). Constituye un elemento de sostenimiento que se emplea en la explotación de vetas angostas, en tajeos en los que se requiere ir sosteniendo el macizo rocoso a medida que la explotación avanza. (El sostenimiento definitivo será con relleno quedando los puntales cubiertos por él).

Paquetes de madera. Los paquetes de madera se usan cuando los puntales no son suficientes para soportar los techos de los tajeos debido a mayores cargas y/o porque la altura resulta inadecuada para la instalación de puntales. Se emplean en la explotación de tajeos por corte y relleno y en cámaras y pilares para soportar la roca suelta entre algunos pilares (nunca reemplazando a los pilares naturales). Estos paquetes se construyen de madera redonda de 6 a 8 pulgadas de diámetro y de 1.2 m de longitud mínima. Se podrán armar formando anillos cuadrados de 0.8 x 0.8 (existen variadas configuraciones para armar los paquetes). El extremo superior del paquete deberá quedar bloqueado (topeado) a la roca.

Cuadros de madera. Se utilizan para el sostenimiento de túneles excavados en rocas de muy mala calidad (muy fracturadas, alteradas, que requieren soporte inmediato). Constan de tres piezas: dos postes y un sombrero, además de dos tirantes que unen los cuadros (las diferentes piezas del cuadro son ensambladas mediante destajes en la madera). Los cuadros están diseñados para soportar cargas verticales debido al peso muerto de la roca del techo del túnel. En la explotación de vetas angostas con minerales y cajas de mala calidad también se emplean estos cuadros, que pueden ser completos y/o de 2 piezas (cuadro cojo). Los cuadros deberán estar convenientemente bloqueados a la superficie de la excavación. Los cuadros constituyen un tipo de sostenimiento pasivo, porque comienzan a trabajar cuando la roca “carga” sobre ellos.

Las precauciones más importantes a tenerse en cuenta en el armado de cuadros son:

- El personal estará entrenado y capacitado adecuadamente para realizar el sostenimiento.
- Deberá conocer las reglas de seguridad y las diversas técnicas del enmaderado.
- Se hará el desate de las rocas encajonantes.
- Sostener provisionalmente la labor con guarda-cabezas, (ej. instalación de marchavantes).
- Los cuadros serán rectos o cónicos, los postes serán preferentemente cilíndricos de 8 pulgadas de diámetro.
- Para que el cuadro sea cónico, se debe cumplir la siguiente condición: la proyección de la base superior (en el piso) se traslape con la base inferior, al menos en $\frac{1}{2}$ diámetro del poste.
- El cuadro armado deberá ser vertical y quedar perpendicular a los hastiales.

Pre refuerzo del macizo rocoso. Aunque el pre refuerzo no es un tipo de sostenimiento propiamente dicho, se lo incluye aquí como un método que facilita la excavación de túneles en macizos rocosos que durante su vida de servicio estarán sometidos a condiciones cambiantes de esfuerzos y por tanto deben ser preparados para esas condiciones.

- Se empleará la técnica de pre refuerzo para proporcionar refuerzo a la roca antes de realizar la excavación, de tal forma que el macizo rocoso se encuentre parcialmente sostenido antes excavar. También se le empleará como medida preventiva a fin de posibilitar la colocación del sostenimiento definitivo (ej. concreto lanzado antes de la colocación de las cerchas).
- El pre refuerzo elimina el riesgo de caída de rocas, y deberá proporcionar absoluta seguridad para continuar con el sostenimiento de la labor.
- Si se emplea concreto lanzado como sostenimiento preventivo antes de la colocación de los cuadros y/o cerchas metálicas, la resistencia del concreto deberá ser no menor de 350 kg/cm^2 y tener resistencia temprana.
- El concreto lanzado estará reforzado con fibra metálica (ej. $40 - 50 \text{ kg/m}^3$). El empleo de la fibra también elimina el riesgo que implica la instalación de la malla metálica en un macizo rocoso inestable.
- El pre refuerzo antes de la voladura, para excavación de túneles que serán sometidos durante su vida útil a altas concentraciones de esfuerzos (ej. ventanas de tajeos de explotación), se realizará con pernos cementados sin tensión a fin de controlar/reducir la generación de fracturas debido a la voladura. La voladura se realizará cuando la pasta de cemento haya alcanzado su máxima resistencia.
- Se incluye la técnica de avance con micropilotes pesados para la excavación de túneles en macizos rocosos de muy mala calidad. La aplicación de esta técnica posibilita trabajar en este tipo de terreno con absoluta seguridad.
- Se recomienda el pre refuerzo o pre acondicionamiento para proporcionar condiciones de absoluta seguridad en la excavación y sostenimiento de túneles en macizos rocosos muy difíciles.
- En macizos de roca de mala calidad se puede emplear pernos auto perforantes como alternativa al revestimiento. Estos pernos son barras huecas que cuentan en un extremo con una broca que posee orificio de barrido. Los pernos auto perforantes están fabricados de esta manera para introducir al agente cementante en el interior del taladro por el orificio de la barra y lograr de esta manera un adecuado acoplamiento entre el macizo rocoso, el perno y el cementante.

- La elección del tipo de material de soporte será determinada por cada mina según el uso que se le dará a la excavación.

La labor deberá contar con el Procedimiento Escrito de Trabajo Seguro (PETS) e Identificación de Peligro, Evaluación y Control de Riesgo (IPERC) debidamente aprobados.

9.3 Control de calidad de sostenimiento

El control de calidad de los elementos de sostenimiento es una estrategia de vital importancia que permitirá verificar las suposiciones iniciales adoptadas durante el diseño del sostenimiento, así como asegurar el rendimiento de los diversos elementos de soporte y refuerzo que se han instalado en el macizo rocoso.

Se establecerán procedimientos adecuados de control de calidad, que el operador de la mina debe desarrollar e implementar formalmente para que la gestión de la calidad pueda ser adoptada como un procedimiento normal de trabajo seguro. Estos procedimientos deberán ser transmitidos a la totalidad de los trabajadores como un método fundamental para eliminar los riesgos que podrían ocasionar las condiciones por debajo de los estándares ocasionadas por prácticas no adecuadas en la instalación del soporte y que afectarán su rendimiento como elemento de soporte.

Recomendaciones:

- Adoptar el control de calidad (QC) como un elemento indispensable del sostenimiento del macizo rocoso. Este control es el medio más eficaz para asegurar y conocer las bondades del sistema de sostenimiento implementado en la mina.
- El objetivo de un sistema de control de calidad (QC) es definir las medidas combinadas de control para asegurar la correcta instalación de los elementos de sostenimiento del macizo rocoso.
- Una correcta instalación de los elementos de sostenimiento requiere cumplir con las especificaciones y/o recomendaciones del fabricante, para lograr los objetivos de diseño geotécnico.
- Se debe cumplir con todos los procedimientos específicos del sitio, relacionados con la instalación, equipos, competencia de los empleados, conocimiento de condiciones del macizo rocoso, etc.

El Control de calidad para el soporte del macizo rocoso debe considerar cuestiones como:

- Normas de entrega de la compra de productos de los elementos de sostenimiento establecidas con el fabricante.
- Almacenamiento de los productos en áreas adecuadas que minimicen el efecto de la exposición a condiciones que pueden afectar negativamente su rendimiento.
- Buenas prácticas de instalación del sostenimiento.
- Verificación de la capacidad de sostenimiento en el macizo rocoso.

Las estrategias de control de calidad del sostenimiento cubrirán las acciones a tener en cuenta antes, durante y después de la instalación.

9.3.1 Pre instalación

Se tendrá cuidado para que el traslado, almacenamiento y manipulación de los elementos de sostenimiento no ocasionen deterioro ni daños en ellos, y para que satisfagan las restricciones técnicas para el control del macizo

rocoso (Ej. Los pernos de anclaje puntual son ineficaces en rocas blandas, la malla tejida (eslabonada) no es adecuada como refuerzo en el concreto lanzado).

La estrategia de control de calidad se inicia desde la compra de los materiales, y se tendrá en cuenta que el proveedor deberá proporcionar la siguiente información:

- Los certificados de calidad de los materiales (ej. diseños de mezclas de concreto, tipo y porcentaje de acelerantes, etc.).
- Información relativa sobre los factores que determinarán la calidad de la instalación de los productos que proporcionan.

Recomendaciones para el almacenamiento en superficie

- El área de almacenamiento debe estar cerrada y techada.
- La superficie no deberá estar expuesta a potenciales inundaciones.
- Facilidad de acceso para la rotación de stock, con iluminación para acceso nocturno.
- Los cartuchos de resina deben almacenarse lejos de la luz solar directa y ser utilizados antes de que se cumpla su periodo de vida.
- Proporcionar un área cubierta para agregados, pasta de cemento, cementos y otros productos que puedan deteriorarse o ser afectados en zonas lluviosas.

Recomendaciones para el almacenamiento subterráneo

- El almacén debe ubicarse fuera de las zonas activas de la mina y será seco, limpia y bien ventilado.
- Facilidad de acceso para la rotación de stock.
- La excavación estará debidamente soportada para la vida útil establecida.
- Debe contarse con estantes para el almacenamiento de artículos pequeños tales como barriles, cuñas, tuercas, placas, etc.
- Los cartuchos de resina deben almacenarse en un lugar fresco y seco. La refrigeración puede ser necesaria si hay productos como resina.
- Los cartuchos de resina que se almacenarán bajo tierra durante largos períodos de tiempo no deberán estar expuestos a temperaturas que excedan las recomendaciones del fabricante.
- Proporcionar una excavación separada y bien drenada para agregados, cemento, fibras y aditivos, si el concreto lanzado es preparado en subterráneo.

9.3.2 Durante instalación

El control de calidad durante la instalación del sostenimiento se podrá lograr utilizando procedimientos que proporcionen información/instrucciones al operador que instala el soporte. Se deberá incluir la utilización de una lista de comprobación del sistema de soporte que se está instalando.

Recomendaciones:

- Se deben desarrollar procedimientos escritos de trabajo seguro (PETS). El objetivo del PETS es proporcionar

un resumen conciso y claro de los procedimientos para la instalación de los diversos tipos de sostenimiento en la mina.

- El diseño Procedimiento Escrito de Trabajo Seguro (PETS) debe:
 - Incluir detalles del equipo que se empleará.
 - Considerar las condiciones geotécnicas de la mina y los requerimientos de diseño.
 - Describir cualquier otro criterio específico de la mina que pueda tener un impacto en la forma de cómo está instalado el soporte.
 - Incluir información relevante del fabricante: imágenes y texto para informar sobre los puntos a destacar en el procedimiento.
 - Indicar los peligros asociados a los tipos de refuerzo y soporte, destacando los principales problemas de cada caso.
 - Permitir revisar los procedimientos periódicamente a fin de garantizar la pertinencia de cada tipo de perno, equipos, métodos de instalación y condiciones del lugar.

- Durante la instalación del sostenimiento hay que tener en cuenta estas consideraciones:
 - En la instalación de pernos cementados: si después de inyectar el taladro con el método del tubo retráctil (tradicional) el perno no entra, se podrá cambiar de método de inyección (por ej. emplear el sistema de “inyección por el fondo, que requiere el auxilio de la manguera de purga). Si continua el problema se cambiará el tipo de anclaje.
 - Si el perno no entra en el taladro inyectado, no es aconsejable forzar su ingreso con la máquina de roto percusión porque el anclaje del perno será deficiente.
 - Los pernos estarán orientados teniendo en cuenta el fracturamiento del macizo rocoso, a fin de intersectar los bloques potencialmente inestables.
 - Los elementos de sostenimiento de acero (pernos, cables, malla, fibra etc.), deberán estar libres de óxido y/o cualquier otro material perjudicial para la pasta de cemento.
 - El perno cementado sin tensión deberá estar completamente embebido en pasta de cemento (no tendrá longitud libre de cementante).
 - El retorno de la pasta de cemento por la manguera de purga (durante la inyección de pernos y de cables de anclaje que requieran el auxilio de esta manguera) es garantía de que el taladro ha sido convenientemente inyectado.
 - Los equipos de bombeo de concreto deberán funcionar con la presión especificada.
 - El empleo de la fibra en el concreto lanzado ayuda a evitar el fracturamiento del concreto.
 - El concreto lanzado será de resistencia alta.
 - Se instalarán dispositivos para controlar el espesor del concreto lanzado.
 - Se controlará la evolución de la resistencia temprana del concreto lanzado con respecto al tiempo.
 - Las muestras de concreto lanzado deberán obtenerse periódicamente en intervalos definidos y en condiciones normales de trabajo y se emplearán los moldes aprobados para tal fin.

9.3.3 Postinstalación

Para el control de calidad de elementos de soporte ya instalados es conveniente usar una combinación de dos métodos de control: los “Controles visuales”, generalmente sin el auxilio de instrumentos de medición, y los “Controles con instrumentación”, que permiten cuantificar las cargas reales que están aportando para el control del macizo rocoso.

Una atención especial merece la corrosión, la cual afecta en forma dramática la calidad del soporte, ya que reduce su vida, destruye la resina y/o concreto de adherencia de los pernos, corroe los elementos de acero (pernos, malla,) ataca las estructuras de concreto, etc. Los efectos de la corrosión solo son visibles cuando el soporte ya ha fallado, por lo que su efecto debe ser cuidadosamente considerado desde la etapa de planeamiento, debiendo establecer la calidad de las aguas subterráneas para seleccionar los materiales que mejor se adapten a estas condiciones (ej. empleo de microsílíce, cemento resistente a sulfatos, pernos totalmente encapsulados, malla galvanizada, etc.).

Recomendaciones para el control de calidad mediante controles visuales:

- Las comprobaciones visuales del sostenimiento constituyen una práctica estándar en cualquier programa de monitoreo y serán realizadas por ingenieros geotécnicos y/o supervisores. Estas inspecciones se pueden realizar en forma de auditorías de sostenimiento y llevarse a cabo en intervalos periódicos: semanales, mensuales, etc.
- Se deberán elaborar tablas con una lista de verificación para los diferentes tipos de sostenimiento. Estas tablas contendrán un resumen exhaustivo de todas las condiciones posibles de la interacción soporte vs macizo rocoso.

Recomendaciones para el control de calidad por medición:

- Hay una serie de instrumentos mecánicos, electrónicos, que permiten evaluar el rendimiento y/o la condición con respecto del tiempo, de los elementos de sostenimiento que han sido instalados. Se debe considerar como un estándar el realizar las pruebas de arranque a los pernos de anclaje.

En las pruebas de arranque de pernos, por lo general, el punto más débil es el sistema de sujeción del perno con la gata, lo que no permite registrar la verdadera resistencia al arranque del perno. Este inconveniente debe ser resuelto por el proveedor a fin de proporcionar el equipo adecuado.

Consideraciones a tener en cuenta con los elementos de soporte:

- Las vibraciones de voladura y la actividad micro sísmica aflojan las tuercas de ajuste de los pernos de anclaje.
- La placa de retén debe estar firmemente apoyada en la roca (convenientemente ajustada con la tuerca de ajuste).
- Si el perno tiene longitud libre de cementante y la placa no está apoyada en la roca, entonces la roca comprendida en el tramo libre de cementante no estará controlada por el perno.
- Entre la placa y la roca del perno cementado, en lo posible, debe colocarse una almohadilla de concreto.
- Se realizarán procedimientos para las pruebas periódicas de carga vs deformación de los diferentes tipos de pernos.
- Se deben realizar inspecciones periódicas del perno cementado sin tensión, a fin de verificar la calidad de la pasta de concreto y la fuerza de arranque.
- Las cápsulas de resina y demás materiales perecibles deberán ser utilizados antes de su vencimiento.

- El agua para la pasta de cemento será de acuerdo al diseño (no emplear el agua de la cuneta).
- En ambientes con aguas ácidas la instalación de pernos permanentes con pasta de cemento no es recomendable, elegir el sistema de anclaje que mejor se adapte a esta condición.

10. RELLENO DE MINA

La principal función de los materiales de relleno en las minas es ayudar a manejar la estabilidad del minado relacionado a vacíos, el relleno es una de las herramientas usadas para incrementar la flexibilidad de las estrategias de extracción del mineral y a menudo permite una mayor recuperación del yacimiento mineral. El uso de diferentes tipos de relleno, sus funciones específicas y requerimientos ingenieriles están íntimamente relacionados con los métodos de explotación, planeamiento y secuencias de minado.

El material de relleno se utiliza en operaciones mineras al menos por una de las siguientes razones (F. Hassani and J. Archibald, *Mine Backfill*, 1998):

- Recuperación de pilares de roca.
- Recuperación de puentes de roca.
- Plataforma o piso de trabajo.
- Soporte del macizo rocoso.
- Eliminación de residuos.
- Minado en la parte superior, al lado o bajo relleno.

Generalmente, el relleno de minas se ha utilizado durante muchas décadas para uno de estos tres propósitos (Douglas F. Hambley, *Backfill Mining*, SME, 2011):

- Control de los movimientos del macizo rocoso y de los esfuerzos dentro del horizonte del minado.
- Control de los movimientos del macizo rocoso sobre el horizonte de la mina (subsistencia por minado).
- Almacenamiento de materiales de desecho.

El relleno tiene un rol muy importante, no entendido completamente. Los roles del relleno que intervienen en el control del macizo rocoso son:

- Soporte de bloques de rocas individuales de las paredes de los tajeos, pilares y techos, previniendo el colapso del techo/paredes y también minimizando la subsistencia por minado.
- Confinamiento lateral del macizo rocoso (pilares, tajeos secundarios, etc.), incrementando su resistencia compresiva.
- Provisión de un piso adecuado de trabajo en los métodos con entrada de personal.
- Amortiguación de la respuesta vibracional de la masa rocosa durante eventos sísmicos (Glen, 1993).

El suministro de pequeñas cantidades de confinamiento lateral del relleno a la masa rocosa puede tener una influencia muy beneficiosa en la mejora de la resistencia de la masa de roca. Este hecho se demuestra en las pruebas triaxiales de núcleo de roca, donde una pequeña presión de confinamiento puede aumentar la resistencia de la roca. El relleno tiene el potencial de desempeñar un papel importante en el control de estabilidad del macizo rocoso a gran escala, proporcionando soporte de grandes áreas de las paredes de los tajeos de explotación. La importancia del rol del relleno en el control del macizo rocoso a gran escala es a menudo subestimada.

El uso sistemático de un sistema de relleno con ingeniería apropiada en una mina puede permitir altos ratios de extracción en un determinado tipo de yacimiento mineral en comparación con una mina que no utiliza relleno. Las

condiciones mejoradas de seguridad y la alta relación de extracción son el beneficio directo de los rendimientos económicos de la mina.

Las formas más comunes de relleno de mina incluyen: relleno de roca, relleno hidráulico, relleno hidráulico cementado, relleno en pasta y de roca cementada. Cada tipo de relleno tiene sus propios riesgos que necesitan ser abordados durante el diseño, planeamiento y operaciones de la mina. De todas las amenazas planteadas por el relleno para la minería subterránea, la mayor amenaza depende del contenido de agua en el relleno (en particular del relleno hidráulico y el relleno en pasta).

La eliminación de los pilares de roca por debajo de los tajeos rellenados que contienen volúmenes de agua significativos debe ser tratada con extrema precaución, tomando las medidas adecuadas para drenar el agua antes de retirar el pilar. Investigaciones de relleno, implementación y auditoría están disponibles en numerosas fuentes escritas, por ejemplo Potvin, Thomas y Fourie (2005).

Los diferentes tipos de materiales utilizados para rellenar las excavaciones de las minas subterráneas están subdivididos en dos grupos: rellenos sin cemento y rellenos con cemento.

Las descripciones de cada uno fueron realizadas por Douglas F. Hambley (2011).

- Rellenos sin cemento
 - Relleno seco y relleno de roca
 - Relleno hidráulico no cementado
- Rellenos con cemento
 - Relleno hidráulico cementado
 - Relleno de roca cementado
 - Relleno en pasta

10.1 Relleno sin cemento

10.1.1 Relleno seco y relleno de roca

El relleno de roca está conformado por roca residual clasificada o sin clasificar, obtenida de fuentes superficiales o subterráneas, que se coloca normalmente sin el uso de materiales de consolidación en excavaciones de explotación subterránea. El relleno de roca se utiliza en excavaciones seleccionadas en las que se requiere presión de apoyo pasivo para las paredes de roca. Representa una fuente de relleno de costo relativamente bajo, rápido y medianamente fácil de colocar en el sitio. Debido a que permanece sin consolidar, es capaz de ofrecer una capacidad limitada de apoyo a las paredes y pilares de los tajeos de minado (F. Hassani and J. Archibald, Mine Backfill, 1998).

Ventajas y desventajas

Aunque generalmente ha sido reemplazado por otros métodos, todavía existen situaciones en las que la colocación del relleno seco tiene ventajas. Por ejemplo, si una mina no tiene una planta de procesamiento en el sitio para proveer relaves de molino, deben considerarse otras opciones de relleno.

Dichos rellenos podrían incluir:

- Arenas superficiales naturales.
- Roca superficial de canteras, o roca generada en obras civiles locales.

- Desmante de desarrollos subterráneo.

La colocación del relleno seco tiene dos desventajas principales. La primera es que tiene una densidad relativamente baja cuando está colocado, lo que significa que puede sufrir una compresión significativa antes de que alcance su densidad óptima para proporcionar el soporte de las paredes de los tajeos para evitar el desprendimiento de éstos y minimizar los desplazamientos de convergencia de las paredes de los tajeos. En segundo lugar, dependiendo de la configuración del techo, puede ser difícil colocar el relleno seco cerca al techo del tajeo y a lo largo del tajeo.

Las principales propiedades y parámetros de estos rellenos son los siguientes:

- Peso unitario aparente
- Peso unitario húmedo
- Ángulo de reposo
- Ángulo de fricción
- Distribución de tamaños de partículas
- Cohesión aparente
- Resistencia al corte

10.1.2 Relleno hidráulico

El relleno hidráulico se usa en los tajeos de explotación. Las labores de acceso que interceptan con los tajeos son tapadas con la construcción de taponos/barreras. Estos últimos son proveídos con un sistema para drenar el agua del relleno. El relleno hidráulico vertido a través del taladro de relleno entra a la cámara del tajeo por el techo y el agua clara tiende a acumularse en la superficie del relleno. Todo el relleno que entra al tajeo como relleno hidráulico tiene un drenaje a través de los taponos/barreras.

Los relaves deslamados y parcialmente deshidratados son los materiales de relleno más comúnmente transportados en subterráneo por vía hidráulica, pero también se transporta de esta manera la arena superficial. La porción fina (lamas) es indeseable debido a su drenaje lento, y también debido a las consecuencias desastrosas del potencial de licuefacción y al efecto de las vibraciones por las voladuras de producción.

Las propiedades y parámetros relevantes del relleno hidráulico son las siguientes:

- Relación de vacíos y porosidad
- Densidad relativa
- Permeabilidad
- Presión de tierras activas y pasivas
- Esfuerzos efectivos
- Peso unitario aparente, saturado y sumergido
- Resistencia al corte (ϕ y c)
- Filtración, drenaje y flujos netos o dirección de flujos
- Sifonamiento
- Licuefacción

10.2 Relleno con cemento

10.2.1 Relleno hidráulico cementado

El relleno hidráulico no cementado correctamente preparado es predominantemente de arena y debe comportarse como arena, aunque en ocasiones puede comportarse como una arena de drenaje lento. En consecuencia, no tiene una cohesión verdadera hasta que esté drenado, ni tiene resistencia compresiva no confinada; generalmente es deseable que el relleno sea capaz de permanecer en un área tras su exposición. Para tales aplicaciones, es habitual añadir cemento al relleno (pero en ocasiones no es necesario).

Debido a que el relleno cementado es el mismo material del no cementado, a excepción del cemento, varios de los parámetros de diseño para un sistema de relleno hidráulico cementado son los mismos que para un sistema de relleno no cementado. Sin embargo, el cemento proporciona finos a la mezcla y la tasa de drenaje es típicamente algo más lenta que la del relleno no cementado.

La operación del relleno se mueve desde la disposición subterránea de los residuos mineros hasta la preparación de un material de ingeniería controlado por la calidad de contenido de cemento frente a las propiedades de resistencia y deformación.

Contenido de Cemento Versus las Propiedades de Resistencia y Deformación

La resistencia de un relleno cementado depende del porcentaje de cemento en el relleno. La figura siguiente muestra la relación entre el contenido de cemento y la resistencia de varios rellenos cementados de mina en Canadá y Australia.

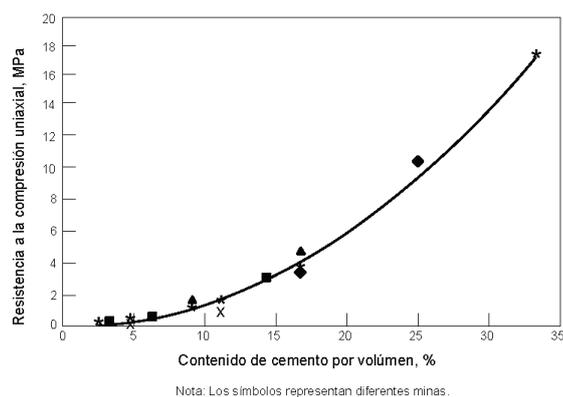


Figura 10-1. Contenido de cemento (% volumen) vs resistencia compresiva uniaxial (Douglas F. Hambley)

El contenido de cemento como un porcentaje de volumen, es mejor expresarlo como un porcentaje en masa del total de sólidos secos. La ecuación de la curva de ajuste óptimo viene dada por:

$$C_o = 12.1 P^{2.0448} \quad (28)$$

Donde,

- Co: Resistencia compresiva en Kilopascuales (kPa), multiplicado por el resultado por 0.145 para obtener la resistencia en Psi
- P: Contenido de cemento en porcentaje de volumen

Algunas minas han experimentado la sustitución de parte del cemento por cenizas o escorias de tierra y/o materiales puzolánicos parecidos. En el caso de las cenizas, no parece haber una diferencia significativa en la resistencia a la compresión.

Altura libre

La altura libre del relleno cementado depende de la resistencia a la compresión y de la densidad del relleno como sigue:

$$H = 2C_o/\gamma g \quad (29)$$

Donde,

Co: Resistencia compresiva en Kilopascales (kPa)

H: Altura del relleno

Y: Densidad del relleno

En la práctica, los parámetros de la ecuación anterior: la resistencia a la compresión necesaria y la altura requerida, sirven para que el relleno se mantenga sin ayuda a esa altura. Por ejemplo, si la altura libre requerida es de 8 m y la gravedad específica del relleno es 1,7, el resultado indica que la resistencia requerida es 133 kPa (19.3 psi). La resistencia corresponde a un relleno que contiene aproximadamente 3% de cemento. Alternativamente, para una resistencia compresiva de 133 kPa, se obtiene un contenido de cemento de 3,22%, lo que equivale a una relación cemento / residuo de 1:30.

Las propiedades y parámetros relevantes del relleno hidráulico cementado son los siguientes:

- Relación de vacíos y porosidad
- Densidad relativa
- Permeabilidad
- Resistencia al corte
- Esfuerzos efectivos
- Peso unitario aparente, saturado y sumergido
- Presión de tierras laterales
- Filtración, drenaje
- Licuefacción
- Reología de los *slurries*

10.2.2 Relleno de roca cementado

El relleno de roca cementado es típico de la práctica moderna. Un sistema de rellenado de roca cementado se desarrolló en Mount Isa, Australia, a finales de la década de 1960, donde la principal razón para el componente de relleno era reducir las cantidades de relleno hidráulico cementado, ya que el cemento portland era caro en esa parte de Australia. En un sistema de relleno de roca cementada, la principal función de diseño del relleno hidráulico cementado es llenar los vacíos existentes en la roca rota.

Consideraciones del Tamaño de Relleno de Roca

Los rellenos de roca deben consistir en fragmentos angulares gruesos de densidad media a alta, y alta resistencia a la abrasión. La resistencia a la abrasión se puede probar usando la prueba de abrasión de Los Ángeles. El relleno de roca se puede modificar para adaptarse a una aplicación particular optimizando la distribución del tamaño de partícula. Un relleno competente, que permanecerá de pie cuando esté expuesto en una cara vertical, deberá tener una baja porosidad. El relleno debe ser clasificado apropiadamente con respecto al tamaño de partículas. La distribución del tamaño de partícula de una masa de roca se representa a menudo por la distribución de Gates-Gaudin-Schuhmann:

$$P = \left(\frac{d}{m}\right)^n \quad (30)$$

Donde:

- P: Porcentaje acumulativo de fino mayor que el tamaño d
- H: Tamaño de partícula
- Y: Tamaño máximo de partícula

En la industria del concreto, un material de relleno densamente empacado se obtiene cuando el exponente, n, en la ecuación anterior es 0.5.

Material cementante

El material cementante en un relleno de roca cementada puede consistir en relleno de relaves deslamados, relleno de relaves deslamados cementados, relleno en pasta, cemento portland, ceniza u otra puzolana, o una combinación de dos o más de éstos. Todos estos materiales cementantes se transportan con más facilidad por la tubería para ser añadido al relleno de roca a medida que entra en la parte superior o en alguna parte más apropiada en el tajeo. La estandarización de esta práctica es difícil y los tajeos grandes deben ser tratados caso por caso. Las propiedades y parámetros relevantes son las mismas del relleno seco/relleno de roca y del relleno cementado.

10.2.3 Relleno en pasta

El relleno en pasta está formado por la combinación de relaves y material cementante con cierta cantidad de agua para lograr la consistencia de una pulpa espesa. Debe haber suficiente cantidad de finos en el relave para el buen comportamiento de la pasta.

Con el relleno de pasta, los relaves se convierten en un *slurry* de alta densidad con un contenido de sólidos de 75% - 80% en masa. El *slurry* actúa como un sólido viscoso, para el que se debe superar una resistencia al corte crítico antes de que el material fluya. La resistencia al corte crítico de los rellenos en pasta típicamente oscila entre 250 y 800 Pa (Boger, 2006).

Debido a la naturaleza viscosa de la pasta y a las grandes cantidades de energía necesarias para transportar la pasta en el régimen turbulento, es habitual transportar pasta en el régimen de flujo laminar (Paterson 2006).

Requerimientos del Tamaño de Partícula de la Pasta

Al menos el 15% de las partículas en la pasta deben ser más finas que 20 µm o 0.00079 in (Hassani y Archibald 1998). En suma, se acostumbra añadir de 3% a 6% de cemento portland o una mezcla de cemento portland y cenizas como material cementante. Si los relaves contienen cantidades insuficientes, puede ser necesario añadir cenizas o cemento adicional.

Las propiedades y parámetros relevantes del relleno en pasta son los siguientes:

- Las mismas que el relleno hidráulico sin y con cemento.
- Reología de la pasta.

10.3 Recomendaciones y ensayos para el relleno

En toda operación de relleno de labores explotadas, se deberá cumplir con las siguientes medidas de seguridad:

- Realizar estudios de resistencia, granulometría, límites de contenido de agua, estabilidad física y química del material de relleno.
- Encontrar la resistencia a la compresión uniaxial ideal del relleno en función de su densidad, del ancho, altura y longitud del tajeo.

En el caso de relleno hidráulico se deberá contar con:

- El estudio hidrogeológico de la zona a rellenar.
- Pruebas de laboratorio para determinar la velocidad de percolación, velocidad de compactación, densidad relativa y velocidad de consolidación.
- Diseño de los tapones hidráulicos, del drenaje de relleno y de la infraestructura de transporte de relleno.

Para mayor referencia, revisar los artículos 226 y 227 del Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería.

11. HERRAMIENTAS GEOMECÁNICAS PARA EL CONTROL OPERATIVO

11.1 Del titular minero

Al inicio de las operaciones mineras, es necesario que el control geomecánico del terreno, así como sus estrategias y medidas establecidas en la etapa de factibilidad, se utilicen como parte integral del proceso de minado. A medida que la explotación progresa estas herramientas deberán ser mejoradas y actualizadas continuamente durante la vida de la mina.

Recomendaciones:

- Se recomienda que el diseño y planeamiento de la mina sean elaborados y revisados por un equipo conformado por personal especializado y amplia experiencia en proyectos mineros. Se debe considerar el apoyo de especialistas externos expertos en el campo de la ingeniería geomecánica.
- Los estudios geomecánicos deben abarcar todo lo relativo a las condiciones del macizo rocoso y las recomendaciones particulares del diseño óptimo para la construcción de las labores mineras. Generalmente estos estudios deben ser llevados a cabo por empresas consultoras externas, especialistas y con amplia experiencia en proyectos geomecánicos mineros.
- Los planes de minado deben ser analizados y revisados mensualmente a fin de corregir eventuales desviaciones y corregir las deficiencias. En esta etapa se deben considerar todos los aspectos geomecánicos que intervienen en el desarrollo del plan de minado. La validación geomecánica del plan de minado es importante en esta etapa.
- La recomendación, instalación, control y seguimiento/monitoreo del óptimo funcionamiento de los sistemas de sostenimiento es responsabilidad del operador de la mina y del equipo de administración de la misma. El objetivo es garantizar la estabilidad y seguridad del personal y equipos que transitan por todas las labores mineras durante el tiempo de vida de la mina.
- Las personas con conocimientos y experiencia en ingeniería geomecánica tienen el deber de informar en las reuniones de operación rutinaria y mediante reportes e informes geomecánicos. Toda condición de inestabilidad o de riesgo de inestabilidad de una excavación se debe reportar a todas las instancias operativas de la mina de una manera clara, objetiva e imparcial.
- Del mismo modo, el área de seguridad minera debe tomar decisiones oportunas y documentadas del cumplimiento de las recomendaciones emitidas por el área de geomecánica y debe realizar su seguimiento hasta asegurar que se cumplan o levanten estas observaciones.

11.1.1 Construcción y mantenimiento de base de datos geomecánica

A lo largo de la vida de una operación subterránea, se acumulará abundante información geomecánica que con una adecuada administración deberá servir como herramienta para mejorar el conocimiento geomecánico del macizo rocoso de las nuevas zonas de explotación.

La base de datos deberá ser administrada por separado para cada uno de los métodos de recolección de datos de campo y laboratorio, como es el caso de logueo de testigos de perforación, estaciones geomecánicas, líneas de detalle, ensayos de carga puntual, compresión simple, ensayos triaxiales, etc. Cada uno de éstos, deberá contemplar las coordenadas de ubicación, nivel, zona, caja techo, mineral o caja piso y, de ser posible, deberá ser administrado en un modelo tridimensional.

11.1.2 Inspecciones geomecánicas

El titular minero debe saber que con el tiempo se presentarán rocas sueltas en ciertos lugares dentro de la mina. En consecuencia, se requiere controles periódicos para verificar las condiciones de estabilidad de los lugares de trabajo. Es de esperar que en algún momento ciertos sitios requieran trabajos de remediación para restablecer las condiciones de estabilidad de trabajo seguro.

El control geomecánico por parte del titular minero puede realizarse por diferentes motivos, siendo el principal objetivo mantener la seguridad y estabilidad de las excavaciones mineras subterráneas, identificando los potenciales riesgos de inestabilidad. Este control debe realizarse por el personal de geomecánica a través de inspecciones geomecánicas rutinarias y mediante instrumentación.

Las inspecciones geomecánicas de las excavaciones subterráneas son efectuadas con el objetivo de identificar problemas de caída de rocas y sus peligros asociados. Las inspecciones deben programarse de acuerdo a la tasa equivalente de cambios observados en las condiciones de cada una de las excavaciones mineras.

El titular minero debe llevar el control de los registros de las inspecciones geomecánicas del lugar de trabajo y del alcance de los trabajos requeridos para remediar cualquier área insegura. Estos registros deben ser documentados y firmados una vez que el trabajo correctivo haya sido ejecutado satisfactoriamente. En el caso que no se hayan realizado o completado los trabajos recomendados, los registros permanecerán inconclusos o en falta y solo serán levantados cuando se subsanen las observaciones.

El comportamiento del sostenimiento será verificado por el personal de geomecánica, realizando inspecciones periódicas que permitan determinar las áreas inestables. La frecuencia de estas inspecciones dependerá de la rapidez de los cambios que se observen en el macizo rocoso.

El responsable de la inspección deberá llevar un registro bien documentado del estado del sostenimiento, así como de las reparaciones/reforzamientos que se realizaron/realizarán (ej. desatar, descargar rocas detrás de la malla, instalar nuevos pernos, reforzar con concreto lanzado, instalar cimbras metálicas, clausurar áreas específicas, etc.).

Las observaciones de las inspecciones geomecánicas deberán ser incluidas en un sistema de manejo de información de la mina para asegurar que todas las jefaturas y supervisores de la operación se encuentren informados. También los trabajadores deben estar adecuadamente informados y entrenados para reconocer las condiciones que producen caída de rocas y los riesgos que implican.

Recomendaciones:

- Se debe contar con procedimientos bien definidos para tomar las medidas adecuadas cuando se reconozcan riesgos por caída de rocas.
 - Se sugiere que, entre otros, estos procedimientos puedan considerar la mitigación del riesgo, sólo si el personal es competente y está capacitado para hacer frente al peligro.
 - Si el riesgo no puede ser mitigado, se colocarán barreras para aislar la zona peligrosa.
 - Comunicar a las personas apropiadas y notificar las observaciones.
 - Los métodos de evaluación de riesgo deben implicar la descripción de los mecanismos típicos de las condiciones sub estándares en un libro de campo (cuaderno de observaciones), una lista de verificación (*checklist*) de los peligros potenciales y la integración de la información en el sistema de seguridad.

- Las inspecciones geomecánicas son proactivas y pueden realizarse como inspecciones rutinarias en la mina, adelantándose a la que realizarán los supervisores de línea.
- Se realizarán periódicamente auditorías formales con participación del personal de geomecánica, acompañados por personal competente seleccionado (ej. reguladores, consultores, supervisores/jefaturas de primera línea).
- Será importante que, después de las inspecciones, se realice un seguimiento de los planes de acción que se han tomado (inmediatos o futuros).
- Se deberán establecer inspecciones geomecánicas periódicas en conjunto con las jefaturas de las demás áreas operativas, donde deben intervenir las jefaturas de geomecánica, las jefaturas de la operación, la jefatura de seguridad minera y las superintendencias operativas, incluyendo la subgerencia y gerencia operativa.

11.1.3 Manejo de reportes e informes geomecánicos

Entre los principales documentos geomecánicos utilizados en un proyecto minero se incluyen:

- Los informes de estudios geomecánicos.
- Los reportes geomecánicos.
- Las evaluaciones geomecánicas localizadas.

El manejo y control de estos documentos se realiza mediante memorandos geomecánicos, que pueden incluir también información geomecánica relevante de interpretaciones y diseños preliminares. Asimismo, mediante los memorandos se reporta o informa el cumplimiento o incumplimiento de algún trabajo o actividad de control del terreno importante para la operación minera.

Los memorandos geomecánicos deben tener alcance a todas las áreas involucradas de la operación minera: supervisores, jefaturas, superintendencias, subgerencia y gerencia de la mina. Estos documentos deben estar dirigidos al área y a la persona responsable con copia a todas las áreas y personas involucradas. Deben llevar la fecha de emisión, estar numerados en orden correlativo, ser archivados en una base de datos y formar parte de la información de los sistemas de control de seguridad minera.

11.1.4 Estudios geomecánicos

Desde el punto de vista de su alcance se pueden clasificar en dos grupos:

- Los estudios geomecánicos globales.
- Los estudios geomecánicos locales.

Estudios Geomecánicos Globales

Los estudios geomecánicos globales deben realizarse siempre por adelantado, antes del inicio de cualquier proyecto minero subterráneo. Sus alcances generalmente abarcan un sector de la mina. Usualmente se consideran dos tipos de estudios geomecánicos globales:

- Estudios geomecánicos globales a nivel preliminar.
- Estudios geomecánicos globales a nivel definitivo.

Los estudios a nivel preliminar sirven para obtener una aproximación de las características geomecánicas del macizo rocoso, a fin de establecer la factibilidad de explotación de un proyecto subterráneo, incluyendo los riesgos geomecánicos, los criterios generales de la excavación y los trabajos de preparación del terreno.

Los estudios a nivel definitivo se realizan con fines de diseño y construcción de un proyecto específico. Deben consignar todo lo relativo a las condiciones del macizo rocoso, las recomendaciones particulares del diseño óptimo para la construcción de las labores mineras y la determinación de la secuencia apropiada de excavación/explotación, de tal manera que se garantice la estabilidad y seguridad del proyecto, conforme a la normatividad nacional.

La magnitud y contenido de los estudios geomecánicos dependen de la importancia y disposición de las excavaciones subterráneas, de la complejidad de las condiciones del terreno y de la información existente sobre el comportamiento de las excavaciones. Los estudios geomecánicos permiten obtener seguridad razonable de los proyectos a desarrollarse, tranquilidad de conciencia, control de calidad, control de ejecución del proyecto y un porcentaje de economía en el costo de construcción, que en muchos casos sobrepasa el valor del presupuesto del plan.

Es necesario que las empresas consultoras que ejecuten los estudios geomecánicos tengan amplia experiencia en la elaboración y desarrollo de proyectos geomecánicos mineros subterráneos, de tal manera que concedan la debida importancia a estos proyectos, sea cual fuera la magnitud del proyecto.

Como referencia, se incluye el contenido mínimo de los aspectos que deben contemplarse en un estudio geomecánico de diseño del método de explotación subterránea.

- 1 Introducción
 - 1.1 Objetivo y Alcances
 - 1.2 Información Técnica Revisada
 - 1.3 Criterios de Diseño
- 2 Investigaciones de Campo y Laboratorio
 - 2.1 Mapeo Geomecánico de Labores Subterráneas
 - 2.2 Logueo de Perforaciones Diamantinas
 - 2.3 Recopilación del Modelo 3D de Tajeos
 - 2.4 Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas
 - 2.4.1 Propiedades Físicas
 - 2.4.2 Ensayo de Resistencia a la Compresión Simple (Uniaxial)
 - 2.4.3 Ensayo de Carga Puntual (Point Load Test)
 - 2.4.4 Resistencia a la Compresión Triaxial
 - 2.4.5 Resistencia a la Tracción (Método Brasileiro)
 - 2.4.6 Propiedades Elásticas
- 3 Caracterización Geomecánica del Macizo Rcoso
 - 3.1 Geología
 - 3.1.1 Geología Regional
 - 3.1.2 Geología Local

- 3.2 Hidrogeología
 - 3.3 Geoestructuras
 - 3.3.1 Fallas
 - 3.3.2 Discontinuidades
 - 3.4 Caracterización Geomecánica del Macizo Rocoso
 - 3.4.1 Propiedades Físicas y Mecánicas de la Roca Intacta
 - 3.4.2 Índice RQD
 - 3.4.3 Sistema de Clasificación RMR
 - 3.4.4 Sectores de Diseño
 - 3.4.5 Parámetros de diseño de Resistencia de roca intacta e del Macizo Rocoso
 - 4 Diseño de Excavaciones para los Métodos de Minado
 - 4.1 Metodología del Diseño de Excavaciones
 - 4.2 Alternativas del Método de Minado
 - 4.3 Diseño de Aberturas del Método de Minado
 - 4.4 Diseño de Pilares Costilla y Pilares Puente de la Explotación
 - 4.5 Diseño de Resistencia del Relleno
 - 4.6 Modelo Numérico de Esfuerzos (software) y Secuencia de Minado
 - 5 Diseño de Sostenimiento de Labores Mineras
 - 6 Instrumentación y Monitoreo
 - 7 Conclusiones y Recomendaciones
- Anexos (Se deberá presentar una memoria resumen con los parámetros de entrada del software geomecánico utilizado y una copia electrónica de los archivos)

Evaluación Geomecánica Local

Las evaluaciones geomecánicas locales tienen como alcance una menor magnitud de profundidad de estudio en comparación a los estudios geomecánicos, y solo abarcan determinadas áreas o zonas de la mina, donde se requiere una evaluación actualizada de las labores y/o tajeos de explotación colindantes, a fin de determinar riesgos y definir las recomendaciones más apropiadas de construcción y/o estabilización. Estas evaluaciones locales se complementan con cálculos empíricos de estabilidad y con análisis de estabilidad para diferentes escenarios. La finalidad principal de las evaluaciones geomecánicas locales es validar los diseños geomecánicos locales de la zona y deben realizarse cada vez que se requieran. Las evaluaciones geomecánicas no pueden reemplazar en absoluto a los estudios geomecánicos de detalle, sino más bien cumplen un rol complementario a los diseños establecidos por los estudios geomecánicos.

El alcance de las evaluaciones geomecánicas locales es limitado. Se incluye el contenido mínimo de los aspectos a considerar (dependiendo del objetivo de la evaluación).

- 1 Introducción
- 3 Caracterización geomecánica del macizo rocoso
- 3 Condiciones geomecánicas actuales de la labor
- 4 Evaluación de estabilidad

- 4.1 Cálculo empírico
- 4.2 Análisis cinemático de cuñas
- 4.3 Modelamiento numérico
- 5 Recomendación de excavación/explotación
- 6 Recomendación de reforzamiento y/o sostenimiento de labores mineras
- 7 Conclusiones y Recomendaciones

Anexos (Se deberá presentar una memoria resumen con los parámetros de entrada del software geomecánico utilizado y una copia electrónica de los archivos)

11.1.5 Formatos de reporte de caída de roca

Todos los accidentes relacionados con caída de rocas que involucren daños al personal y/o equipos deben ser investigados y reportados.

Es necesario que la mina tenga un procedimiento documentado para realizar un reporte de caída de roca y una estrategia correctiva, o de mitigación del riesgo, cuando se produzcan fallas por caída de rocas. Este procedimiento puede ser parte del estándar de control del terreno o un estándar de operación. Todo el personal de geomecánica debe saber cómo realizar un reporte de caída de roca; también deben ser conscientes de informar de todos los incidentes o accidentes de caídas de roca y estallido de rocas mediante este formato de manera oportuna a todas las áreas involucradas de la mina.

En la investigación de los reportes de caída de roca deberá intervenir el personal de geomecánica, supervisores y jefes de la operación, ingenieros de seguridad minera, superintendentes involucrados, subgerentes y gerentes. Estas investigaciones se centrarán en el seguimiento, identificación y documentación de las principales causas que originaron la caída de rocas. Un resultado importante de la investigación de caída de rocas y/o estallidos de rocas es abordar la pregunta: ¿Qué se puede hacer para evitar que este tipo de incidente no suceda de nuevo?

Con la finalidad de recopilar información relevante sobre los eventos de caída de roca en las minas subterráneas y de homogenizar los reportes, se propone un formato de reporte de caída de roca subterránea de una sola página (Ver formato del Anexo C.1). Este formato de reporte es utilizado en minas australianas y se adecúa a las condiciones particulares de las minas peruanas. Esta información se utiliza para analizar una serie de factores que intervienen en la falla de roca, tales como: modo de rotura de rocas, características geomecánicas, calidad de la masa de roca, detalles de excavación, detalles de sostenimiento, refuerzo de roca e información de monitoreo. El propósito del formato es mejorar la comprensión del mecanismo de falla de rocas para ayudar en la determinación de las medidas correctivas mediante la modificación del diseño de soporte y refuerzo. La información deberá ser reportada a las superintendencias operativas y al departamento de seguridad minera de manera regular, con copias a la subgerencia y gerencia general. El formato puede modificarse siempre y cuando involucre detalles o información que representen las condiciones locales de una mina en particular.

El formato de reporte de caída de roca debe considerar lo siguiente:

- El formato no puede reemplazar al formato de accidente/incidente.
- El formato es llenado por personal de geomecánica familiarizado con los aspectos geomecánicos asociados con la caída de roca, quienes han inspeccionado el área de falla lo antes posible después del evento.
- Indica el mecanismo de falla: caída por gravedad, volteo, lajamiento, deslizamiento, que son controlados principalmente por los planos de debilidad del macizo rocoso y la influencia de la gravedad.

- El formato debe indicar la medida correctiva de estabilización mediante la instalación de un sistema de sostenimiento o refuerzo de sostenimiento a ejecutarse en un determinado plazo.
- Una vez completado o llenado el reporte, deberá ser firmado y emitido a todas las áreas involucradas de la operación minera, con alcance a los supervisores, jefaturas, superintendencias, subgerencias y gerencia general.
- Las observaciones del reporte solo podrán ser levantadas del sistema de control de seguridad minera cuando hayan sido correctamente completadas en su totalidad.
- Corresponde al área de seguridad minera hacer el seguimiento del cumplimiento de las observaciones del reporte de falla y velar hasta que se hayan subsanado de manera correcta y completa, antes de ser levantadas del sistema de control de seguridad que se emplea en la mina.

En el formato del reporte de caída de roca también debe indicarse la ubicación de ocurrencia del evento de caída de roca y en qué labor minera ocurrió la caída de roca: rampa, crucero, galería, chimenea, área de servicios, en tajeo de explotación, en pilar puente o costilla; asimismo, si fue en el hastial, techo, caja techo, caja piso, etc. Posteriormente se debe especificar si la falla de roca se debió al incremento o decrecimiento de los esfuerzos inducidos, lo que implica: relajación de la roca, esfuerzos horizontales altos, medios o bajos, fracturamiento de la roca por efecto de los esfuerzos, etc. En el Anexo C.1 se adjunta el formato de reporte de caída de roca.

11.1.6 Formatos de control y aseguramiento de calidad QC/QA

En las labores de sostenimiento, la calidad deberá ser una filosofía de trabajo que se deberá implementar en la mina para alcanzar los objetivos de un efectivo control del terreno. La práctica de la mejora continua deberá ser proactiva, y no solo una reacción ante un problema de inestabilidad específico. La experiencia indica que cuando el macizo rocoso comienza a moverse (desestabilizarse) las medidas que se tomen podrían resultar poco efectivas y/o costosas.

El operador de la mina implementará un efectivo programa de capacitación al personal sobre la correcta instalación y control de los elementos de soporte, a fin de que adquieran la capacidad de “identificar” lo que está ocurriendo con el soporte. Esta apreciación conducirá a establecer qué aspectos del sistema de sostenimiento deberán ser corregidos.

El sistema de la calidad debe ser revisado y comparado; deberá medir resultados a fin de manejar los errores en forma efectiva.

Se deberá tener en cuenta que:

- Aumentando la calidad se disminuyen los costos incurridos en la corrección del sostenimiento defectuoso.
- Los costos por repetir el trabajo disminuyen si no se cometen los mismos errores.
- La calidad no cuesta, lo que cuesta es la falta de calidad.

Se elaborarán procedimientos escritos de trabajo, a fin de asegurar la calidad de instalación de los elementos de soporte y que el equipo cumpla con las especificaciones y recomendaciones técnicas del fabricante, de tal manera que se adecúen a las características del terreno y a los requisitos del diseño del sostenimiento.

Verificaciones puntuales (*Checklist*)

Los controles puntuales se usarán para verificar si el sostenimiento instalado cumple con las especificaciones técnicas requeridas, reduciendo la posibilidad de medidas adicionales de sostenimiento debido a fallas en la instalación.

Ejemplos de formatos de control de calidad QC/QA

En el Anexo C. Herramientas Operativas, se muestran algunos ejemplos de formatos para el control de la calidad antes y después del soporte (deberán considerarse como una guía genérica). Cada mina deberá diseñar sus formatos según las características propias del sitio y del sostenimiento que se instala.

12. INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO

En este capítulo, se presentan o citan una serie de equipos de instrumentación y monitoreo geomecánico; sin embargo, la presente guía no recomienda ninguna marca en particular ni señala como elemento exclusivo a emplearse. Dependerá de cada compañía minera qué tipo y marca utilizará para sus actividades.

El monitoreo puede servir para varios propósitos, tanto desde el punto de vista investigativo como del operativo. Para el enfoque investigativo, el monitoreo nos ayuda a entender las condiciones del macizo dónde se hará el diseño subterráneo, así como a detectar cambios en las condiciones a medida que las operaciones mineras se expanden o alcanzan mayor profundidad. Desde el punto de vista operativo, el monitoreo verifica el comportamiento del soporte instalado, nos ayuda a calibrar los modelos y las restricciones de diseño y nos previene de una condición riesgosa no permisible.

Ambos puntos de vista son necesarios en parte para asegurar la factibilidad económica de las operaciones mineras y también constituyen prueba de una operación segura en caso de auditorías.

12.1 Recomendaciones para el monitoreo e instrumentación

Considerando los capítulos previos en la presente guía, se debe reconocer que todos los métodos de diseño geotécnico hacen suposiciones relacionadas con la verdadera naturaleza ingenieril del macizo rocoso y que, en consecuencia, cada método de diseño tiene sus limitaciones. Si las características del macizo rocoso cambian durante el proceso de minado, ciertamente el “diseño geotécnico estándar” que se aplicaba ya no será apropiado para las nuevas condiciones encontradas.

Para asegurar que la recolección de data de monitoreo y las estrategias de análisis estén apropiadamente implementadas y se mantengan adecuadas para un macizo rocoso cambiante, las compañías mineras tienen que desarrollar formalmente e implementar procedimientos que especifiquen la naturaleza y frecuencia de los datos a ser recolectados, los métodos de recolección de datos y análisis, las responsabilidades del personal relevante y los planes de acción para cada forma de monitoreo y/o método de análisis.

Es importante anotar que el monitoreo no se refiere necesaria ni exclusivamente a la instrumentación, sino que incluye a todas las actividades que involucren el monitoreo del desempeño de las excavaciones mineras en el tiempo para identificar así los cambios en el macizo circundante.

Algunos ejemplos de actividades formales de monitoreo que pueden realizarse de modo regular en una actividad minera, son:

- Inspecciones regulares y evaluación de estabilidad general de la excavación minera.
- Registros fotográficos regulares de las paredes, techos, pilares, chimeneas, echaderos, fragmentación de la roca, etc.; la fecha de la toma de la fotografía debe quedar registrada.
- Definición y actualización de los dominios geomecánicos para clasificar volúmenes de roca con características geotécnicas similares.
- Uso de equipos de monitoreo de desplazamientos (ej.: cinta extensométrica, extensómetros o imágenes 3D) para medir el desplazamiento de la roca expuesta donde se considere necesario.
- Monitoreo sísmico en tiempo real y métodos de análisis de datos asociados al sistema.

- El uso de mediciones absolutas y/o incrementales de esfuerzos en el macizo rocoso en ambientes grandes, complejos y/o activos sísmicamente para determinar los esfuerzos de pre minado y/o cambios en el campo de esfuerzos; particularmente donde haya un potencial de inestabilidad del macizo rocoso que implique grandes volúmenes de roca en ubicaciones críticas por ejemplo en pilares corona debajo de tajeos rellenos o pilares dentro de desarrollos y tajeos de extracción.
- Técnicas de medición láser (como el CMS o *Cavity Measurement System*) para determinar la extensión de la sobre rotura o falta de rotura en grandes tajeos; también se puede usar para determinar la forma de los vacíos en tres dimensiones y/o el volumen de cavidades formadas por derrumbes; remediciones regulares pueden ser necesarias.
- Monitoreo de subsidencias utilizando hitos topográficos, imágenes aéreas, entre otros.
- Comparaciones entre las condiciones observadas en el terreno y los resultados del monitoreo por instrumentación con los resultados de los modelos numéricos para verificar que lo observado en el terreno y las predicciones del modelo numérico tengan una concordancia razonable; si no, entonces adoptar las medidas necesarias para determinar las razones de las aparentes discrepancias y tomar acción para corregir el proceso.
- Utilizar un reporte estándar de caída de roca (ver formato en el Anexo C) para analizar los factores que contribuyen al fallamiento tales como: ubicación de la falla, dimensiones de la falla, cambios en los esfuerzos inducidos, modo de falla, estructuras geológicas, calidad del macizo rocoso, detalles de la excavación, soporte instalado el cual debería incluir información de monitoreo o estrategias de monitoreo. El uso de este formato ayudará a mejorar el entendimiento de los mecanismos de falla que, a su vez, nos ayudarán en la toma de acción para la remediación y para los requerimientos de modificación al diseño del sostenimiento de la labor.

12.2 Planeamiento de un programa de instrumentación

La instrumentación geotécnica es parte fundamental de la ingeniería de labores subterráneas. Su uso abarca desde los estudios de pre factibilidad hasta el cierre de la mina. El planeamiento de un programa de instrumentación es un proceso que se inicia con la definición de los objetivos y el uso que se le va a dar a la información recolectada. La definición de los objetivos dependerá de la fase en la que se encuentre el proyecto minero, ya que algunos parámetros serán más importantes que otros considerando la etapa en la que se encuentre la mina. De modo general se pueden definir los objetivos principales del monitoreo como:

- Obtener información del comportamiento del macizo.
- Controlar la ejecución de la excavación.
- Validar el modelo inicial de diseño y adaptarlo a las nuevas condiciones.
- Medir el comportamiento del sostenimiento durante y después de la excavación.
- Implementar un sistema de alerta ante evidencias de inseguridad.
- Predecir tendencias futuras de los parámetros monitoreados.

El planeamiento de un programa de instrumentación deber ser lógico y detallado porque la medición de un problema en particular podría requerir de diferentes tipos de instrumentos recolectando información a lo largo de un rango de escalas diferentes. Además, debido a limitaciones físicas y económicas todos los parámetros no podrán ser medidos con igual facilidad y éxito.

En la siguiente tabla se muestra un esquema del planeamiento de un programa de instrumentación:

Tabla 12-1. Enfoque sistemático del planeamiento de un programa de instrumentación.

Paso	Descripción
Planificación	
1	Definir las condiciones del proyecto.
2	Predecir los mecanismos que controlan el comportamiento del macizo rocoso.
3	Definir las preguntas geotécnicas que necesitan ser respondidas.
4	Definir el propósito de la instrumentación.
5	Seleccionar los parámetros a ser monitoreados.
6	Predecir las magnitudes esperadas.
7	Establecer las medidas correctivas.
8	Asignar tareas para las fases de diseño, construcción y operación.
9	Seleccionar los instrumentos.
Ejecución	
10	Determinar la ubicación de los instrumentos.
11	Establecer procedimientos para asegurar lecturas correctas.
12	Listar el propósito específico de cada instrumento instalado.
13	Planificar la instalación.
14	Planificar la calibración regular y el mantenimiento de los equipos.
15	Planificar la frecuencia de la recolección de datos, procesamiento, presentación, interpretación y reporte.
16	Establecer valores límites y un plan de contingencia.

Además, todo plan de instrumentación deberá detallar y tomar en cuenta, como mínimo, lo siguiente:

- **Secciones de control:** La instalación de los instrumentos y el número de ellos se ubican en áreas críticas cuyos parámetros deseamos medir (conocer).
- **Valores límite:** Las mediciones obtenidas de los monitoreos se podrán utilizar como un mecanismo de alerta del programa de gestión de riesgos y se establecerán valores máximos de referencia que no deberán ser sobrepasados.
- **Frecuencia de lecturas:** El control e interpretación en forma regular del registro de las lecturas del monitoreo permite detectar tendencias anómalas del comportamiento del macizo y tomar las medidas correctivas necesarias.
- **Medidas correctivas:** En caso de que se estén monitoreando movimientos, y se superen los umbrales establecidos, será necesario instalar elementos de refuerzo en el macizo como parte de las medidas correctivas. En el protocolo de actuación se preverá el refuerzo de la sección, o secciones, del macizo que lo necesiten, mediante estudio individual de cada caso, dependiendo del tipo de explotación e inestabilidades.

- **Plan de contingencias:** Se establecerá un protocolo de respuesta ante la posibilidad de que los umbrales de deformación sean superados, que incluya la comunicación entre las personas que tienen implicancias en el control del macizo

12.2.1 Monitoreo operativo y selección de instrumentación

El monitoreo operativo realizado comúnmente en una operación minera subterránea puede separarse en dos grandes grupos:

- Monitoreo de desplazamientos: superficial y en el interior del macizo rocoso.
- Monitoreo de los esfuerzos y presión de poros.

En las minas en operación, la recopilación de datos a partir de las inspecciones de minas y de los programas de monitoreo deben ser incorporados en la metodología de control del macizo rocoso y evaluación del riesgo, que se desarrolló en la etapa de diseño de la explotación.

Tabla 12-2. Equipos utilizados en las mediciones geotécnicas

Variable	Equipo
Desplazamiento superficial	Estación total
	Equipo láser 3D
	Hitos de nivelación / prismas
	GPS
	Clinómetros
	Fisurómetros (crackmeters)
	Distanciómetro
	Extensómetros <ul style="list-style-type: none"> • Cinta de convergencia • Extensómetro de vara telescópica
Desplazamiento en el interior del macizo	Extensómetros <ul style="list-style-type: none"> • Extensómetro de varilla • Pernos extensométricos • Cable bolt extensométrico (Smart cable)
	Sistema de monitoreo de convergencias
	Cables TDR
	Inclinómetros (fijos y portátiles)
	Columna inclino extensométricas
Esfuerzos	Celdas de presión
	Celdas de presión en taladros
	Sistema de micro sismicidad
Presión de poros y nivel de agua	Piezómetro de tubo abierto o de Casagrande.
	Piezómetro de cuerda vibrante

Para seleccionar el instrumento de medición adecuado se debe tener en cuenta el parámetro que se desea monitorear y escoger el equipo más idóneo. Actualmente existe en el mercado una gran diversidad de instrumentación geotécnica. En la Tabla 12-2, se muestran los equipos más comunes empleados, dependiendo de la variable a monitorear. La tabla es de carácter orientativo y no incluye necesariamente la totalidad de equipos comercialmente disponibles.

12.3 Monitoreo de desplazamientos

12.3.1 Cinta extensométrica

Un instrumento muy utilizado para mediciones de convergencia es el extensómetro de cinta, que puede ser manual o digital, y se muestra la Figura 12-1.

La cinta extensométrica mide las variaciones de longitud entre dos puntos distribuidos en el perímetro de la excavación u otras zonas de interés. La medición de convergencia, sobre todo en lugares críticos en los cuales se esperan grandes movimientos, aporta datos valiosos sobre la necesidad de soporte adicional.

La cinta extensométrica es una cinta métrica de acero inoxidable con orificios equiespaciados de alta precisión y dos ganchos en cada uno de sus extremos. La cinta incorpora un dispositivo de tensado y un reloj comparador.

Para realizar las mediciones se instalan pares de pernos con un anillo en su extremo y el otro anclado con cemento a los hastiales de túnel, luego se coloca la cinta y se tensa, midiéndose la distancia entre los puntos considerados.

Las mediciones deberán realizarse lo más pronto posible después de realizada la excavación a fin de no perder deformaciones (que pueden llegar a ser hasta 50% de la deformación total).



Fuente: www.slopeindicator.com

Figura 12-1. Extensómetro de cinta para mediciones de convergencia

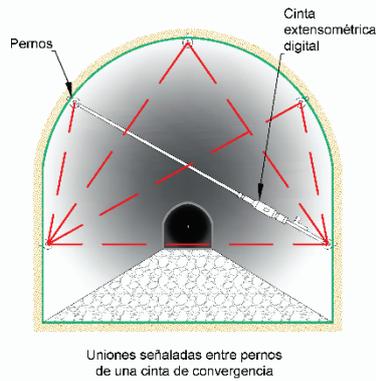


Figura 12-2. Ubicación de los puntos de convergencia

Interpretación de las mediciones de convergencia con cinta extensométrica

Las mediciones con la cinta extensométrica se toman en mm y luego se hace una diferencia de lecturas para cada estación (o pares de puntos) para poder calcular la magnitud del movimiento. También se debe tomar la temperatura del ambiente en el que se hizo la medición, para poder aplicar la fórmula de corrección que se detalla en el manual de usuario de los equipos. Para poder interpretar los resultados, la convergencia se representa en términos de deformación vs tiempo. Este parámetro indica los desplazamientos que se están produciendo en la excavación. La Figura 12-3 muestra una gráfica típica de convergencia con respecto al tiempo, e indica una estabilización del macizo (se vuelve asintótica al eje X).

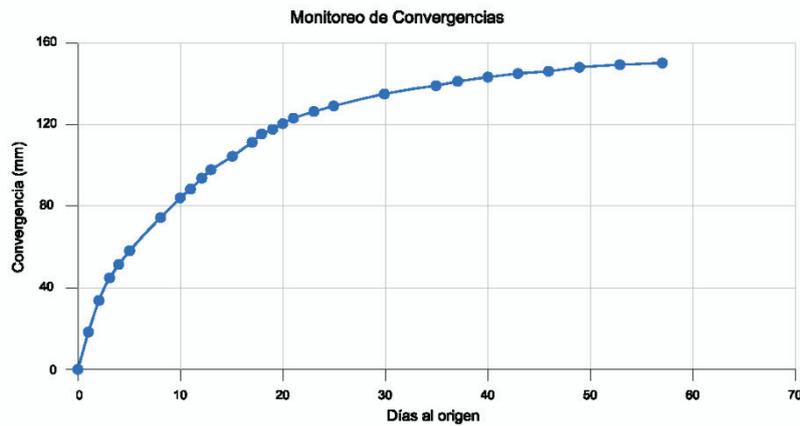


Figura 12-3. Convergencia vs tiempo

Otro modo de presentar los resultados es utilizando la gráfica velocidad de convergencia (mm/día) vs tiempo mostrada en la Figura 12-4. En esta figura se ve que a partir del día 90 la pendiente de la curva aumenta en forma creciente, indicando condiciones inseguras que ameritan detener el avance del frente para reforzar el sostenimiento.

La velocidad de convergencia es un parámetro más preciso porque advierte la posibilidad de colapso de la excavación.

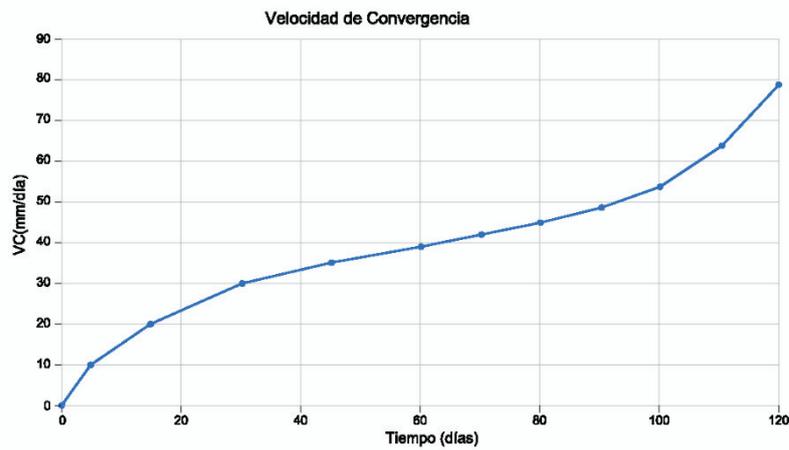


Figura 12-4. Gráfica velocidad de convergencia

12.3.2 Extensómetro simple o de varillas

Los extensómetros miden el aumento o disminución de la longitud de un sistema de sensores que conectan varios puntos que están anclados dentro de una perforación y cuya distancia de separación es conocida. Esta instrumentación permite detectar las zonas comprimidas, zonas activas y planos de debilidad.

El sistema es simple y permite mediciones frecuentes con facilidad. Los extensómetros pueden ser de tipo simple y de varillas. La diferencia entre ellos es el número de barras que admite cada cabezal.



Fuente: www.itmsoil.com y www.slopeindicator.com

Figura 12-5. Extensómetro simple y extensómetro de varillas

12.3.3 Pernos extensométricos o extensómetros de anclaje y cable bolting inteligente

El perno extensométrico es la combinación entre un anclaje y un instrumento de medición. Además de actuar como un perno de anclaje, también permite monitorear las deformaciones hasta en 4 posiciones a lo largo del perno en los puntos donde se tienen conectados los extensómetros.

De modo similar se tienen los cables bolting inteligentes, o *“smart cable”*, los cuales combinan las características de un cable bolt de 7 hebras con un extensómetro miniatura de seis puntos. La deformación en el cable se determina a través del extensómetro, permitiendo calcular la diferencia de longitud entre los diferentes puntos de anclaje. Conociendo las propiedades de la interface cable-cementante, se puede inferir el perfil de carga a lo largo del cable.

Se tratan de instrumentos bastante efectivos en costo porque pueden ser usados en la misma perforación hecha para el sostenimiento con pernos o cables; funcionan como un sostenimiento común y son fáciles de usar y de leer.



Figura 12-6. Pernos extensométricos y complementos



Figura 12-7. Cable bolting inteligente o SMART cable

El gráfico siguiente representa las medidas proporcionadas por pernos extensométricos de 4 puntos de medida, instalados en la corona de una galería a 0.5 m, 1.5 m, 3.0 m y 5.0 m de profundidad, en la cual se había colocado como sostenimiento pernos y concreto lanzado. La recta celeste corresponde al anclaje a 0.5 m de profundidad. El valor negativo -6 mm/m indica que esta zona está a compresión.

La figura 12-9 muestra el cálculo de la carga entre los diferentes puntos de medición del perno extensométrico.

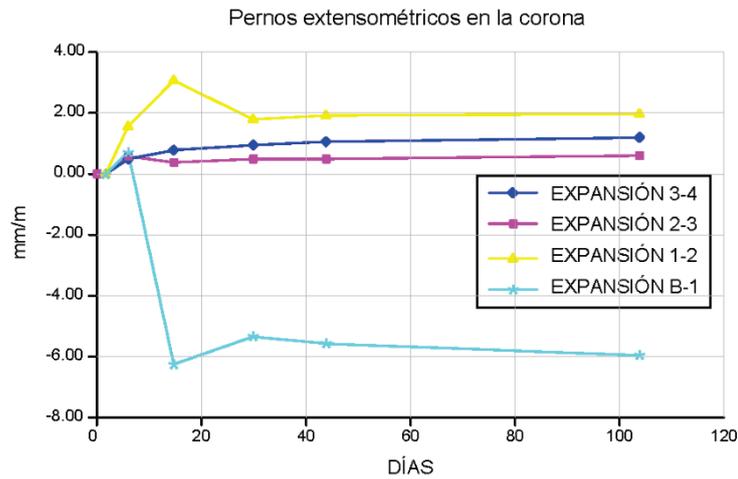


Figura 12-8. Monitoreo de pernos extensométricos

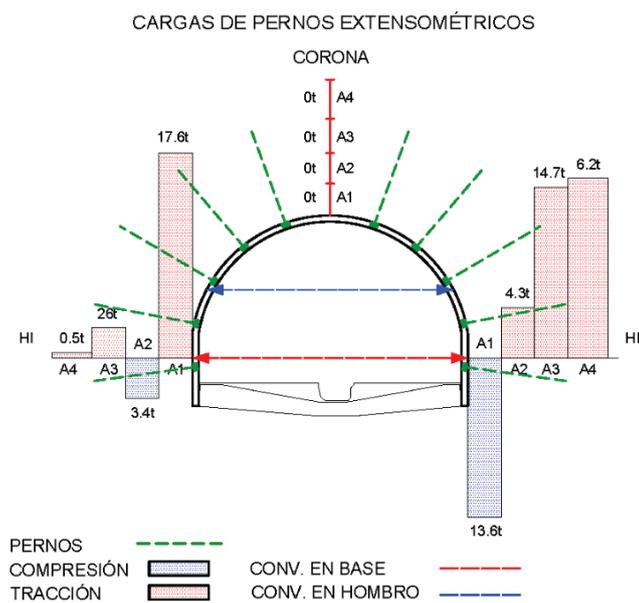
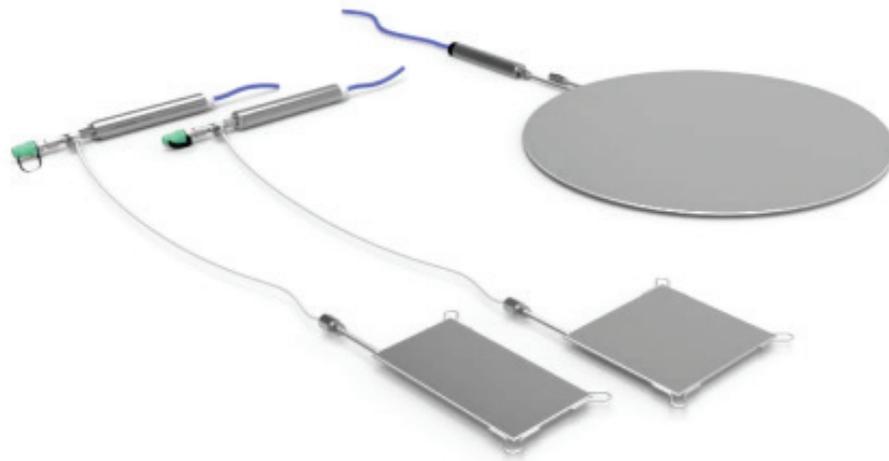


Figura 12-9. Monitoreo de pernos extensométricos

12.4 Monitoreo de esfuerzos

12.4.1 Celdas de presión total

Las celdas de presión total miden las presiones, debidas a cargas o empujes tanto del macizo como de las estructuras. Las celdas de presión consisten en placas de acero soldadas y rellenas en su interior por un fluido de tipo aceite o mercurio. La presión que el macizo ejerce sobre las celdas es transmitida por el fluido hasta un transductor de presión que puede ser neumático, hidráulico o eléctrico. Estos aparatos se utilizan en estructuras de contención y revestimiento de túneles; se instalan entre el macizo y el sostenimiento y son cubiertas por el concreto, su posición será radial o tangencial.



Fuente: www.sisgeo.com

Figura 12-10. Celdas de presión total



Celda de presión radial



Celda de presión tangencial

Fuente: www.sisgeo.com

Figura 12-11. Celdas de presión instaladas

Interpretación de las medidas proporcionadas por las celdas de presión

Se instalaron celdas de presión radial y de presión tangencial en la zona alta y baja de la galería. En la figura 12-12, puede observarse que se produce la rotura del concreto lanzado en la zona baja a los pocos días de colocarse, por lo que parece lógico modificar la rigidez y la plasticidad del concreto lanzado.

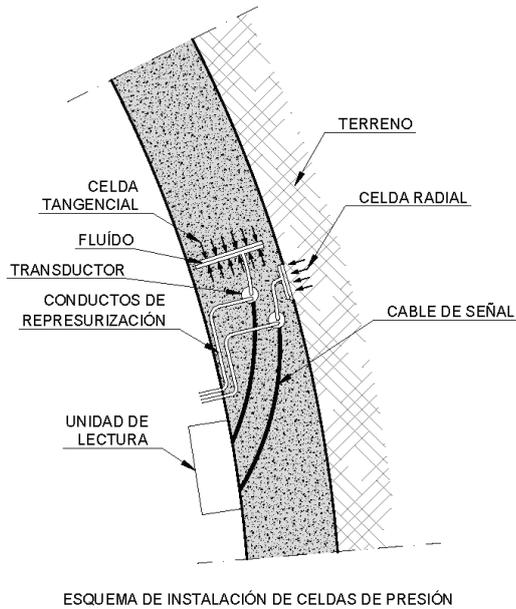


Figura 12-12. Esquema de instalación de celdas de presión

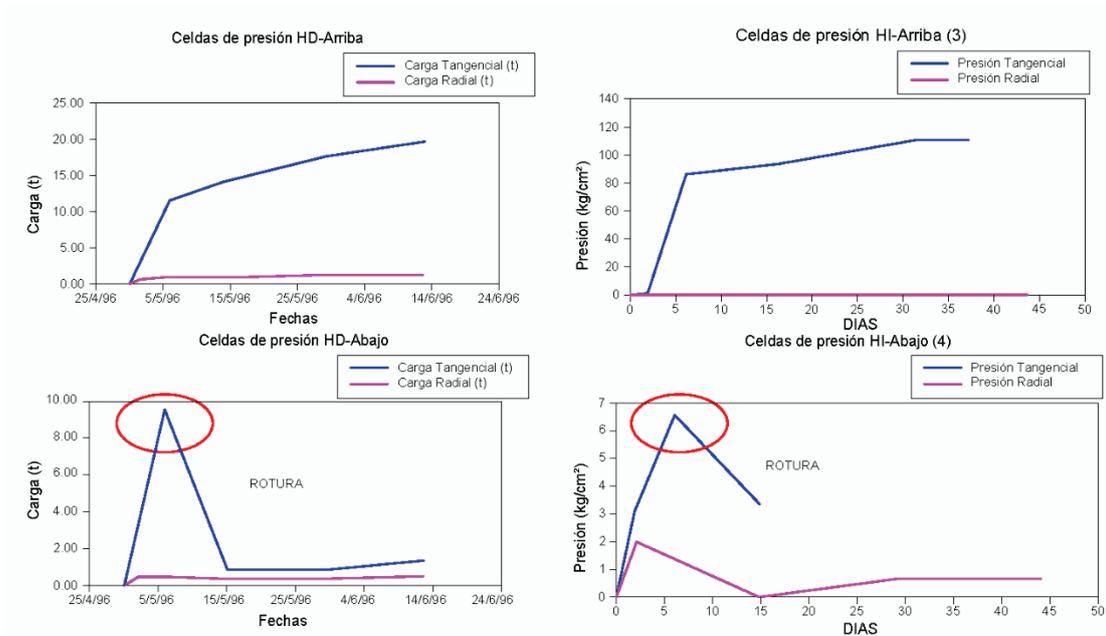


Figura 12-13. Evolución de la carga soportada por el concreto

12.4.2 Celdas de carga

Las celdas de carga se usan para medir las fuerzas transmitidas a los anclajes. Se instalan en los pernos, cables y cimbras; estas miden las cargas transmitidas al macizo, medidas en el anclaje. La ubicación de la celda se sitúa entre la cabeza del anclaje y el macizo. Las celdas son de varios tipos:

- Mecánicas: Las deformaciones se miden directamente con un manómetro de aguja.
- Hidráulicas: Las deformaciones se miden con celdas que contienen cámaras de aire y que transmiten la carga al transductor.
- Eléctricas: Son celdas cilíndricas metálicas cuya deformación se transmite a sensores eléctricos.



Fuente: www.sisgeo.com

Figura 12-14. Instalación de celdas de carga

12.4.3 Red de monitoreo de eventos sísmicos inducidos

La sismicidad inducida por la actividad minera se hace más relevante ya que cada vez hay más minas realizando actividades en zonas profundas, donde la magnitud de los esfuerzos se incrementa.

El monitoreo sísmico aporta información relevante para establecer la eficiencia del sostenimiento para las características del macizo encontrado. La sismicidad puede comenzar con ruidos en el macizo rocoso, como se manifestó en el capítulo 8.2, ello no significa que deba instalarse ya la instrumentación para el monitoreo, sino que antes se amerita una evaluación exhaustiva de la estabilidad de las excavaciones, del estado del sostenimiento, verificar si el relleno es oportuno y revisar el esquema de voladura.

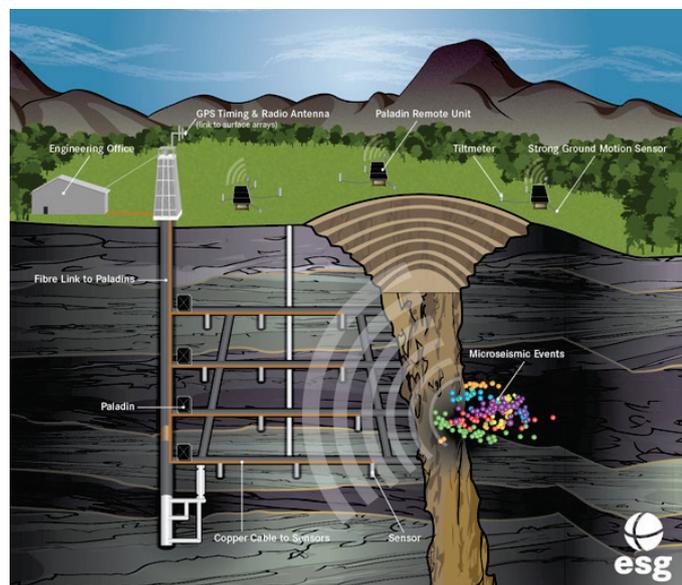
Se deberá establecer el perfil de los profesionales a cargo del tratamiento e interpretación de la información aportada por el equipo de monitoreo. Preferentemente, deberá estar a cargo de un ingeniero con competencias en geofísica y geomecánica.

Recomendaciones respecto de los factores a considerar con un sistema de vigilancia sísmica.

- La determinación del número de sensores sísmicos necesarios para obtener parámetros confiables de la fuente sísmica, dependerá del tamaño y extensión de la mina.
- La definición de la orientación de los sensores y las fuentes esperadas de sismicidad deben ser estudiadas en base al planeamiento futuro de la mina.
- Los sensores deberán estar en sintonía con la magnitud esperada y la frecuencia de eventos sísmicos.
- Los sensores se ubicarán, de preferencia lejos de zonas que generen ruido.
- Deberán contar con suministro de energía para las 24 horas del día.
- Con la información recolectada, se debe apuntar a desarrollar un modelo para las investigaciones de daños sísmicos.
- Establecer los límites permisibles que activen el “Plan de Respuesta a Emergencias”.
- Los sistemas sísmicos deberán ser configurados y operados por personas calificadas y con experiencia (ej. preferentemente ingeniero geofísico).
- Es recomendable desarrollar informes mensuales de vigilancia sísmica para comparar los periodos de actividades mineras y evaluar las tendencias.

Beneficios de la información proporcionada por el monitoreo sísmico:

- Permite examinar la respuesta sísmica causa - efecto de la voladura.
- Determinar los parámetros de la sismicidad (ej. magnitud, distancia, velocidad, energía irradiada).
- Permite determinar el sostenimiento dinámico que requerirán las excavaciones.
- La retroalimentación producto del análisis de los eventos sísmicos, ayudará a comprender cada vez mejor las fuentes, y permitirá elaborar planes eficaces de gestión de riesgos sísmicos.



Fuente: www.esgsolutions.com

Figura 12-15. Esquema de un sistema de monitoreo microsísmico

12.5 Control de daños por vibraciones de voladura en infraestructura

En el Perú se han venido utilizando normas que consideran seguros niveles de vibración muy altos, incluso para el caso de edificaciones sísmo resistentes.

A falta de una norma técnica peruana de vibraciones, se considera como referencia el empleo de las normas: Alemana (DIN 4150) y/o la Española (UNE 22- 381), que se muestran en las figuras 12-16 a y b respectivamente y se describe los valores máximos de la velocidad y la frecuencia de ambas normas internacionalmente recomendadas.

Norma Alemana DIN 4150 (1999)

Esta norma es la más exigente en lo referente a criterios de prevención de daños en viviendas. La norma establece los valores máximos de velocidad de vibración (en mm/s) en función de la frecuencia, para que no se produzcan daños en diferentes tipos de edificaciones (comercial, viviendas, edificios, industrias y otros). Las clasifica en tres niveles L1, L2 y L3, de acuerdo a su sensibilidad a las vibraciones.

Tabla 12-3. Valores máximos de la velocidad de partícula (mm/s) para evitar daños

Tipo de edificación	Frecuencia < a 10 Hz	Frecuencia 10-15 Hz	Frecuencia 50 – 100 Hz
	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)	Velocidad (mm/s)
Estructuras delicadas muy sensibles a la vibración (L3)	3	3 - 8	8 - 10
Viviendas y Edificios (L2)	5	5 - 15	15 - 20
Comercial e Industrial (L1)	20	20 - 40	40 - 50

Norma Alemana, DIN 4150, Control de vibraciones producidas por voladuras

Norma Española (UNE 22-381)

Los tipos de estructuras objeto de la presente norma son exclusivamente las clasificables en los siguientes grupos:

- Grupo I: Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.
- Grupo II: Edificios de viviendas, oficinas, centros comerciales y de recreo, cumpliendo la normativa legal vigente. Edificios y estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que por su fortaleza no presenten especial sensibilidad a las vibraciones.
- Grupo III: Estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que presenten una especial sensibilidad a las vibraciones por ellas mismas o por elementos que pudieran contener. (UNE 22-381-93)

Tabla 12-4. Valor pico de la mayor componente de la velocidad medida en el terreno

UNE 22 - 381		Frecuencia (Hz)		
		2 – 15	15 – 75	>75
		Velocidad (mm/s)	Desplazamiento (mm)	Velocidad (mm/s)
Tipo de estructura	Grupo I	20	0.212	100
	Grupo II	9	0.095	45
	Grupo III	4	0.042	20

Norma Española, UNE 22-381-93, Control de vibraciones producidas por voladuras

En los tramos de frecuencias entre 15-75 Hz, en los que el nivel esta dado en desplazamientos se podrá calcular la velocidad equivalente conociendo la frecuencia principal con la ecuación:

$$V = 2\pi f d \quad (31)$$

Donde:

- V: Velocidad (mm/s)
- f: Frecuencia principal (Hz)
- d: Desplazamiento admisible indicado en la tabla 12-4 (mm)

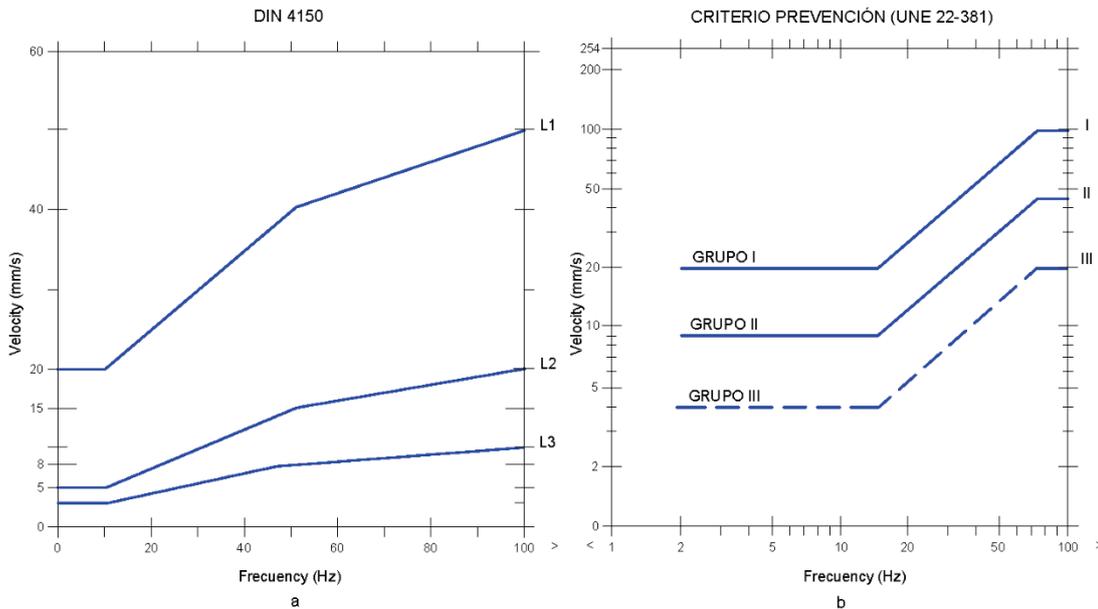


Figura 12-16 Normas alemana y española, indicando los valores límites en función de la velocidad de vibración de partícula y la frecuencia, para no causar daños en las edificaciones

A manera de explicación, se analiza el efecto de las vibraciones en una vivienda de adobe, muy sensible a las vibraciones que ha sido clasificada en el Grupo III según UNE 22 – 381, y en el Nivel L3 según DIN 4150.

Los puntos de color azul, rojo y verde mostrados en los ábacos respectivos son los niveles de la vibración que arriba a la vivienda (en ambos casos se trata de la misma voladura), como estos puntos se sitúan por encima de la línea Grupo III y la de Nivel L3 de las Figuras 12-17 a y b respectivamente, se concluye que ambas normas indican que existe riesgo de daños por voladura.

Para fines de prevención, se recomienda utilizar la norma Alemana (DIN 4150)

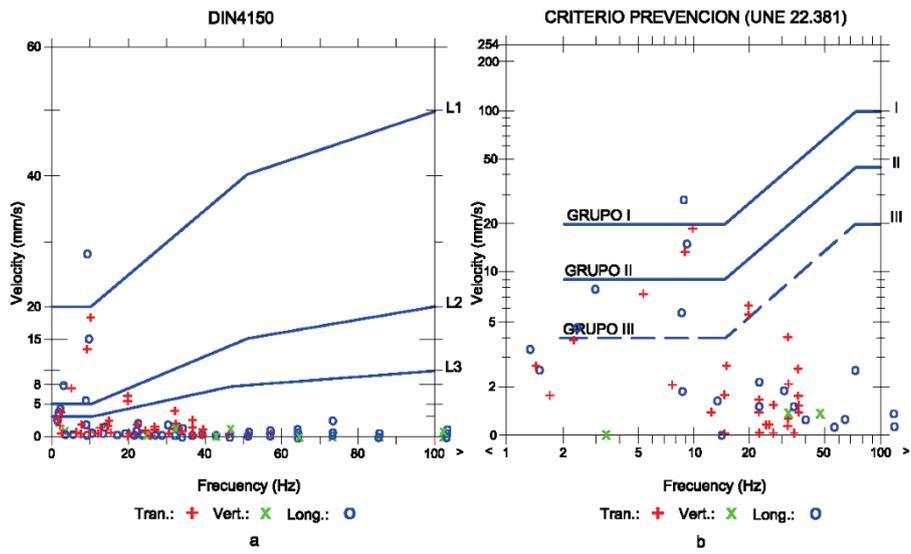


Figura 12-17 Niveles de vibración de la misma voladura evaluados con las normas DIN 4150 y UNE 22-381

13. CONSIDERACIONES GEOMECÁNICAS PARA EL PLAN DE CIERRE DE MINAS

13.1 Evaluación y estabilidad de los pilares corona

El pilar corona superficial se define como el cuerpo horizontal conformado por roca remanente o existente sobre la parte superior de una labor subterránea y tiene como requisito preservar la seguridad personal y ambiental.

Considerando la implementación del pilar para el cierre o como parte de la operación minera a largo plazo, el diseño requerirá de la revisión y certificación a partir de la información técnica referente a las características geológicas, geotécnicas y geomecánicas del macizo rocoso para verificar que se haya completado : (i) la evaluación de las características del macizo rocoso, (ii) la evaluación de la estabilidad y (iii) el diseño y procedimientos de construcción de las acciones de remediación.

Teniendo presente el riesgo de falla de un pilar corona, la evaluación de un evento con consecuencias leves o consecuencias graves, puede generar distintos enfoques y niveles de detalle necesarios para los requerimientos de evaluación de estabilidad, enfoques de rehabilitación y monitoreo.

Una vez que se ha evaluado la estabilidad para un pilar corona, se establece un “factor de seguridad” y/o “probabilidad de falla”. Esta medición establece si es necesario realizar la rehabilitación o el monitoreo si la estabilidad del pilar corona presenta algún riesgo potencial para el entorno.

13.1.1 Mecanismos de falla del pilar corona

En función a las características del macizo rocoso del que está constituido el pilar corona y de sus condiciones de carga, es posible que se presente uno o una combinación de los siguientes mecanismos de falla:

Fracturamiento de la roca. - Se presenta como una falla fortuita y catastrófica que es producida cuando la resistencia del pilar corona es superada por los esfuerzos aplicados sobre el pilar, provocando el colapso y/o hundimiento del pilar mismo.

Sistema estructural. - El pilar falla principalmente cuando las discontinuidades mayores (fallas, foliación o contactos cortados) que limitan con la periferia del pilar corona no cuentan con resistencia a la fricción suficiente para mantenerlas estables.

Desmoronamiento. - La falla ocurre cuando el macizo rocoso del pilar corona está conformado por bloques individuales que no conforman una geometría que brinde auto soporte.

Laminación. - Ocurre cuando el esfuerzo de confinamiento produce que las estratificaciones en los límites del pilar corona se separen en láminas. Estos límites están conformados por estratos de roca delgada partida (esquistos, rocas sedimentarias metamórficas foliadas o sedimentarias laminadas).

Fallas de estratos. - Se presentan por medio de una falla por tracción de estratos dentro del pilar corona o en límites del tajeo, generando la desestabilización del pilar corona.

Formación de chimeneas. - Es propio de las rocas débiles con baja cohesión (roca muy alterada, esquistos sericíticos, etc.) y se presenta a través de un colapso ascendente en la extensión del macizo rocoso. Si se considera un macizo débil limitado por un macizo rocoso más resistente, la falla recorre a lo largo del contacto de los dos macizos rocosos.

Derrumbe. - Ocurre la fragmentación del pilar corona causada por un sistema complejo de juntas persistentes, baja capacidad resistente de los macizos rocosos, combinación desfavorable de la geometría y bajos esfuerzos de confinamiento en los límites del pilar.

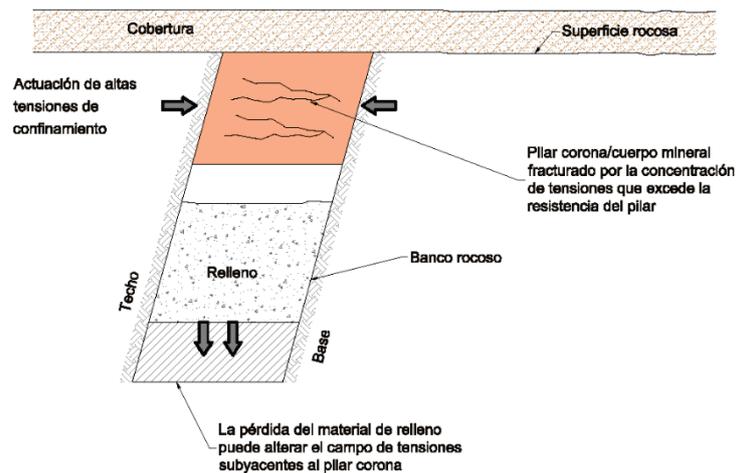


Figura 13-1. Mecanismo de falla del pilar corona por fracturamiento de roca (MEM, 2007)

13.1.2 Métodos de análisis

Para la evaluación de la estabilidad del pilar corona se emplean tres tipos de aproximaciones en el diseño de la geometría del pilar corona: métodos empíricos, evaluación analítica y simulaciones numéricas.

Método empírico: Análisis de Ancho Escalado (CANMET 1990, Carter 1992, 2002). Un método empírico ampliamente usado en la industria minera para evaluar la estabilidad de pilares corona, es conocido como el método del “*Scaled Crown Pillar Span*” que fue desarrollado como procedimiento empírico para el dimensionamiento de geometrías de pilares cercanos a superficie en etapas de abandono. Se desarrolló a partir de una serie de casos que permitieron elaborar una base de datos de las condiciones geométricas y geomecánicas. El método consiste en estimar dos factores: (i) S_c o también llamado “ancho crítico”, factor representativo de la calidad del macizo rocoso expresado a partir del parámetro Q de Barton y (ii) el parámetro C_s “ancho escalado”, factor representativo de las condiciones geométricas y orientación de las estructuras presentes. La condición de inestabilidad se presenta cuando C_s es mayor a S_c .

$$C_s = S \left(\frac{\gamma}{T(1 + S_R)(1 - 0.4\cos\theta)} \right)^{0.5} \quad (32)$$

$$S_c = 3.3Q^{0.43}(\sinh(Q))^{0.016} \quad (33)$$

Donde:

C_s = Ancho escalado (m).

S = Ancho real del pilar corona (m).

γ = gravedad específica (sin dimensión, pero tiene el mismo valor numérico que el peso unitario del macizo rocoso, t/m³).

T = espesor del pilar corona (m).

θ = cuerpo mineral/ foliación buzamiento.

S_R = relación de ancho = S/L (Ancho de pilar corona/Longitud de pilar corona).

S_c = Ancho escalado crítico (m).

Q = Índice de Calidad, Q de Barton (1974).

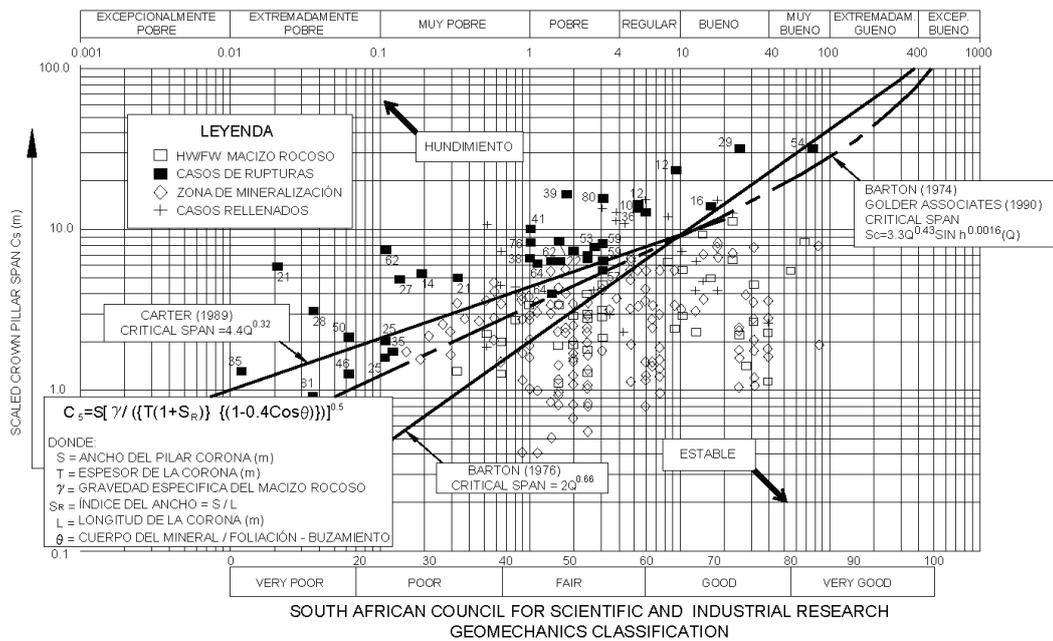


Figura 13-2. Gráfico de estabilidad de ancho escalado de pilares corona (Carter, 2002)

Evaluación analítica. Es un método que asume el comportamiento del macizo rocoso como un miembro continuo (sea una viga o placa) o como un ensamble de elementos estructurales discretos (bloques de dovola). Se consideran diversas fórmulas, disponibles en textos de ingeniería civil y estructural, para el análisis de materiales artificiales isotrópicos homogéneos que simplifican la geometría y las características mecánicas del macizo rocoso.

Simulaciones numéricas. Para el análisis de deformaciones de los materiales y desplazamiento de bloques significativos se emplean los códigos de computación Phase2, FLAC, FLAC3D y UDEC. Para situaciones en las que el pilar corona se ve influenciado por modelos (geológicos, geométricos, etc.) tridimensionales complejos y se requiere hacer la evaluación de los mecanismos de falla potencial y la probabilidad de falla del pilar, se opta por crear una malla de elementos finitos para el modelamiento tridimensional. Para esto se aplican Map3D, FLAC3D, 3DEC y Plaxis.

13.2 Diseño de tapones para el cierre de labores mineras

El MEM publicó la "Guía Para el Diseño de Tapones para el Cierre de Labores Mineras" (2007), la cual establece los lineamientos generales para el diseño, construcción y evaluación de tapones. En tal sentido, el presente subcapítulo resume y complementa las principales actividades que se deben considerar en el diseño de tapones para el cierre de labores mineras y no sustituye a la guía existente.

13.2.1 Investigaciones de campo, recopilación de información y ensayos de laboratorio

Las investigaciones geomecánicas y geotécnicas de campo se desarrollan con el objetivo de recopilar información sobre las condiciones del suelo y macizo rocoso en la zona donde se construirá el tapón. Para ello se pueden desarrollar las siguientes actividades: mapeo de labores subterráneas, mapeo geológico de superficie, mapeo por línea de detalle y logueo geomecánico de testigos de perforación. Asimismo, se requiere realizar ensayos de laboratorio de muestras para determinar las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta.

13.2.2 Caracterización del macizo rocoso

13.2.2.1 Geología

En esta sección, se deberá incluir principalmente información relacionada con la litología y principales estructuras geológicas de la zona donde se planea construir el tapón.

13.2.2.2 Geomecánica

Esta sección tiene por finalidad determinar las propiedades de los materiales (suelo y roca) presentes, basándose en investigaciones de campo, recopilación de información y ensayos de laboratorio. Las actividades principales a desarrollarse son las siguientes:

- Caracterización de suelos: Determinación de las condiciones y propiedades del suelo en la zona de interés y espesor de los mismos.
- Caracterización del macizo rocoso: Uso de los parámetros de la roca intacta para determinar las correspondientes propiedades de resistencia del macizo rocoso mediante la aplicación de los criterios de falla de Hoek & Brown y Mohr-Coulomb. Asimismo, se debe establecer la clasificación del macizo rocoso a partir de los sistemas recomendados por la Guía de referencia (RMR y Q).
- Análisis geoestructural: Análisis estereográfico para determinar los sistemas de familias de discontinuidades más representativas, los cuales serán necesarios para la formación de cuñas correspondiente a la zona de interés.
- Dominios geomecánicos: Considera estructuras, discontinuidades, geología, grado de fracturamiento (RQD), Índice RMR y propiedades de resistencia de la roca para establecer zonas o dominios con características más o menos uniformes.

13.2.2.3 Condiciones hidrogeológicas

Se deben establecer las condiciones del agua subterránea, la presencia o ausencia de cuerpos de agua, la calidad y las principales sustancias en su composición. Por otro lado, se debe revisar el modelo hidrogeológico para determinar las condiciones del régimen de agua subterránea a fin de evaluar la presión hidrostática o la altura piezométrica a la que estará sometido el tapón a diseñar.

13.2.3 Peligro sísmico

El peligro sísmico debe considerarse en el diseño de tapones cuando la actividad sísmica representa un problema en la zona de interés. Se deben realizar los cálculos y análisis respectivos para considerar los efectos de las cargas dinámicas y su respectivo impacto. Ello permitirá evaluar el potencial de la zona en cuestión de sufrir eventos sísmicos y definir los parámetros de aceleración sísmica de diseño utilizados en la verificación de la estabilidad del tapón.

13.2.4 Diseño de tapón

13.2.4.1 Arreglo general del tapón

Antes de realizar el análisis de estabilidad de los tapones, es necesario considerar los siguientes puntos:

- Dimensiones de la sección donde se planea la construcción del tapón.
- La presión hidrostática máxima que soportará el tapón.

- La altura de cobertura roca sobre la galería de la bocamina.
- Tipo de tapón propuesto.
- Ubicación preliminar del tapón (zona con roca competente y libre de discontinuidades significativas).
- Relleno de concreto a utilizarse (considerando las características del agua que estará en contacto con el tapón).
- Inyección del contacto (si se considera necesario).
- Características del relleno masivo, completo o parcial, como componente de cierre adicional (si ese considera necesario, como en el caso de tapones herméticos).
- Cobertura de cierre y revegetación propuesta.

13.2.4.2 Análisis de estabilidad de tapones

La evaluación de estabilidad del tapón, su geometría y ubicación, debe considerar por lo menos los primeros cinco modos siguientes de inestabilidad potencial:

- Falla por corte: Se produce la falla a través del concreto, a lo largo del contacto de la roca con el concreto o a través del macizo rocoso.
- Falla por flexión: Se consideran los esfuerzos de flexión y tracción. Generalmente, se presenta como una falla confinada a través del mismo material del tapón.
- Falla por filtración excesiva: Falla debida a efectos de erosión producto de un gradiente hidráulico elevado a lo largo del eje del tapón.
- Falla por levante hidráulico: Falla que ocurre a lo largo de la interfaz roca/concreto, en discontinuidades y/o como rotura hacia la superficie.
- Falla por descomposición química o física del concreto del tapón: El tapón puede verse afectado debido a los efectos negativos que pueda generar cualquier ataque químico a lo largo del tiempo sobre el concreto. Por tal motivo, se debe caracterizar adecuadamente el agua que retendrá el tapón y determinar las medidas de prevención correspondientes.
- Falla debido a cargas dinámicas: Falla debido a las cargas dinámicas de impactos de ariete hidráulico e impactos dinámicos, sobre todo cuando éste está construido en zonas donde la actividad sísmica es relevante.

13.2.4.3 Modelamiento numérico de tapones

Si el diseño va a ser fundamentado adicionalmente como modelamiento numérico, se debe establecer claramente las consideraciones de dicho análisis y ser ejecutado con programas de cómputo reconocidos por la industria. Asimismo, los resultados que verifiquen/modifiquen el diseño del tapón deberán mostrarse de manera gráfica o esquemática.

13.2.5 Instrumentación y monitoreo post cierre

La instrumentación geotécnica de un tapón puede consistir de diversos componentes, que dependerán de las condiciones de esfuerzos identificadas alrededor del tapón y de las condiciones geomecánicas y geológicas de la zona donde se le ubicará. Ello permitirá evaluar el grado de instrumentación necesaria para garantizar la estabilidad

futura del tapón. Asimismo, el programa de monitoreo dependerá de las condiciones mencionadas, para que garantice la seguridad y estabilidad física y química.

13.3 Métodos de cierre de labores mineras

En la elección del método de cierre a emplearse en una labor minera subterránea tiene gran influencia la relación entre la calidad del macizo rocoso y presencia o no de agua, debido a que —entre otros aspectos— la presión del agua reduce la resistencia al corte de las discontinuidades, el contenido de humedad incrementa el peso unitario de la roca, acelera la intemperización de las rocas débiles, produce la expansión de las rocas expansivas y aumenta la deformabilidad del macizo rocoso. Los flujos de agua lavan el relleno de las discontinuidades y obligan a implementar sistemas de drenaje, por tanto, el cierre de una labor minera con agua inducirá a elegir esquemas de cierre con mayores requerimientos que conllevan a incurrir en costos de cierre y post cierre más elevados.

Por lo general, las actividades empleadas en el cierre de labores subterráneas (bocaminas, chimeneas) consisten en la instalación de barreras para evitar el ingreso o salida de aire, agua y gases principalmente. Para ello se suele recurrir al colocado de tapones, construcción de losas y muros de concreto o de mampostería, seguido de un relleno con material residual y la colocación de una cobertura para implantar la revegetación si fuese el caso. En zonas secas, se suele optar por realizar un relleno con material de escollera y material de desmonte no reactivo, seguido de una cobertura con suelo del lugar para mitigar el contraste cromático y controlar la erosión ante grandes eventos de lluvia o viento.

13.3.1 Principales factores en la determinación del método de cierre

A continuación, se describen algunos aspectos del medio físico a tener en cuenta en la elección del tipo de cierre a emplear en cada labor minera subterránea.

Geología. Es preciso contar con un estudio geológico del entorno de las labores subterráneas, principalmente en zonas próximas a superficie, ya que aportará información sobre el comportamiento del macizo rocoso y la estabilidad de la labor. La presencia de diferentes litologías y suelos en la zona donde se instalará el dispositivo de cierre induce a una variedad de circunstancias y propiedades de los materiales (composición química, mineralogía, textura, resistencia, estado de esfuerzos del macizo rocoso, otros) a considerar en la elección del tipo de cierre.

Hidrogeología. Las formaciones geológicas tienen capacidad de almacenar agua en sus cavidades y permitir su circulación bajo el efecto de las fuerzas gravitatorias a través de los poros o de la red de fracturas, por tanto, si las excavaciones subterráneas atraviesan acuíferos confinados, los requerimientos de manejo de agua en el interior de la mina serán mayores debido al mayor flujo de agua que será necesario drenar o desaguar.

Tipo de excavación. El tamaño de la excavación, el emplazamiento de la labor (horizontal, inclinada o vertical), la calidad del macizo rocoso y el uso futuro de la labor a cerrar, tienen gran influencia en la selección del método de cierre y de los materiales a emplear en el cierre.

13.3.2 Tipos de cierre por presencia de agua en la labor subterránea

Para determinar el tipo de cierre a colocarse en una labor subterránea se debe contar con una serie de estudios básicos, entre los que destacan el estudio hidrogeológico y el geotécnico. Por un lado, la hidrogeología debe dar información de la cantidad y calidad de agua a manejar en el post cierre. Así, el cierre puede ser seco, húmedo o hidráulico, mientras que la información de las investigaciones geomecánicas y geotécnicas en el entorno de la labor subterránea a cerrar nos permitirá elegir la ubicación más idónea para emplazar el esquema de cierre y su requerimiento en cuanto prestaciones de soportabilidad y resistencia del macizo rocoso.

Cierre seco. - Aplicado para labores subterráneas sin descarga de agua o con caudal mínimo que no representa peligro a largo plazo. El cierre se construye colocando una barrera o muro de concreto seguido de relleno de material estéril hasta la superficie, cuyo objetivo es evitar el ingreso de agua y aire hacia el interior de la misma.

Cierre húmedo. - Es aquel que permite la salida del agua desde el interior de la mina, pero evita el ingreso de aire, para lograr este cometido, en la construcción del cierre se instalan trampas de agua de diseño variado junto a la barrera de concreto que va empotrada en toda la sección de la labor a cerrar.

Cierre hidráulico o de alta presión. - Este tipo de construcción consiste en la colocación de un tapón hermético de concreto armado para resistir altas presiones por empuje del agua acumulada en el interior de la mina. Por tratarse de un cierre por inundación de las labores subterráneas se consigue evacuar el aire existente en el interior de las labores, lo que reduce los procesos de alteración por oxidación de los materiales y superficies reactivas (que contienen sulfuros), por tanto, se evita la generación de agua acida.

13.3.3 Cierre por el tipo de labor minera subterránea

Por lo general, en el cierre de labores mineras horizontales, inclinadas o verticales se coloca una barrera, muro o tapón que se incrusta o empotra en toda la sección de la excavación subterránea, seguido de un relleno hasta la superficie para realizar los trabajos de integración con el medio físico del lugar.

13.3.3.1 Cierre de labores subterráneas inclinadas y horizontales

En este tipo de labores se suelen considerar los accesos y desarrollos, como galerías, túneles, bocaminas, rampas, planos inclinados y otros que por lo general se construyen con poca inclinación. Una vez finalizada su vida operativa deben cerrarse para evitar riesgos potenciales que afectarían a las personas y al ambiente, principalmente por la descarga de aguas que pueden movilizar carga metálica.

En la construcción de cierre para labores horizontales e inclinadas se suelen combinar una serie de materiales naturales (arcilla, roca, suelo) y artificiales (metales, geosintéticos, maderas, polímeros). En las Figuras 13-3 y 13-4, se pueden apreciar algunos cierres para labores horizontales e inclinadas.

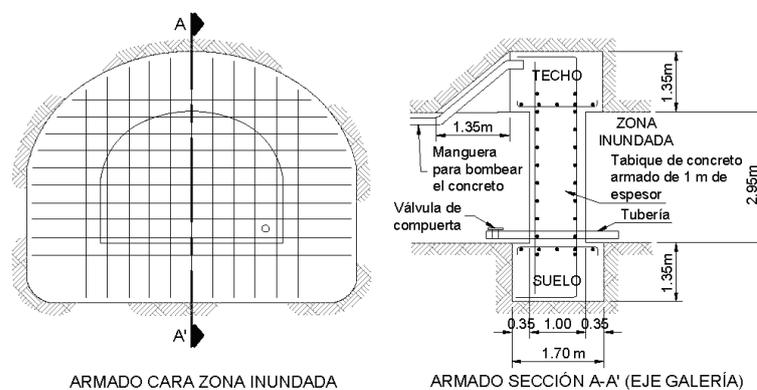


Figura 13-3. Tapón de concreto reforzado en labor horizontal para alta presiones de agua. (Aduvire, 2000)

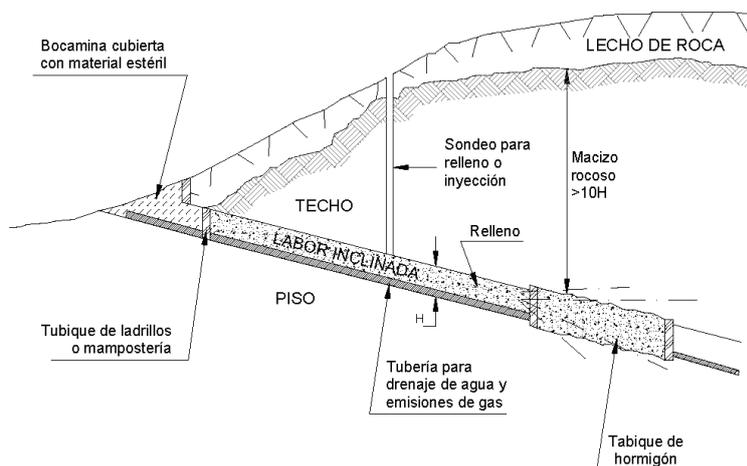


Figura 13-4. Ubicación del tapón en un cierre para labor inclinada. (Aduvire, 2000)

13.3.3.2 Cierre de labores subterráneas verticales

Estas labores pueden ser de pequeño diámetro —como los sondeos de investigación— o de gran diámetro, como las chimeneas de extracción. Para su cierre, por lo general, se recurre mayormente al colocado de tapones. En la Figura 13-5 se presenta el cierre de una chimenea emplazada en roca de buena calidad.

En la construcción del tapón, se deberá proceder primero a excavar el material hasta una profundidad de 1.5 veces la dimensión mayor de la chimenea, esto permitirá llegar hasta la roca más competente y cercana a la zona que ha sido reforzada; desde este punto se cortará la roca con una inclinación, a esa profundidad se realizará el encofrado de sacrificio (abandonado), que permitirá la colocación del concreto reforzado con varillas de acero. Se estima que el espesor del concreto vaciado puede alcanzar a ser el 1.20 m, suficiente como para soportar el peso del material que se coloque sobre él. Este valor debe ser verificado con un método de diseño apropiado.

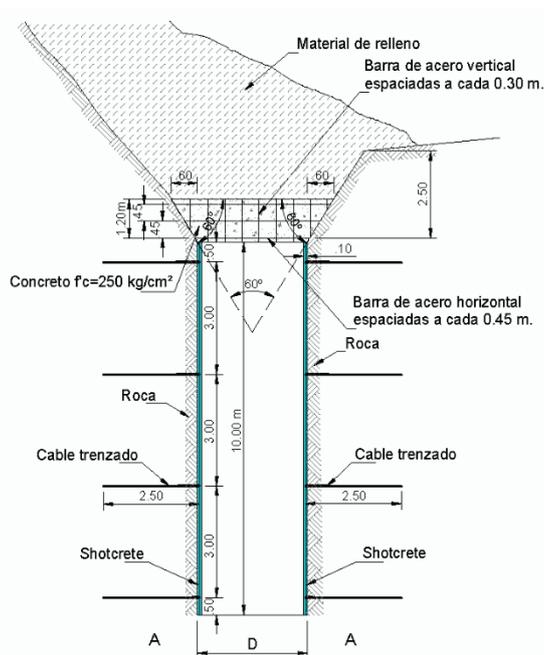


Figura 13-5. Esquema de cierre para chimeneas con loza de concreto y refuerzo en paredes. (Aduvire, 2000)

El concreto a utilizarse para la construcción de la losa debe de ser de buena calidad (Portland Puzolánico tipo V con resistencia $f'c = 25 \text{ MPa}$ o 250 kg/cm^2), de modo que permita obtener estructuras sólidas y resistentes. Para conseguir una buena calidad del concreto se debe llevar un minucioso control tanto de los materiales constituyentes, como de la mezcla, el vibrado y el fraguado, hasta alcanzar una resistencia a la compresión del concreto $f'c = 25 \text{ MPa}$ (250 kg/cm^2) a los 28 días y una resistencia al cizallamiento de la roca de (f_s) de 830 kPa.

13.4 Criterios geomecánicos para el cierre de minas

Por lo general, en la elaboración de un plan de cierre se suele considerar tres enfoques o criterios generales en función al requerimiento de control una vez finalizadas las actividades de cierre:

- Abandono simple. Este tipo de cierre no va a requerir de un monitoreo o mantenimiento adicional después de que las actividades de cierre hayan culminado.
- Cuidado pasivo. Se efectuará cuando exista una mínima necesidad de que las estructuras críticas sean objeto de un monitoreo ocasional y mantenimiento poco frecuente después de finalizadas las actividades de cierre.
- Cuidado activo. Requerirá de operaciones, mantenimiento y monitoreo continuos una vez concluidas las actividades de cierre, como el tratamiento químico de efluentes en post cierre.

Cualquier propuesta de cierre debe considerar determinados criterios de cierre, que pueden ser de tipo ambiental, geotécnico, geoquímico, biológico, social, usos futuros y otros, específicos para cada lugar, e incluir los siguientes aspectos:

- Características geotécnicas y geomecánicas del macizo rocoso y de las instalaciones a cerrar.
- Carácter físico y químico de los materiales excavados y de los residuos mineros.
- Condiciones climáticas, hidrológicas e hidrogeológicas del lugar.
- Condiciones del agua superficial y subterránea local incluyendo calidad, cantidad, usos futuros y proximidad al yacimiento.
- Potencial para hechos extremos como terremotos, derrumbe de tierras e inundaciones.
- Balance de agua del lugar, incluyendo precipitación, área aportante, instalaciones mineras a cerrar, dispositivos de manejo de aguas de contacto y no contacto.
- Diseños de ingeniería para cierre de las instalaciones de la mina.
- Planes de contingencias y gestión ambiental durante la operación, cierre y post cierre.
- Uso futuro de las áreas que ocuparon las instalaciones antes de las actividades de cierre.

Entre algunos criterios geomecánicos a considerar en el cierre de instalaciones mineras podemos mencionar:

- Evaluar el riesgo potencial para hechos extremos, incluyendo terremotos e inundaciones, a pesar de que no es posible establecer un período de retorno uniforme para elaborar un plan de cierre bajo todas las condiciones. Todo diseño para cierre debe incluir hechos extremos y tomar en cuenta las consecuencias potenciales de un derrumbe, así como la probabilidad de su ocurrencia. Por ejemplo, en los Estados Unidos, los diseños de dispositivos para desviaciones permanentes del agua superficial alrededor de áreas con desmonte de bajo riesgo rehabilitadas pueden variar desde una tormenta con un período de retorno de 100 a 500 años, mientras que, en el caso de Perú, el período de retorno para los dispositivos de manejo de

agua (canales de coronación, derivación, pozas y otros) para cierre de este periodo de retorno se considera mayor a 200 años. En los casos de instalaciones con un alto riesgo potencial asociado con derrumbes, como el de un depósito de relaves, el período de retorno para tormenta podría ser de 10,000 años o más en Estados Unidos. En el caso de Perú, los diseños de estabilidad física para condiciones dinámicas suelen evaluarse considerando un período de retorno de 500 años como mínimo.

- Evaluar la eventual generación de aguas ácidas a fin de minimizar su impacto sobre cuerpos de aguas superficiales y subterráneas (cuerpos receptores), el medio físico y público en general. Para ello, se deberá evaluar el potencial de generación de ácido y la disolución de contaminantes de los materiales residuales expuestos en las labores subterráneas que pueden contactar con la circulación de aguas provenientes de la reposición de las napas subterráneas, o por el agua que se infiltra a través de las fracturas debido a las precipitaciones en el área de cierre.
- Evaluar la necesidad del tipo de cierre a colocar en cada labor subterránea a cerrar (galerías, túneles, chimeneas, piques, sondeos, otros) para garantizar la seguridad de las personas, así como la estabilidad física y la recuperación de las áreas rehabilitadas y el medioambiente del lugar. Los esquemas de cierre elegidos (tapones, barreras, muros, sellos, coberturas, rellenos y otros) deben permitir lograr la estabilidad a largo plazo y evitar que se produzcan emisiones y descargas incontroladas, inestabilidades, desprendimientos, subsidencias, inundaciones y otros.

14. FORMACIÓN Y COMPETENCIAS

14.1 Formación, competencias y funciones

El ingeniero del área de geomecánica para cumplir su labor a cabalidad debe contar con un mínimo de competencias de acuerdo al cargo que ocupa dentro de la operación minera. El cumplimiento de estos requerimientos garantizará que se aplique de manera adecuada las técnicas de la mecánica de rocas en las diversas situaciones que afronta una mina en operación, tanto en el trabajo diario como en el plan a futuro.

Los requerimientos que deben tener los profesionales que ejercen la geomecánica, en cuanto a calificación o formación, son las siguientes:

- Ingeniero de minas, geólogo o civil: el grado y experiencia dependerán de los requerimientos y necesidades de cada unidad minera para que el profesional desempeñe las actividades de manera competente, dado que la carrera de geotecnia o geomecánica no existe en el país estas competencias se logran participando en cursos especializados, diplomados o maestrías.

Las competencias y conocimientos mínimos que deben tener los profesionales que ejercen la geomecánica son los siguientes:

- Investigaciones geomecánicas de campo (mapeo geomecánico, logueo geomecánico, ensayos in situ, etc.)
- Conocimientos de los fundamentos de la mecánica de rocas
- Ensayos de laboratorio de mecánica de rocas e interpretación de resultados
- Análisis y evaluación geoestructural (efecto de las discontinuidades y fallas)
- Determinación de las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso
- Clasificación del macizo rocoso en los sistemas RMR y Q
- Diseño, optimización y modelamiento de excavaciones subterráneas y pilares
- Diseño y evaluación de sostenimiento del macizo rocoso de labores subterráneas
- Control y seguimiento de los diseños y construcción
- Conocimientos sobre instrumentación y monitoreo geomecánico
- Dominio de software geomecánicos, mineros y topográficos (Dips, Phase2 (RS2), Unwedge, Rocdata, Minesight, Datamine, Autocad, etc.)

Los conocimientos esenciales para el correcto cumplimiento de sus funciones serán requeridos de acuerdo al grado y cargo que ocupará el profesional, estos se podrán deducir de acuerdo a las funciones de responsabilidad que vaya adquiriendo durante su vida profesional.

Las funciones y responsabilidades de los profesionales que ejercen la geomecánica son las siguientes:

- Levantamiento de información geomecánica de campo
- Procesamiento de la información en software geomecánicos, mineros y topográficos
- Diseño y simulaciones geomecánicas
- Establecimiento de los parámetros geomecánicos de la mina

- Realización de reportes e informes de acuerdo a la necesidad de la mina
- Elaboración de estudios geomecánicos localizados y globales
- Caracterización geomecánica del macizo rocoso
- Evaluación de las condiciones de estabilidad del macizo rocoso frente al método de explotación y la secuencia de minado
- Definición de los dominios geomecánicos de la mina
- Diseño del sistema de sostenimiento a instalar
- Elaboración de indicadores de desempeño del correcto uso del sostenimiento
- Realización y evaluación de los programas de control geomecánico
- Supervisión del cumplimiento de las recomendaciones geomecánicas
- Capacitación en temas de geomecánicas al personal indicado

Las funciones detalladas no son limitantes para la realización de otras, solo son una referencia de las principales que se requieren en la actividad minera. Asimismo, la ejecución de cada una de ellas irá de acuerdo al cargo y funciones que determine la mina.

14.2 Entrenamiento y desarrollo profesional

El ingeniero geomecánico debe mantener y mejorar de manera continua sus competencias profesionales y por lo tanto tiene la responsabilidad de mantenerse actualizado con los desarrollos y conocimientos de su área.

Para poder cuantificar y verificar la calidad y el tiempo invertido en diversas actividades de desarrollo profesional, se sugiere adoptar el sistema de puntajes. Eso significa que todo ingeniero geomecánico que trabaje en la operación debe acumular un mínimo de 3 créditos por año, lo que equivale aproximadamente a 50 horas anuales.

Los créditos pueden ser obtenidos desarrollando actividades en las siguientes categorías:

- Educación formal
- Cursos cortos externos o internos
- Conferencias técnicas
- Publicaciones y otras actividades individuales

14.2.1 Educación formal

En ésta categoría se incluyen los cursos para obtener un grado superior (diplomados, maestrías y doctorados) y otros cursos en ciencia, ingeniería, metalurgia, medio ambiente, o en negocios, administración, economía y salud y seguridad ocupacional brindados por una universidad o instituto de educación superior.

Se contabilizará 1 crédito por cada 10 horas de clases.

14.2.2 Cursos cortos externos o internos

Son cursos cortos de educación continua, organizados por universidades, otras instituciones acreditadas, consultores, instituciones gubernamentales y colegios profesionales.

También se considerarán los cursos de capacitación dictados en la mina por parte de los ingenieros seniors y superintendentes hacia el personal de menor rango.

Los cursos deben tener relación con la geomecánica y no se considerarán cursos como primeros auxilios, cursos de software no técnico como Microsoft Office, o aprendizaje de idiomas.

14.2.3 Conferencias técnicas

La asistencia a conferencias técnicas se cuantificará considerando las horas destinadas a estos eventos. Si se ha participado como ponente, las horas no se deben cuantificar en éste acápite sino bajo el ítem 14.2.4 Publicaciones y otras actividades individuales.

En el caso de exposiciones o eventos no técnicos, el ingeniero podrá obtener créditos sólo por las horas dedicadas a las presentaciones técnicas.

Se contabilizará 1 crédito por cada 16 horas de asistencia a conferencias técnicas.

14.2.4 Publicaciones y otras actividades individuales

Dentro de este rubro se consideran:

- Dictado de cursos de pregrado y posgrado universitario: 1 crédito por cada 16 horas de dictado.
- Dictado de cursos técnicos en la mina para el personal de geomecánica (no incluye las charlas de geomecánica de inducción general): 1 crédito por cada 16 horas de dictado.
- Publicación de artículos técnicos: 1 créditos por artículo publicado en revistas indexadas en la especialidad.
- Trabajos presentados en conferencias o congresos: 1 créditos por trabajo técnico.

15. SUPERVISIÓN Y FISCALIZACIÓN

15.1 Revisión de base de datos, caracterización, diseño y gestión

El Osinergmin, a través de la Gerencia de Supervisión Minera, tiene a su cargo supervisar y fiscalizar el cumplimiento a las disposiciones legales y técnica sobre seguridad de la infraestructura, las instalaciones y la gestión de operaciones, en las actividades de la mediana y gran minería. Como parte del ejercicio de sus funciones, se encuentra la prevención por caída de rocas.

Para tal fin, los agentes supervisados deberán sustentar con estudios geomecánicos, diseños, planos, ensayos de laboratorio e in situ, mediciones, así como memorias de cálculo que justifique la funcionalidad y seguridad de los diseños que se emplean en los diversos procesos de explotación de la mina, y todo lo necesario para que la supervisión a cargo de Osinergmin pueda verificar los aspectos que a cargo de Osinergmin pueda verificar los aspectos de su competencia.

En la inspección de campo se deberán corroborar (revisar) los diseños preliminares indicados en la documentación señalada anteriormente. Entre los aspectos a supervisar se encuentran:

- Zonificación geomecánica. El operador de la mina deberá contar con la zonificación geomecánica parcial y/o total de la mina.
- Esfuerzos in situ. Deberá haberse establecido la magnitud y dirección del esfuerzo pre minado recurriendo a algún método de cálculo reconocido (ej. Sheorey, 1994). El operador de la mina deberá contar con la memoria de cálculo que condujo a la determinación de los parámetros mencionados. Esta información es relevante para el análisis de la estabilidad de las excavaciones, cálculo del sostenimiento y análisis de estabilidad en general, etc. (ej. software que requiere como datos de ingreso la magnitud y dirección de los esfuerzos).
- Métodos de explotación. El método de explotación y la secuencia de explotación seleccionada deberá contribuir a la estabilidad global y parcial de la mina. Es necesario contar la memoria de cálculo de la selección del método y de los elementos de soporte que se instalarán, en el modelamiento intervendrán los esfuerzos in situ (Ítem 2). Los parámetros de ingreso para el modelamiento deberán ser claramente indicados (ej. σ , E, c, m, a, etc.).
- Voladura de rocas. Se deberán contar con las memorias de cálculos de la determinación del factor de potencia FP (kg/m^3) de las voladuras de producción, del esquema de voladura adoptado, así como del tiempo de retardo seleccionado. Será adecuado comparar los sismogramas de rendimiento de los diversos tiempos de retardo y de la secuencia de detonación.
- Vibraciones. Contar con los estudios de vibraciones (campo cercano y lejano) así como la memoria de cálculo para el control de la voladura de producción y las acciones que se han implementado para minimizar el espesor de la zona fracturada en los hastiales. El monitoreo de vibraciones en el campo lejano ayudará a implementar medidas de control de daños por las vibraciones de voladura en las viviendas.
- Sostenimiento. Contar con la memoria de cálculo para el dimensionamiento y control del sostenimiento con pernos, cables cementados, concreto lanzado. etc.
- Actividad microsísmica. Se incluirán las memorias de cálculo del diseño de excavaciones, voladura y soporte bajo condiciones de altos esfuerzos inducidos.

- Control de calidad de los elementos de sostenimiento. Se presentarán debidamente documentados los ensayos para determinar el rendimiento de los elementos de soporte.
- Política corporativa de la empresa. Contar con los lineamientos de la empresa, el organigrama, funciones y demás recursos asignados para el desarrollo de los diseños geomecánicos.

15.2 Revisión de construcción y sostenimiento

Por lo general, las excavaciones de las labores mineras están situadas por zonas activas de explotación, y los elementos de soporte podrían deteriorarse ya que el macizo rocoso experimenta constantes cambios debido a la redistribución de esfuerzos como consecuencia de las labores de explotación que se ejecutan durante la vida de una mina. Estos cambios podrían afectar la estabilidad de las excavaciones con efectos visibles como: roca aflojada en los hastiales, lajamiento de la roca (en condiciones de altos esfuerzos), caída de rocas, rotura de los elementos de soporte, etc.; esta situación conducirá a que algunas zonas puedan quedar fuera de control y/o en condiciones sub estándares y en peligro de causar daños al personal y equipos, así como dejar de realizar la función de soporte para la que fue instalada.

Se reconoce que los elementos de soporte, están instalados mayormente en terrenos difíciles, en los cuales priman las condiciones de inestabilidad y son propensos a caídas de roca. Una medida acertada para brindar condiciones seguras durante la instalación del sostenimiento en terrenos de muy mala calidad es realizar el pre acondicionamiento del terreno (por ejemplo, en la instalación de cimbras metálicas en terrenos malos se requiere estabilizarlo previamente con concreto lanzado para eliminar las condiciones inseguras, el concreto estará reforzado con fibra y será de resistencia temprana y alta); en la recuperación de túneles de derrumbes, se deberán instalar barras de acero o *spilling bar* que proporcionarán condiciones absolutamente seguras para avanzar en este terreno). El operador de la mina deberá asegurar que la identificación de peligros y la medición del riesgo continuo sean parte integrante de la rutina diaria y se conviertan en un modo de vida y parte de la conducta laboral de cada trabajador.

Es necesario realizar un control del comportamiento del macizo rocoso durante y después de la ejecución de los trabajos mineros, lo cual incluye una evaluación de:

- El levantamiento geológico de todas las labores mineras de explotación, litología y estructura de los frentes: fallas, fracturas y discontinuidades singulares.
- Las propiedades geomecánicas de los distintos materiales que se intervienen.
- El efecto de esfuerzos in situ debido a la influencia de la excavación.
- Las inestabilidades y deformaciones. Revisión de caídas de materiales del techo.
- La presencia de agua subterránea y filtraciones.
- La proximidad con otras estructuras subterráneas que puedan afectar su estabilidad.

El proceso de instalación del soporte y reforzamiento debe ser considerado como una parte integral del diseño de una excavación subterránea para controlar el potencial de desprendimiento de las rocas inestables. En aquellos frentes o lugares de trabajo donde se requiere pronta instalación del sostenimiento, el tiempo de instalación del mismo debe reducirse al mínimo, en la medida en que sea razonablemente práctico. Los retrasos prolongados en la instalación del soporte de terreno pueden poner en peligro la efectividad del control de terreno debido al incremento de la inestabilidad por descompresión del macizo rocoso.

Cuando las condiciones del terreno son malas o desfavorables, el tiempo disponible para que la excavación permanezca abierta y estable (tiempo de autosopORTE) puede ser considerablemente menor a las 24 horas. En estas

situaciones es necesario tomar medidas especiales para instalar rápidamente el sostenimiento y/o reforzamiento, incluso antes de realizar la limpieza de las rocas rotas del frente. El concreto lanzado (*shotcrete*) aplicado a los techos y paredes expuestas, antes de que se limpie el frente, es un sostenimiento que puede ser necesario y efectivo. La colocación rápida del sostenimiento, tan pronto como sea posible después de la voladura, minimizando el tiempo que el macizo rocoso se encuentre sin sostenimiento.

El titular minero debe ser consciente de que con el transcurso del tiempo podrían deteriorarse las condiciones del terreno afectando los elementos de sostenimiento. Algunas manifestaciones del deterioro de las condiciones de estabilidad del terreno son la generación de roca suelta (bloques sueltos) en los hastiales de las excavaciones, rotura del concreto lanzado, falla de los pernos por altas presiones (ej. expulsión de la tuerca y platina).

Cualquiera que sea la actividad que se realice para la reparación de la labor afectada, el paso inicial es un adecuado desate de la roca, que consistirá en eliminar la roca suelta de los hastiales de la excavación. El desate se podrá realizar de manera mecanizada o manualmente, con ayuda de una barretilla debidamente aprobada. El desate es una actividad sencilla, pero a la vez delicada, sobre todo cuando se realiza para efectuar reparaciones en lugares inestables; por lo tanto, deberá ser efectuada por personal competente, bien entrenado, con experiencia y bajo adecuada supervisión. En todos los trabajos de reparaciones, previamente se requiere realizar el IPERC (línea de base y continuo) y el PETS respectivo y, de ser necesario, el PETAR (Permiso Escrito para Trabajo de Alto Riesgo).

Si la labor minera tiene condiciones críticas de inestabilidad y requiere de concreto lanzado, se deberá tener en cuenta que, debido a las condiciones severas de trabajo, se requerirá diseñar un concreto lanzado de alta resistencia de trabajo (mínimo de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$). Esta resistencia se podrá alcanzar con la adición de otros materiales como aditivos, microsilíce, materiales puzolánicos, etc. Es importante el empleo de concreto lanzado de alta resistencia y reforzado con fibra; en caso de que las condiciones medioambientales de la mina sean adversas para la durabilidad del concreto, se deberá emplear cementos resistentes al ataque químico.

15.3 Estándares de sostenimiento

El estándar puede ser conceptualizado como la definición clara de un modelo, criterio, regla de medida o de los requisitos mínimos aceptables para la operación de procesos específicos, con el fin de asegurar la calidad de los materiales y la calidad de la instalación. Los estándares son utilizados como guías para evaluar su funcionamiento y lograr la mejoría continua de los servicios, y requieren estar establecidos a fin de contar con una referencia que permita identificar oportunamente las variaciones presentadas en el desarrollo de los procesos y aplicar las medidas correctivas necesarias.

El estándar de sostenimiento es un documento de trabajo que se emplea en una mina para lograr niveles aceptables de riesgo y debe estar diseñado para aplicarse a todo tipo de actividad de sostenimiento. Está destinado a evitar o mitigar los impactos potenciales de caída de rocas o falla de sostenimiento. Además, debe constar de un conjunto de requisitos auditables que reflejen la calidad de los materiales de los elementos de sostenimiento y del proceso de instalación de la manera más efectiva. El propósito del estándar es especificar niveles de desempeño tales que una mina que opere pueda ajustarse razonablemente a todos los requisitos especificados.

Un sostenimiento apropiado implica que cada uno de los elementos de sostenimiento cumpla su función de soporte, para lo cual es necesario verificar ciertos requisitos de calidad, como conocer la función y tipo de falla, los requisitos de resistencia, las características de los componentes, la forma correcta de instalación o aplicación, los controles y ensayos de laboratorio, y los procedimientos o instructivos específicos que detallen los sucesivos pasos que se deben cumplir.

Deben establecerse estándares de sostenimiento para cada tipo de elemento de sostenimiento y/o sistema de sostenimiento que se emplea en una mina. A continuación, citamos algunos estándares importantes.

- Perno, placa de retén y tuerca.
- Pasta de cemento para pernos y cables.
- Concreto Lanzado (*shotcrete*).
- Malla.
- Cable, placa de retén, barril y cuña.
- Marcos metálicos.
- Muros de confinamiento, etc.

Las principales características que deben tomarse en cuenta para la elaboración de un estándar de sostenimiento son las siguientes:

- Función y tipos de falla

Conocer la función y el tipo de falla de los elementos que componen un sistema de sostenimiento nos ayudará a entender de mejor manera cómo operan éstos. Ello, a su vez, nos permitirá intervenir y realizar mejoras en las distintas etapas de los procesos que conforman la construcción de estos sistemas y así evitar el fallamiento o aumentar su capacidad de soporte.

- Requisitos de resistencia

Se definen como requisitos de resistencia a las propiedades mecánicas que presentan los elementos de sostenimiento; es decir, ductibilidad, dureza, resistencia (compresión, tracción y corte), maleabilidad, tenacidad, adherencia, fluencia, etc., que se obtienen a través de ensayos de laboratorio. Varios de estos elementos están estandarizados y normalizados por la normatividad internacional.

- Características de los componentes

Dentro de las características que deben cumplir los componentes de los sistemas de sostenimiento se incluyen aspectos como: composición, forma, dimensión, peso, fabricación, transporte y almacenamiento de los materiales, según corresponda. De igual manera también se debe cumplir con lo estipulado en la normatividad internacional en lo referente a las características descritas anteriormente.

- Instalación

Este punto se refiere a la secuencia de las actividades y cómo deben realizarse para que finalmente se obtenga un producto de buena calidad.

Es conveniente presentar esquemas donde se muestre una aplicación o instalación correcta de los componentes de un sistema de sostenimiento, con la finalidad de evitar posibles fallas por una mala ejecución de lo descrito anteriormente.

- Controles y ensayos de laboratorio

Para lograr que se cumpla todo lo enunciado en los puntos anteriores, es conveniente realizar controles in situ de la ejecución de las actividades que se realizan, además de efectuarse ensayos de laboratorio, todo lo cual proporcionará una gran cantidad de información que nos permitirá verificar los requerimientos exigidos de un sistema de sostenimiento.

- Procedimientos constructivos

Son documentos que describen, en forma detallada, los sucesivos pasos a cumplir para llevar a cabo las actividades que se requieren para la implementación de un sistema de sostenimiento por parte de los operadores. Los PETS cumplen con esta función.

Los estándares de sostenimiento se pueden utilizar en conjunto con cualquiera de los documentos establecidos de los PETS, ATS, IPERC y PETAR. A continuación, se hace una breve descripción de la función de estos documentos.

- PETS:

Siglas de Procedimiento Escrito de Trabajo Seguro, cuyo fin es asegurar que los elementos de soporte, así como el equipo empleado, cumplan con los procedimientos de instalación paso a paso, y con las especificaciones y recomendaciones técnicas del fabricante, eliminando los riesgos inherentes asociados a su instalación en el terreno. Los PETS contienen el procedimiento de cada tarea, identifica los peligros y riesgos e indica los controles requeridos para evitar la ocurrencia de accidentes.

- ATS:

Siglas de Análisis de Trabajo Seguro, un documento mediante el cual se cuantifican los riesgos de cada etapa de la ejecución de trabajos que potencialmente puedan producir un accidente. Los objetivos son:

- Revisar las condiciones de trabajo
- Analizar cada paso del trabajo e identificar los riesgos que intervienen en cada uno
- Mejorar el sentido de la planificación
- Motivar la participación de los trabajadores

- IPERC:

Siglas de Identificación de Peligros, Evaluación y Control de Riesgos. Es una evaluación de campo efectuada diariamente que identifica los peligros de la tarea, evalúa los riesgos y sus impactos y verifica los controles antes del inicio de las labores. Debe ser llenado y firmado por el trabajador y su supervisor. Tiene como finalidad reducir los riesgos en los niveles establecidos según las normas.

- PETAR:

Siglas de Permiso Escrito para Trabajo de Alto Riesgo, es un documento mediante el cual se autoriza la realización de trabajos en zonas de ubicaciones consideradas peligrosas y de alto riesgo. El documento es firmado en cada turno por el supervisor y jefe de área, sin embargo, es autorizado y controlado por el área de seguridad minera. Para mayor referencia se recomienda revisar el Reglamento de Seguridad y Salud Ocupacional en Minería.

Los documentos *checklist*

Incluyen aspectos sencillos de verificación en el terreno que permiten realizar un control del cumplimiento de los estándares de sostenimiento. A través de este proceso se puede medir la eficiencia de calidad y el comportamiento de los elementos de sostenimiento, y mejorar los estándares actuales del sostenimiento asegurando su funcionalidad.

15.4 Indicadores geomecánicos

Los indicadores de gestión son esencialmente mediciones que permiten controlar los procesos de la organización y reflejar su desempeño. Se define un indicador como una relación entre variables cuantitativas o cualitativas que permite observar la situación y las tendencias de cambio generadas en el objeto o fenómeno observado, en relación con objetivos y metas previstas e impactos inesperados. Estos indicadores se pueden expresar en valores, unidades, índices, series estadísticas, etc. y son las herramientas fundamentales que se utilizan para la evaluación de un problema. Los indicadores ayudan a entender, comparar y mejorar los sistemas de gestión. La clave está en encontrar indicadores gestionables que sean apropiados y sobre los cuales se puedan tomar decisiones para mejorar el desempeño de cada proceso. Por esa razón es tan importante una cuidadosa selección previa de los indicadores que representan realmente el comportamiento de los procesos, sobre los cuales la gerencia de la operación pueda actuar en forma efectiva y segura para mejorar el desempeño de la industria minera.

Entre los principales usos de los indicadores se incluyen:

- Evaluar una gestión.
- Alcanzar las metas y objetivos.
- Identificar problemas de gestión.
- Identificar las oportunidades de mejora.
- Tomar medidas preventivas a su debido tiempo.
- Sensibilizar a las personas que toman decisiones y a quienes son objeto de las mismas.
- Toma de decisiones en base a los resultados de los indicadores.

Para la determinación de los indicadores geomecánicos nos podemos basar en las cantidades de sostenimiento que se debe instalar en función de la calidad de roca en una determinada longitud de labor. Ello implica el uso de los diferentes tipos de elementos de sostenimiento que son instalados de acuerdo a la recomendación geomecánica para las diferentes labores mineras de desarrollo, preparación y métodos de explotación con ingreso de personal. Asimismo, también podemos correlacionar los indicadores con los costos que éstos incurren. Entre los principales indicadores geomecánicos o KPI (indicadores claves de desempeño) que se puede utilizar en una mina son los siguientes:

- Cantidad de sostenimiento instalado por tonelada producida (Und/t).
- Cantidad de sostenimiento instalado por guardia (Und/gdia).
- Oportunidad de instalación (hrs después de la voladura).
- Costo sostenimiento (US\$/t, US\$/ml).
- Disponibilidad y utilización de equipos de sostenimiento (hrs/gdia).
- Cantidad de sostenimiento por tipo de roca/labor (Und/tipo roca o labor).
- Cantidad de sostenimiento instalado como sostenimiento adicional (%)

Estos indicadores geomecánicos deben presentarse en los informes mensuales y anuales de la operación minera con el fin de que la gerencia, superintendencia y supervisión estén enteradas de los resultados de la gestión geomecánica. Cada operación minera puede tener otros indicadores secundarios, los cuales deben ser llevados y registrados internamente y ser mostrados en los informes mensuales, anuales, o cuando los soliciten.

En los registros y cálculos de los indicadores deben intervenir las áreas de geomecánica, planeamiento y de seguridad minera, asegurando además que la información se encuentre al día. Por cada indicador debe estructurarse y llevarse una base de datos, de preferencia en Excel. Se debe coordinar con las diferentes áreas involucradas la recopilación y procesamiento de la información.

La presentación de los resultados de los indicadores geomecánicos debe hacerse de manera clara y simple, para que la gerencia, las superintendencias, las jefaturas, la supervisión y las entidades fiscalizadoras los entiendan fácilmente y no se generen dudas sobre la interpretación de los resultados. Para hacer las mejoras en el control del terreno y en la prevención de accidentes de caída de rocas requerimos saber en qué situación se encuentra la gestión de control de terreno, de tal manera que puedan lograrse las metas y objetivos deseados en un periodo de aplicación. Cada mina debe hallar sus propios indicadores geomecánicos para cada tipo de roca y tipo de labor. Una buena práctica es presentar los resultados usando gráficos.

16. AUDITORÍA

La auditoría geomecánica es una herramienta necesaria para la adecuada evaluación, control y seguimiento de los diversos aspectos del diseño, construcción y monitoreo ligados a la geomecánica de las minas. En esta parte se busca cubrir los estándares asociados a la operación segura de una mina subterránea desde el punto de vista geomecánico.

Para ello se detalla una lista de los elementos más importantes a tomar en cuenta por el auditor cuando realiza una visita de reconocimiento a la operación minera. Los elementos listados no pretenden ser rígidos y deben ser adecuados, a criterio del auditor, a la realidad de cada operación que está visitando.

Los aspectos considerados en la auditoría han sido agrupados en:

- Diseño y planeamiento de mina.
- Modelo geomecánico.
- Control de minado y monitoreo.
- Sostenimiento de labores subterráneas.
- Manejo de terreno inestable.
- Perforación y voladura.
- Verificación de parámetros o retro análisis.
- Entrenamiento y competencias.
- Estándares, procedimientos y documentos geomecánicos.

Tabla 16-1. Valoración de auditoría de acuerdo al grado de cumplimiento

Valoración	Descripción
Excelente (10)	Todos los elementos están implementados con un excelente estándar. Estos elementos han sido confirmados al observar la evidencia.
Por encima del promedio (8-9)	La mayoría de los elementos están implementados con un alto estándar acercándose a la excelencia. Estos elementos han sido confirmados al observar la evidencia.
Promedio (5-7)	Los elementos están generalmente implementados. Hay evidencia de algunas debilidades no críticas. Se necesita tomar acciones que deben ser incluidas en un plan de reducción de riesgos.
Por debajo del promedio (3-4)	Ciertos elementos claves no están implementados. Hay urgencia de tomar acción para mejorar. Se debe tomar acción antes de la siguiente auditoría.
Pobre (1-2)	La mayoría de los elementos del sistema no han sido implementados. El potencial de “alto riesgo” para personas, ambiente y/o equipos son evidentes. Se necesita tomar acción de manera urgente de acuerdo a lo recomendado en la auditoría.

Cada uno de los aspectos indicados comprende una lista de estándares a las cuales el auditor dará una valoración de acuerdo al grado de cumplimiento observado durante la visita de campo. La Tabla 16-1 detalla las valoraciones de acuerdo al cumplimiento observado durante la auditoría.

La lista completa de aspectos a verificar con el método sugerido de evidenciar el cumplimiento está detallada en el anexo D.

REFERENCIAS

- Aduvire, O., López Jimeno, C., & Aduvire, H. (2000). *Guía de Abandono y Clausura de Minas Subterráneas*. Madrid: ETSI Minas de Madrid.
- Anglesea Mine. (2010). *Ground Control Management Plan - Anglesea Mine*. Victoria: Alcoa of Australia Limited (Alcoa).
- Australian Centre for Geomechanics, ACG. (2003). *Management of Rockfall Risks in Underground Metalliferous Mines*. (Y. Potvin, & P. Nedin, Edits.) Camberra, Victoria, Australia: Minerals Council of Australia.
- Austrian Society for Geomechanics. (2010). *Guideline for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation*. Salzburg: Austrian Society for Geomechanics.
- Banerjee, P. K., & Butterfield, R. (1981). *Boundary element methods in engineering science*. McGraw-Hill Inc.
- Barton. (2012). Defining NMT as part of the NATM SCL debate. *Tunnel Talk*, 4 .
- Barton. (2013). TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines: challenges and solutions for weakness zones and water Bergmekanikk. *FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK*, 21.1-21.17.
- Barton. (2014). *Lessons learned using empirical methods applied in mining*. Obtenido de NICK BARTON Hard and soft rock engineering: http://nickbarton.com/downloads_04.asp
- Barton, N. (1995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. *Keynote Lecture, 8th ISRM Congress* (págs. 1023-1032). Tokyo: Balkema.
- Barton, N. (1996). Investigation, design and support of major road tunnels in jointed rock using NMT principles. *Keynote Lecture, IX Australian Tunnelling Conference*, (págs. 145-159). Sydney.
- Barton, N. (2002). New applications of Q and the Q-parameters in engineering geology and rock mechanics. *Fjellsprengningsteknikk/Bermekanikk/Geoteknikk*, 40.1-40.15.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2), 185-216.
- Barton, N. (2006). *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*. UK & Netherlands: Taylor & Francis.
- Barton, N. (Octubre de 2007). Near-surface gradients of rock quality, deformation modulus, Vp and Qp to 1km depth. *First Break*, 25, 53-60.
- Barton, N. (2011). An Engineering Assessment of Pre-Injection in Tunnelling. *Keynote lecture*. Roorkee: Indian Conference on Rock Mechanics and Tunnelling.
- Barton, N. a. (2014). *Q-System - An Illustrated Guide following Forty years in Tunnelling*. Obtenido de NICK BARTON Hard and soft rock engineering: http://nickbarton.com/downloads_04.asp
- Barton, N., & Grimstad, E. (1994). The Q-System following Twenty Years of Application in NMT Support Selection. *FELSBAU*, 428-436.
- Barton, N., & Grimstad, E. (2000). El Sistema Q para la Selección del Sostenimiento en el Método Noruego de Excavación de Túneles. En C. L. Jimeno (Ed.), *Ingeotuneles* (Vol. Libro 3).
- Barton, N., & Pandey, S. K. (2011). Numerical modelling of two stoping methods in two Indian mines using degradation of c and mobilization of ϕ based on Q-parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(7), 1095-1012.
- Barton, N., Buen, B., & Roald, S. (2001). Strengthening the case for grouting. *Tunnels & Tunnelling International*, 34-36.
- Barton, N., By, T. L., Chryssanthakis, P., Tunbridge, L., Kristiansen, J., Løset, F., . . . Vik, G. (1994). Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 31(6), 617-641.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (Diciembre de 1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189-236.
- Barton, N., Løset, F., Smallwood, A., Vik, G., Rawlings, C., Chryssanthakis, P., . . . Ireland, T. (1992). Geotechnical core characterisation for the UK radioactive waste repository design. *Proceedings of ISRM Symposium on EUROCK*. Chester.
- Beauchamp, L. A. (2006). *Ground Support Manual*. Ontario: Mines and Aggregates Safety and Health Association.

- Beck, D. A. (2005). Forecasting performance and achieving performance indicators in high. *Controlling Seismic Risk, Proceeding of the Sixth International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines, Perth, Western Australia*, (págs. 409-417). Australia.
- Beck, D. A. (2010). Multi-scale simulation of ground support designs for extreme. *Proceedings of the Second International Symposium on Block and Sublevel Caving, Perth, Western Australia*, (págs. 441-453). Australia.
- Bieniawski, Z. (2011). Misconceptions in the Applications of Rock Mass Classifications and Their Corrections. *ADIF Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design*. Madrid.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. Pennsylvania, USA: John Wiley & Sons.
- Brady, L. L. (1982). A hybrid discrete element–boundary element method of stress analysis. *Proceedings of the 23rd US Symposium Rock Mechanics* (págs. 628-636). Berkeley: Goodman RE, Heuze F, editors.
- Brady, L. L. (1984). A hybrid computational scheme for excavation and support design in jointed rock media. *Proceedings of the Symposium Design and Performance of Underground Excavations* (págs. 105-112). Cambridge: Brown ET, Hudson JA, editors.
- Brennan, D. A. (1994). *Span design for entry-type excavations*. Vancouver: University of British Columbia.
- Brown, B. B. (1985). *Rock Mechanics For Underground Mining*. London: GEORGE ALLEN & UNWIN.
- Brown, B. B. (1993). Rock Mechanics For Underground Mining. En *The nature and use of rock mass Classification schemes* (págs. 77-78). London: GEORGE ALLEN & UNWIN.
- Brown, B. B. (2005). *Rock Mechanics For Underground Mining*. London: GEORGE ALLEN & UNWIN.
- Brown, E. T. (1987). *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*. London: GEORGE ALLEN & UNWIN.
- Carter, T. G. (1992). A New Approach to Surface Crown Pillar Design. *Canadian Rock Mechanics*. Sudbury.
- Carter, T. G. (2002). Extending Applicability of Crown Pillar Scaled Span Method to. *North American Rock Mechanics Symposium*, (págs. 1049-1059). Toronto.
- Cecil, O. (1970). *Correlation of rock bolt and shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels*. University of Illinois.
- Charles W. Fetter, J. (1988). *Applied Hydrogeology*. Macmillan Publishers.
- Cherry, R. F. (1979). *Groundwater*. Prentice-Hall.
- Clark, L. (1998). *Minimizing dilution in open stope mining with a focus on stope design and narrow vein longhole blasting*. University of British Columbia.
- Consulting, Itasca. (2015). *3DEC Distinct – Element Modelling of Jointed and Blocky Material in 3D*. Minneapolis.
- Consulting, Itasca. (2016). *3DEC Distinct – Element Modelling of Jointed and Blocky Material in 3D*. Minneapolis.
- Consulting, SRK. & Dunn M. J. (2013). Uncertainty in Ground Support Design and Implementation in Underground Mining. *Seventh International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction*.
- Cundall, P. (1971). A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. *Proc Symp. Int. Soc. Rock Mechanics*. Nancy.
- Deere, D. (1962). *Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes*. University of Illinois.
- Deere, D. U. (1968). Geologic Considerations. En K. G. Stagg, & O. C. Zienkiewicz (Edits.), *Rock Mechanics in Engineering Practice* (págs. 1-20). New York, USA: J. Wiley.
- Deere, D. U., & Miller, R. P. (1966). *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*. University of Illinois, Illinois.
- Department of Minerals and Energy (DME). (1997). *Guidelines: Geotechnical Considerations in underground mines*. Department of Minerals and Energy (DME).
- Doerner, C. C. (2011). *Quantifying the Effect of Rock Mass Quality on Peak Particle Velocity for Underground Drift Development*. Vancouver.
- Edward G. Thomas, J. H. (1979). *Fill Technology in Underground Metalliferous Mines*. International Academic Services.
- Energía-SNMPE, S. N. (2004). Reporte estadístico minero energético. Lima: Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía-SNMPE.

- Geomechanics Research Centre. (1996). *Canadian rockburst support handbook : prepared for sponsors of the Canadian rockburst research program 1990 - 1995*. Mining Innovation, Rehabilitation and Applied Research Corporation (MIRARCO).
- Glen, H. W. (1993). *Minefill 93*. Pennsylvania: South African Institute of Mining and Metallurgy.
- Golder Associates. (1990). *Crown pillar stability back-analysis*. Toronto: CANMET.
- Grimstad, E. (2007). The Norwegian method of tunnelling – a challenge for support design. *XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid.
- Grimstad, E. B. (1993). Updating of the Q-system for NMT. *International Symposium of Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support*. Fagernes.
- Grimstad, E. K. (2002). Rock Mass Q used in designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and Energy Absorption. *4th Int. Symp. on Sprayed Concrete*. Switzerland.
- Grimstad, E. K. (2003). Updating the Q-system for Designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and General Support. *UC Underground Construction*.
- Hadjigeorgiou, M. G. (2003). Evaluating discontinuity network geometrical characterization tools through mining case studies. *12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical*, (págs. 137-142). Boston.
- Harr, M. E. (1987). *Reliability –based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill.
- Hassani, F. &. (1998). *Mine backfill Handbook*. Montreal: Canadian Institute Metallurgy and Petroleum.
- Hedley, D. C. (1992). *Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines*. Energy, Mines and Resources Canada, Canada Center for Mineral and Energy Technology.
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. *47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*. San Francisco, CA, USA.
- Hoek, E. &. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: E & FN Spon.
- Hoek, E. &. (2000). Predicting tunnel queezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*.
- Hoek, E. (1991). When is a design in rock engineering acceptable? *Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics, Aachen*, (págs. 1485-1497). Rotterdam.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. British Columbia: <http://www.rocscience.com>.
- Hoek, E. K. (1993). *Design of support for underground hard rock mines*. Toronto.
- Hoek, E. K. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Rotterdam.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2005). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43, 203-215.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43, 203-215.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoel-Brown failure criterion - 2002 Edition. *NARMS-TAC Conference*, (págs. 267-273). Toronto, Canadá.
- Holter, K. G. (2009). Permanent waterproof tunnel lining based on sprayed concrete and spray-applied double-bonded membrane. *ITA Congress*. Helsinki.
- Howard L. Hartman, S. W. (1995). *SME Mining Engineering Handbook*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration.
- Howard L. Hartman, S. W. (2011). *SME Mining Engineering Handbook*. En E. E. Stead, *Geotechnical Instrumentation*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration.
- Hutchinson, D. J. (1996). *Mines, Cablebolting in Underground*. BiTech Publishers.
- J. Hadjigeorgiou, J. G. (1995). An update of the Stability Graph Method for Open Stope Design. *97th CIM-AGM, Rock Mechanics and Strata Control Session* (págs. 154-162). Halifax: Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum.
- Jewell, R. J. (2002). *Paste and Thickened Tailings - a Guide*. Australian Centre for Geomechanics.
- Jewell, R. J. (2006). *Paste and Thickened Tailings – A Guide*. Australian Centre for Geomechanics.
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, (págs. 283-353).
- Kaiser, P. K. (1996). *Canadian rockburst support handbook : prepared for sponsors of the Canadian rockburst research program 1990 - 1995*. Mining Innovation, Rehabilitation and Applied Research Corporation (MIRARCO).
- Laboratorio Oficial J. M. Madariaga (LOM). (2015). *Guía sobre control geotécnico en minería subterránea*. Ministerio de Industria, Energía y Turismo.
- Lemos, J. V. (1987). *A hybrid distinct element computational model for the half-plane*. Minnesota: Department of Civil Engineering, University of Minnesota.

- Llamas, E. C. (1996). *Hidrología subterránea*. Ed. Omega.
- López Jimeno, C. G. (2003). *Manual de perforación y voladura de rocas*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Minas.
- Lorig, L. J. (1982). A hybrid discrete element–boundary element method of stress analysis. *Proceedings of the 23rd US Symposium Rock Mechanics* (págs. 628-636). Berkeley: Goodman, R. E. & Heuze, F.
- Lorig, L. J. (1984). A hybrid computational scheme for excavation and support design in jointed rock media. *Proceedings of the Symposium Design and Performance of Underground Excavations* (págs. 105-112). Cambridge: Brown ET & Hudson JA, editors.
- Lorig, L. J. (1986). *Hybrid distinct element– boundary element analysis of jointed rock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- Lorig, L. J. (2009). Aplicación de Modelos Numéricos Continuos y Discontinuos al Análisis de Excavaciones Subterráneas en Macizos Rocosos. *Jornada Técnica de Cálculo de Túneles*. Madrid: Sociedad Española de MEcánica de Rocas (SEMR).
- Lunder, P. (1994). *Hard rock pillar strength estimation: an applied empirical approach*. University of British Columbia.
- Lunder, P. J. (1997). *Determining the strength of hard rock mine pillars*. Bulletin of the Canadian Institute of Mining and Metallurgy.
- MacLaughlin, M. P. (2005). A distinct element parametric study of failure modes around an underground opening in rock masses of varying quality. *Pro-ceedings of the 40th Symposium on Engineering Geology & Geotechnical Engineering*. Utah.
- Mah, S. (1997). *Quantification and prediction of wall slough in open stope mining methods*. University of British Columbia.
- Mathews, K. H. (1980). *Prediction of stable excavation spans for mining at depths below 1,000 meters in hard rock*. Canada Centre for Mineral and Energy Technology.
- Mawdesley C., T. R. (2001). *Extending the Mathews stability graph for open stope design*. Instn. Min. Metall.
- McCracken, A. &. (1989). *Geotechnical Risk Assessment of Large Diameter Raisebored Shafts*. Shaft Engineering, Inst Min Met.
- Miller, G. J. (1992). An introduction to environmental science: Living in the environment. *7th ed, Wadsworth Publishing*. Belmont.
- Milne D., H. J. (1998). Rock Mass Characterization for Underground Hard Rock Mines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (págs. 383-391).
- Milne, D. (1997). *Underground Design and Deformation Based on Surface Geometry*. The University of British Columbia.
- Ministerio de Energía y Minas de la República del. (2007). *Guía para la Evaluación de la Estabilidad de los Pilares Corona*. Ministerio de Energía y Minas de la República del Perú.
- Ministerio de Energía y Minas de la República del Perú. (2006). *Guía para la elaboración de Planes de Cierre de Minas*. Ministerio de Energía y Minas de la República del Perú.
- Ministerio de Energía y Minas de la República del Perú. (2007). *Guía para el Diseño de Tapones para el Cierre de Labores Mineras*. Ministerio de Energía y Minas de la República del Perú.
- Ministerio de Energía y Minas de la República del Perú. (2016). *Reglamento de Seguridad Ocupacional en Minería - DS N°024-2016-EM*. Ministerio de Energía y Minas del Perú.
- Morrison, R. G. (1976). *A philosophy of ground control*. Montreal: McGill University.
- Navarro, R. U. (2004). *Manual de anclajes en ingeniería civil*. U.D. Proyectos.
- Nickson, S. (1992). *Cable support guidelines for underground hard rock mine operations*. University of British Columbia.
- Nikolic M., T. R.-B. (2016). Overview of numerical methods for the modelling of rock mechanics problems. *Année*.
- Norwegian Concrete Association. (2011). *Sprayed Concrete for Rock Support*.
- Norwegian Geotechnical Institute (NGI). (2015). *Using the Q-system*. Oslo: Allkopi AS.
- Oalla, C. &. (1991). *Ensayos de campo*. Universidad Complutense de Madrid.
- Pakalnis, L. C. (1997). An empirical design approach for estimating unplanned dilution from open stopehangingwalls and footwalls. *99th Annual AGM–CIM conference*. Vancouver.
- Pakalnis, R. &. (1993). Mine design, an empirical approach. *Innovative mine design for the 21st century* (págs. 455-467). Rotterdam: W.F. and J. F. Archibald.

- Pakalnis, R. (2002). Empirical design methods—UBC Geo-mechanics update. *NARMS-TAC: Mining and Tunneling Innovation and Opportunity*. Toronto: R. Hammah W. Bawden, J. Curran, and M. Telesnicki.
- Pakalnis, R. (2008). Methodology towards ground support. *Strategic versus tactical approaches in mining*. Quebec.
- Pakalnis, R. (2014). Empirical Design Methods. *1st International Conference on Applied Empirical Design Methods in Mining*. Lima.
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count - useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proceedings: 4th International Congress, International Association of Engineering Geology*, (págs. 221-228). Delphi.
- Palmstrom, A. (1982). The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rock mass. *IAEG Congress*, (págs. 221-228). New Delhi.
- Palmström, A. (1995). *RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. University of Oslo.
- Palmström, A. (1996). Application of seismic refraction survey in assessment of jointing. *Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology*. New Delhi.
- Palmström, A. (1996). The weighted joint density method leads to improved characterization of jointing. *Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology*. New Delhi.
- Palmström, A. (2005). Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology 20*, (págs. 362-377). Sandvika.
- Palmström, A. y. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (págs. 575-593).
- Pande, G. N. (1990). *Numerical methods in rock mechanics*. Universidad de California.
- Panet, M. (1995). *Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence Confinement*. PRESSES DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES.
- Pardo, C. &. (2012). Methodology for back analysis of intensive rock mass damage at the El Teniente Mine. *Sixth International Conference and Exhibition on Mass Mining*. Sudbury.
- Persson, A. H. (1993). *Rock Blasting and Explosives Engineering*. CRC Press.
- Persson, A. H. (1994). *Rock Blasting and Explosives Engineering*. CRC Press.
- Persson, P. A. (1997). The relationship between strain energy, rock damage, fragmentation and throw in rock blasting. *The International Journal for blasting and fragmentation*, (págs. 99-109).
- Pino, E. M. (2002). *Riesgo en la Minería Subterránea*. Gobierno Nacional de Chile Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Potvin, Y. &. (2005). *Handbook on Mine Fill*. Australian Centre for Geomechanics.
- Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada*. The University of British Columbia.
- Priest, S. &. (1983). Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. *Trans. Inst. Min. Metal*.
- Priest, S. D. (1976). Estimation of discontinuity spacing and trace length using scan line surveys. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, (págs. 138-197).
- Ramamurthy, T. S. (1979). *Manual on Rock Mechanics*.
- Read, J. &. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CSIRO PUBLISHING.
- Robertson, A. (1988). Estimating Weak Rock Strength. *AIME-SME Annual Meeting*, (págs. 88-145). Phoenix.
- Romana Ruiz, M. (2000). Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de los túneles. *INGEOPRES*.
- Romana Ruiz, M. (2003). Nuevas Recomendaciones de Excavación y Sostenimiento para Túneles y Boquillas. *Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterráneas*. Madrid.
- Safe Word Australia. (Noviembre de 2016). *Code of Practice – Ground Control for Underground Mines*. Obtenido de <https://submissions.swa.gov.au/SWAforms/Archive/mining/documents/GroundControlforUndergroundMines.PDF>
- Servicio Nacional de Geología y Minería (SNGM). (2002). *Riesgo en la Minería Subterránea*. Gobierno Nacional de Chile.
- Sheorey, P. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, (págs. 23-34).
- Sjøgren, B. Ø. (1979). Seismic classification of rock mass qualities. *Geophysical Prospecting*, (págs. 409-442).

- SRK Consulting. (2012). *Estudio de Ingeniería Básica y de detalle de Mina – Proyecto Minera Ares SA*. Lima: SRK Consulting.
- SRK Consulting. (2014). *Estudio de Monitoreo de vibraciones*. Lima: SRK Consulting.
- SRK Consulting Engineers and Scientists. (2014). *Cerro Lindo mine, mining sequence, backfill and stope design studies*. Lima: SRK consulting.
- Starfield, S. C. (1984). Boundary Element Methods in Solid Mechanics. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*. London: GEORGE ALLEN & UNWIN.
- Steffen, O. K. (1997). *Mine Planning – Its relationship to Risk Management*. SRK consulting.
- Stillborg, B. (1986). *Professional Users Handbook for Rock Bolting*. Clausthal-Zellerfeld.
- The Society for Mining Metallurgy & Exploration (SME). (1992). SME Mining Engineering Handbook. En W. E. Crandall, *Backfilling methods* (págs. 1756-1777). Howard I. Hartman.
- The Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc (SME). (2001). *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*. Littleton: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc (SME).
- Thompson, A. G. (2002). Stability assessment and reinforcement of block assemblies near underground excavations. *Fifth North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference* (págs. 1439-1446). Toronto: University of Toronto.
- Trotter, D. A. (1991). Vertical crater retreat mining in the Sudbury Basin. *Mining Science and Technology*, (págs. 131–143).
- Ucar Navarro, R. (2004). *Manual de anclajes en ingeniería civil*. Madrid: Graficas Arias Montano, S.A.
- USACE. (2001). Geotechnical Investigations, Engineer Manual (EM). *U.S. Army Corps of Engineers*. Washington.
- Vallejo, C. (2002). Aplicaciones del Índice G.S.I para el Mapeo Geomecánico y la definición del Sostenimiento de labores Mineras subterráneas. *XI Congreso Peruano de Geología*. Lima.
- Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson Prentice Hall.
- Vandewalle, M. (1990). *Dramix: Tunnelling the World*. Bekaert, s.a.
- Villaescusa, E. &. (2004). Ground Support in Mining and Underground Construction. *5th International Symposium on Ground Support*. London: A.A. Balkema Publishers.
- Villaescusa, E. (1992). A review and analysis of discontinuity mapping data. *6th ANZ Conference on Mine Geomechanics*. Christchurch.
- Villaescusa, E. (1996). Excavation design for bench stoping at Mount Isa mine. En *Transactions, Institution of Mining and Metallurgy* (págs. 105: A1–A10). Queensland.
- Villaescusa, E. (1998). Factors controlling ground behaviour. *Mine Design from Borehole Data*. Perth: Australian Centre for Geomechanics (ACG).
- Villaescusa, E. (2014). *Geotechnical Design for Sublevel Open Stopping*. CRC press.
- Villaescusa, E. a. (1998). Backfill for Bench Stopping Operations. *Sixth International Symposium on Mining with Backfill*, (págs. 179-184). Brisbane.
- Villaescusa, E. P. (2014). A reinforcement design methodology for highly stressed. *8th Asian Rock Mechanics Symposium*.
- Wang, J. (1999). *Empirical Underground Entry-type Excavation Span Design*. Vancouver: University of British Columbia.
- Wang, J. (2000). *Empirical Underground Entry-type Excavation Span Design*. Vancouver: University of British Columbia.
- Ward, W. H. (1983). *The Kielder Experimental Tunnels : Final Results*.
- Wiles, T. V. (2004). Rock reinforcement design for overstressed rock using three-dimensional numerical modelling. *Fifth International Symposium on Ground Support*, (págs. 483-489). Perth.
- WSM Team. (Noviembre de 2016). *WSW WORLD STRESS MAP*. Obtenido de <http://www.world-stress-map.org/>

ANEXOS

Anexo A. Formatos de recolección de información

Anexo A.1 – Formato de mapeo geomecánico por celdas con RMR14

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO POR CELDAS									
COMPañIA MINERA:					FECHA:				
UNIDAD:					N° FOTO:				
UBICACIÓN/NIVEL:					ESTACIÓN GEOMECÁNICA N°				
LITOLÓGIA:					O PROGRESIVA:				
COORDENADAS WGS84: X: Y: Z:									
CLASIFICACIÓN RMR (BIENIAWSKI, 2014)									
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		PíCOTA		R6	R5	R4	R3	R2	R1
N° Buc(°)	D. Buc(°)	Fam	Tipo Esp(cm)	Per(m)	Apel(mm)	Rell.	Rug.	Miet.	
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
Observaciones									
RESULTADO DEL RMR14 BÁSICO =									
RMR14=(RMRb+Fr)*Fe*Fs Donde: Fo, Fe, Fs son Ajustes									
CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE LA LABOR FO									
Rumbo Perpendicular a la Excavación		Rumbo Paralelo a la excavación		Independiente del Rumbo 0-20 Regular					
Buzam. a favor		Buzam. en contra		Dip 20-45 Dip 45-90					
Muy Favorable		Regular		Desfavorable					
0		-2		-5					
-10		-12		-5					
EXCAVACIÓN MEDIANTE TBM (TÚNELES) FO									
Para RMR < 40: F _o = 1 + 2 x (RMR/100) ² Para RMR > 40: F _o = 1.32 - √(RMR - 40)									
CORRECCIÓN POR INFLUENCIA DE LA PLASTIFICACIÓN DEL FRETE FS									
Para R ₀ ≤ 1: F _s = 370.4e ^{-0.0015R₀} Para R ₀ ≥ 1: F _s = 1.1CFE - (3R ₀ - 1) x H									
Donde: H = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa)									
R ₀ = Coeficiente de rugosidad de las tensiones naturales									
CFE = Profundidad a la que se encuentra la excavación (m)									
H = Factor de forma de la excavación									
Sección Circular (Dm de diámetro)									
1. Ejemplos (25m por 60m)									
0.75									
0.55									

1. RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA

2. FRECUENCIA DE FRACTURAS POR METRO (FF)

Anexo A.2 Formato de mapeo geomecánico por celdas con RMR₉

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO POR CELDAS										
COMPAÑÍA MINERA:			MAPEADO POR:			FECHA:				
UNIDAD:			REVISADO POR:			N° FOTO:				
UBICACIÓN/NIVEL:			LÍTOLOGÍA:			ESTACIÓN GEOMECÁNICA N°				
DOMINIO:			COORDENADAS WGS84: X: Y: Z:			O PROGRESIVA:				
CLASIFICACIÓN RMR (BIENIAWSKI, 1989)										
N°	Buz(°)	D. Buz(°)	Fam.	Tipo	Esp(cm)	Pe(m)	Ape(mm)	Reli.	Rug.	Met.
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
RESISTENCIA R6										
R5: 4-10										
R4: 2-4										
R3: 25-50 (4)										
R2: Se prefiere UCS										
R1: 5-25 (2) 1-5 (1)										
VALORACIÓN R7										
R6: >10 Mpa										
R5: 100-250 MPa (12)										
R4: 50-100MPa (7)										
R3: 25-50% (8)										
R2: <25% (3)										
R1: < 60 mm (5)										
CONDICIÓN DE LAS JUNTAS R9										
R8: Superficies muy rugosas										
R7: Discontinuas, no hay separación de, paredes intactas (30)										
R6: Superficies ligeramente rugosas, separación<1mm, paredes altamente Meteorizadas (20)										
R5: Superficies pulidas o relleno de falla <5 mm de espesor, o separación 1-5mm continuas (10)										
R4: Relleno de falla suave >5mm de espesor o separación > 5mm continuas (0)										
VALORACIÓN R10										
R9: Húmedo (10)										
R8: Mojado (7)										
R7: Goteando (4)										
R6: Fluyendo (0)										
AGUA SUBTERRÁNEA R11										
R10: Totalmente seco (15)										
R9: VALORACIÓN										

CLASIFICACIÓN Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX, BARTON 1974)			
Gran Escala:	Planar	Ondulante	Discontinuo
Pequeña Escala:			
Espejo de falla	0.5	1.5	2.0
Suave Liso JRC<10	1.0	2.0	3.0
Rugoso JRC>10	1.5	3.0	4.0
Relleno Salbanda Entre Paredes No hay Contacto	1.0	1.0	1.5

DESCRIPCIÓN TÍPICA (Familia de diaclasas más críticas)		RQD	
Fuertemente ajustadas		Jn	Ja
Superficies solo manchadas		Valoración	0.75
Superficie puede ser rayada con una navaja		1	1
Paredes de diaclasas levemente alteradas, escaso recubrimiento mineral		1.01-1.5	1.01-1.5
Superficie puede ser rayada con la uña, se siente resbaloso		2	2.01-3.0
Recubrimiento de baja fricción (clorita, mica, talco, arcilla) <1mm de espesor		3-6	2
Superficie puede ser dentada, se siente resbaloso		4	3-6
Salbanda delgada, baja fricción o arcilla hinchable 1-5mm de espesor		6-10	4
Salbanda gruesa, baja fricción o arcilla hinchable>5mm de espesor		10-20	6-10
		Jn	Ja
		Valoración	1
		1 Set	Jr
		2 Set	Ja
		3 Set	Jw
		9	SRF
		15	Q=
		20	Q=

croquis de la ubicación	
Observaciones	

Anexo A.3 Formato de mapeo geomecánico por celdas con RMR₇₆

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO POR CELDAS										
COMPANÍA MINERA:					FECHA:					
UNIDAD:					N° FOTO:					
LITOLÓGIA:					ESTACIÓN GEOMECÁNICA N°					
DOMINIO:					O PROGRESIVA:					
CLASIFICACIÓN RMR (BIENIAWSKI, 1976)										
N°	Buz(°)	D. Buz(°)	Fam	Tipo	Esp(cm)	Per(m)	Apé(mm)	Reil.	Rug.	Met.
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL									
RESISTENCIA		ROCA INTACTA		PICO TA		R5		R6	
VALORACIÓN		VALORACIÓN		VALORACIÓN		VALORACIÓN		VALORACIÓN	
1	4-8 MPa	Is(50) UCS	4-8 MPa	> 8MPa	100-200 MPa	2-4	50-100MPa	12	20
2	75-90%	RQD	12	15	90-100%	7	50-75%	25	30
3	1-3 m	VALORACIÓN	17	20	1-3 m	13	0.3-1 m	20	25
4	Superficies Medianamente Rugosas, Separación <1mm, Superficies Blandas	CONDICIÓN DE LAS JUNTAS	Superficies Medianamente Rugosas, no continuas, sin separación, superficies duras	Superficies Muy Rugosas, no continuas, sin separación, superficies duras	Superficies medianamente rugosas, separación <1mm, Superficies Duras	20	20	20	20
5	Solo Húmedo (Agua Intersticial)	VALORACIÓN	7	10	Completamente seco	25	12	8	4

CLASIFICACIÓN Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX, BARTON 1974)									
Pequeña Escala:		Planar		Ondulante		Discontinuo		DESCRIPCIÓN TÍPICA (Familia de diaclasas más críticas)	
Espejo de falla		0.5		1.5		2.0		Fuertemente ajustadas	
Suave Liso JRC<10		1.0		2.0 >2/100cm		3.0		Superficies solo machiadas	
Rugoso JRC>10		1.5		3.0		4.0		Superficie puede ser rayada con una navaja	
Relleno Salbanda Entre Paredes No hay Contacto		1.0		1.0		1.5		Paredes de diaclasas levemente alteradas, escaso recubrimiento mineral	
		1.0		1.0		1.5		Superficie puede ser rayada con la uña, se siente resbaloso	
		1.0		1.0		1.5		Recubrimiento de baja fricción (clorita, mica, talco, arcilla) <1mm de espesor	
		1.0		1.0		1.5		Superficie puede ser dentada, se siente resbaloso	
		1.0		1.0		1.5		Salbanda delgada, baja fricción o arcilla hinchable 1-5mm de espesor	
		1.0		1.0		1.5		Salbanda gruesa, baja fricción o arcilla hinchable 5-10mm de espesor	
RMR=									
RCD									
Jn									
+ Aleatoria									
Jr									
Ja									
Jw									
Srf									
Qf									

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL									
RESISTENCIA		ROCA INTACTA		PICO TA		R5		R6	
VALORACIÓN		VALORACIÓN		VALORACIÓN		VALORACIÓN		VALORACIÓN	
1	4-8 MPa	Is(50) UCS	4-8 MPa	> 8MPa	100-200 MPa	2-4	50-100MPa	12	20
2	75-90%	RQD	12	15	90-100%	7	50-75%	25	30
3	1-3 m	VALORACIÓN	17	20	1-3 m	13	0.3-1 m	20	25
4	Superficies Medianamente Rugosas, Separación <1mm, Superficies Blandas	CONDICIÓN DE LAS JUNTAS	Superficies Medianamente Rugosas, no continuas, sin separación, superficies duras	Superficies Muy Rugosas, no continuas, sin separación, superficies duras	Superficies medianamente rugosas, separación <1mm, Superficies Duras	20	20	20	20
5	Solo Húmedo (Agua Intersticial)	VALORACIÓN	7	10	Completamente seco	25	12	8	4

CLASIFICACIÓN Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX, BARTON 1974)									
Pequeña Escala:		Planar		Ondulante		Discontinuo		DESCRIPCIÓN TÍPICA (Familia de diaclasas más críticas)	
Espejo de falla		0.5		1.5		2.0		Fuertemente ajustadas	
Suave Liso JRC<10		1.0		2.0 >2/100cm		3.0		Superficies solo machiadas	
Rugoso JRC>10		1.5		3.0		4.0		Superficie puede ser rayada con una navaja	
Relleno Salbanda Entre Paredes No hay Contacto		1.0		1.0		1.5		Paredes de diaclasas levemente alteradas, escaso recubrimiento mineral	
		1.0		1.0		1.5		Superficie puede ser rayada con la uña, se siente resbaloso	
		1.0		1.0		1.5		Recubrimiento de baja fricción (clorita, mica, talco, arcilla) <1mm de espesor	
		1.0		1.0		1.5		Superficie puede ser dentada, se siente resbaloso	
		1.0		1.0		1.5		Salbanda delgada, baja fricción o arcilla hinchable 1-5mm de espesor	
		1.0		1.0		1.5		Salbanda gruesa, baja fricción o arcilla hinchable 5-10mm de espesor	
RMR=									
RCD									
Jn									
+ Aleatoria									
Jr									
Ja									
Jw									
Srf									
Qf									

Anexo A.11 Recolección de datos de campo

1. Recolección de información de Campo

Esta es la etapa de enriquecimiento del modelo geomecánico, y es uno de los procedimientos más importantes, dependerá mucho al nivel de detalle que queremos llegar, la presente guía geomecánica, presenta un formato para cada método de levantamiento de información con los parámetros básicos y necesarios para el modelo geomecánico.

Para cualquiera de los métodos de levantamiento de información de campo, en primer lugar, se debe identificar el tipo de roca según su origen, las rocas pueden ser clasificadas como: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

- Rocas ígneas, corresponde a aquellas que han sido formadas por la consolidación del magma.
- Rocas sedimentarias, formadas por la deposición de sedimentos en los diferentes ambientes geológicos.
- Rocas metamórficas, llámense a aquellas rocas formadas por procesos de altas presiones y temperaturas.

La roca difiere de la mayoría de otros materiales utilizados en la ingeniería. Ésta tiene discontinuidades (fracturas) de diferentes tipos, que hacen que su estructura sea discontinua. El objetivo del mapeo en la superficie del macizo rocoso, es el reconocimiento y estimación de sus propiedades, estructurales, físicas y de resistencia. A continuación, se presenta rangos de valores establecidos en los sistemas de clasificación geomecánica, ratios y convención de abreviaturas para representar fácilmente en los formatos de campo, sugeridas para los principales parámetros geomecánicos que se registran. Para la estimación de propiedades de resistencia, frecuentemente se realiza con la ayuda del martillo de geólogo.

1.1. Parámetros geomecánicos para la clasificación en el sistema RMR de Bieniawski

Tabla 1: Rangos de estimación de la resistencia en campo (ISRM, 1989).

Símbolo	Descripción	Identificación en campo	Estimación de la resistencia (MPa)
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña del pulgar.	0.25 – 1.0
R1	Roca muy blanda	Se desmorona al golpear con la punta del martillo o puede ser pelado con cuchillo de bolsillo.	1.0 – 5.0
R2	Roca blanda	Un golpe firme con la punta del martillo produce pequeñas marcas o muescas, o puede ser pelado con dificultad con el cuchillo de bolsillo.	5.0 – 25
R3	Roca modera. dura	Puede fracturarse con un golpe fuerte de martillo, y el cuchillo de bolsillo no le puede raspar.	25 – 50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe de martillo para fracturarla.	50 – 100
R5	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes de martillo para fracturarla.	100 - 250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo solo saltan esquirlas.	> 250

La evaluación propiedades estructurales corresponde a la estimación del RQD, espaciamento y medición de la orientación de las discontinuidades (Azimut, Buzamiento), además de la evaluación cualitativa de su rugosidad, persistencia, tipo de relleno, apertura, y grado de meteorización.

a) Espaciamento

Tabla 2: Cuadro valoración y nomenclatura para el espaciamento

ESPACIADO DE JUNTAS (m)					
Denominación	RMR ₈₉		RMR ₇₆		Abreviación
	Rango	Ratio	Rango	Ratio	
Masiva	≥ 2	20	> 3 m	30	E0
Ligera Fracturada	≥ 0.6 a < 2	15	1 - 3 m	25	E1
Moderadamente Fracturada	≥ 0.2 a < 0.6	10	0.3 - 1 m	20	E2
Altamente Fracturada	≥ 0.06 a < 0.2	8	50 - 300 mm	10	E3
Triturada	< 0.06	5	<50mm	5	E4

b) Persistencia

Tabla 3: Cuadro valoración y nomenclatura para la persistencia

Persistencia			
Denominación	Rangos	Ratio RMR ₈₉	Abreviación
Persistencia muy baja	< 1 m	6	P1
Baja Persistencia	1 - 3m	4	P2
Persistencia Moderada	3 – 10 m	2	P3
Alta Persistencia	10 - 20 m	1	P4
Persistencia Muy Alta	> 20 m	0	P5

c) Apertura

Tabla 4: Cuadro valoración y nomenclatura para la Apertura

Apertura			
Denominación	Rango	Ratio RMR ₈₉	Abreviación
Masiva	0mm	6	A0
Entre Abierta	< 0.1 mm	5	A1
Abierta	0.1 - 1.0 mm	3	A2
Muy Abierta	1 - 5mm	1	A3
Extremadamente abierta	> 5 mm	0	A4

d) Relleno

Tabla 5: Cuadro valoración y nomenclatura para el relleno

Relleno			
Denominación	Rango	Ratio RMR ₈₉	Abreviación
Ninguno	0m	6	F0
Relleno Duro	< 5mm	4	F1
Relleno Duro	> 5 mm	2	F2
Relleno Blando	< 5 mm	2	F3
Relleno Blando	> 5 mm	0	F4

e) Rugosidad

Tabla 6: Cuadro valoración y nomenclatura para la Rugosidad

Denominación	Ratio RMR ₈₉	Abreviación
Muy rugosa	6	G1
Rugosa	5	G2
Ligeramente rugosa	3	G3
Ondulada	1	G4
Suave	0	G5

f) Meteorización

Cuadro 7: Cuadro valoración y nomenclatura para la Meteorización

Denominación	Ratio RMR ₈₉	Abreviación
Fresca	6	W0
Ligeramente Meteorizada	5	W1
Moderadamente Meteorizada	3	W2
Muy Meteorizada	1	W3
Descompuesta	0	W4

1.2. A continuación, las convenciones y valoraciones de parámetros geotécnicos del sistema de clasificación Q (Barton 1974)

a) Jn: Número de Familias

Tabla 8: Cuadro valoración y nomenclatura para número de familias

Número de Familias	Jn	Abreviación
Roca Masiva sin o con pocas juntas	0.5-1.0	M
Una familia de juntas	2	1
Una familia de juntas más aleatorios	3	1a
Dos familias de juntas	4	2
Dos familias de juntas más aleatorios	6	2a
Tres familias de juntas	9	3
Tres familias de juntas más aleatorios	12	3a
Cuatro o más familias de juntas, aleatorios, roca muy fracturada	15	4
Roca Triturada casi suelo	20	4a

b) Jr: Coeficiente de Rugosidad

Tabla 9: Cuadro valoración y nomenclatura para el coeficiente de Rugosidad

Rugosidad	Jr	Abrev.
Contacto entre las dos caras		
Contacto entre las dos caras antes del corte (10cm)		
Juntas discontinuas	4	A
Rugosas e irregulares, onduladas	3	B
Onduladas lisas	2	C
Onduladas, perfectamente lisas	1.5	D
Rugosas e irregulares, y planas	1.5	E
Lisa planar	1	F
Planas y perfectamente lisas	0.5	G
Sin contacto entre las dos caras		
Juntas rellenas con material arcilloso que impide el contacto entre las dos caras	1	H
Material arenoso, de grava o triturado que impide el contacto entre las dos caras	1	J

c) Ja: Coeficiente de alteración

Tabla 10: Cuadro valoración y nomenclatura para el coeficiente de alteración

Alteración	Ja	Abrev.
a. Contacto entre las dos caras		
Juntas saneadas, duras, de relleno impermeable, no blandos	0.75	A
Juntas de paredes no alteradas, solo manchas en la superficie	1	B
Juntas de paredes levemente alteradas, con minerales arcillosos no blandos, partículas de arena, roca desintegrada sin arcilla, etc.	2	C
Con revestimiento de limos, arena y arcilla, y pequeñas fracciones de arena (no blandos)	3	D
Con revestimiento de minerales arcillosos de baja fricción, por ejemplo, caolinita, mica. También clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (revestimiento discontinuo, 1-2mm o menos)	4	E
b. Contacto entre las dos caras antes del corte (10cm)		
Partículas de arena, sin arcilla roca desintegrada, etc.	4	F
con minerales arcillosos no blandos, fuertemente consolidados (continuos <5mm de espesor)	6	G
Con minerales arcillosos blandos, con mediana o baja consolidados (continuos <5mm de espesor)	8	H
Con relleno de arcilla expansiva por ej. Montmorillonita (continuos<5mm de espesor). Los valores del Ja dependen del porcentaje del tamaño del de las partículas de arcilla expansiva, y el acceso al agua	08-12	J
c. Sin contacto entre las dos caras		
Zonas o capas de roca desintegrada o triturada y arcilla (ver G, H y J para las condiciones de la arcilla)	6	K
arcilla (ver G, H y J para las condiciones de la arcilla)	8	L
Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeña fracción de arcilla (inablandable).	08-12	M
Zonas o capas gruesas y continuas de arcilla	10-13	O
P. (ver G, H, J para las condiciones de la arcilla).	6-24	P

d) Tipo de Discontinuidad

Tabla 11: Cuadro nomenclatura para discontinuidades

Tipo de discontinuidad	Abreviación
Venillas	V
Diaclasa	D
Zona de cizalla	Z
Contacto Litológico	C
Estratificación	E
Vetilla Mineral	M
Falla	F

1.3 Mapeo

1.3.1 Mapeo por celdas

Es una técnica de levantamiento de información sistemático, se caracteriza por identificar zonas representativas de unidad litológica, geológica, o geotécnica, o una zona de interés en particular ya sea para diseñar una labor, un tajeo, un pilar, pilar puente, tapones, chimeneas, etc.

Para realizar este tipo de trabajo se necesitan los siguientes materiales, flexómetro, brújulas, picota de geólogo, tablero para escribir sobre ella, formatos de mapeo, lápiz, spray para marcar en roca, equipo de carga puntual opcional, cámara fotográfica, reflectores para iluminación extra, bolsas especiales para muestra, plumón indeleble, etiquetas o rótulos para las muestras, además de todos los equipos de protección personal, y colectiva como cintas de señalización.

Para la evaluación y caracterización del macizo rocoso se debe realizar estaciones geomecánicas previa limpieza y demarcación de la zona a evaluar, en una área aproximada de 3m x 3m, midiendo y anotando datos de las principales como: la orientaciones de las principales familias de discontinuidades, resistencia a la compresión simple, mediante métodos manuales (uso del martillo o picota geológica), RQD, espaciamiento, persistencia, separación, rugosidad, relleno de las discontinuidades, meteorización y condiciones de humedad; estos datos permitirán estimar los índices de calidad del macizo rocoso, como son RMR, Q y GSI.

FORMATO DE MAPEO GEOMECAÁNICO POR CELDAS									
COMPARTE: MINERA:					REVISADO POR:				
UNIDAD:					ESTACIÓN GEOMECAÁNICA N°:				
UBICACIÓN/NIVEL:					LITOLÓGICA:				
DOMINIO:					COORDENADAS WGS84: X: Y: Z: D PROYECTIVA:				
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL					CLASIFICACIÓN RMR (BIENIAWSKI, 1989)				
Nº	Buz(°)	D. Buz(°)	Fam	Tipo	Esp(cm)	Per(m)	Ape(mm)	Rug.	Met.
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
					CONDICIÓN DE LAS JUNTAS				
					VALORACIÓN				
					AGUA SUBTERRÁNEA				
					VALORACIÓN				
					RMR				
					CLASIFICACIÓN Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX, BARTON 1974)				
					DESCRIPCIÓN TÍPICA (familia de diaclasas más críticas)				
					Fuertemente ajustadas				
					Superficies solo manchadas				
					Superficie puede ser rayada con una navaja				
					Paredes de diaclasas levemente alteradas, escaso recubrimiento mineral				
					Superficie puede ser rayada con la uña, se siente resbaloso				
					Recubrimiento de baja fricción (diente, mica, talco, arcilla) < 1mm de espesor				
					Superficie puede ser dentada, se siente resbaloso				
					Sábana delgada, baja fricción o arcilla hinchable 1-5mm de espesor				
					Sábana gruesa, baja fricción o arcilla hinchable > 5mm de espesor				
					Jn				
					Familias				
					Valoración				
					+ Aleatoria Valoración				
					Rm				
					Intacta				
					1-5et				
					2-5et				
					3-5et				
					>4-5et				
					RQD				
					Jm				
					Jn				
					Jw				
					SSE				
					Qc				

Imagen 1: Formato de mapeo por celda orientado a la clasificación geomecánica RMR89 y Q74. (Ver Anexo A)

FORMATO DE MAPEO GEOMECÁNICO POR CELDAS																				
COMPañIA MINERA:		MAPEADO POR:			FECHA:															
UNIDAD:		REVISADO POR:			Nº FOTO:															
UBICACIÓN/NIVEL:		LITOLOGÍA:			ESTACIÓN GEOMECÁNICA Nº															
DOMINIO:		COORDENADAS WGS84: X:			Y:			Z:												
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		CLASIFICACIÓN RMR (BIENIAWSKI, 1976)																		
Nº	Buz(°)	D. Buz(°)	Fam	Tipo	Esp(cm)	Per(m)	Ape(mm)	Rell.	Rug.	Met.	R6	R5	R4	R3	R2	R1	R0			
1											RESISTENCIA ROCA INTACTA	PICOTA Is[50] UCS	R6 > 8MPa	R5 4 - 8 MPa	R4 2-4	R3 1-2	R2 1-2	R1 Se prefiere UCS	R0 Se prefiere UCS	
2											VALORACIÓN	15	12	7	4	2	1	0		
3											RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%				
4											ESPACIAMIENTO	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	<50mm				
5											VALORACIÓN	30	25	20	10	5				
6											CONDICIÓN DE LAS JUNTAS	Superficies Muy rugosas, no continuas, sin separación, superficies duras	Superficies medianamente rugosas, Separación<1mm, Superficies Duras	Superficies Medianamente rugosas, Separación <1mm Superficies Blandas	Espejo de Falla o Salbanda <1-5mm Fracturas Continuas	Salbanda Blanda>5mm Fracturas continuas				
7											VALORACIÓN	25	20	12	8	0				
8											AGUA SUBTERRÁNEA	Completamente seco	Solo Húmedo (Agua Intersticial)	Agua Bajo Presión Moderada	Problemas Severos de Agua					
9											VALORACIÓN	10	7	4	0					
10											RMR=									
11											CLASIFICACION Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX, BARTON 1974)									
12											DESCRIPCIÓN TÍPICA (Familia de diaclasas más críticas)									
13											Fuertemente ajustadas									
14											Superficies solo manchadas									
15											Superficie puede ser rayada con una navaja									
16											Paredes de diaclasas levemente alteradas, escaso recubrimiento mineral									
17											Superficie puede ser rayada con la uña, se siente resbaloso									
18											Recubrimiento de baja fricción (arena, mica, talca, arcilla) <1mm de espesor									
19											Superficie puede ser dentada, se siente resbaloso									
20											Salbanda delgada, baja fricción o arcilla hinchable 3-5mm de espesor									
21											Salbanda gruesa, baja fricción o arcilla hinchable>5mm de espesor									
22											In									
23											Familias									
24											Valoración									
25											+ Aleatoria									
26											In									
27											I set									
28											II set									
29											III set									
30											IV set									
31											V set									
32											VI set									
33											VII set									
34											VIII set									
35											IX set									
36											X set									
37											XI set									
38											XII set									
39											XIII set									
40											XIV set									
41											XV set									
42											XVI set									
43											XVII set									
44											XVIII set									
45											XIX set									
46											XX set									
47											XXI set									
48											XXII set									
49											XXIII set									
50											XXIV set									
51											XXV set									
52											XXVI set									
53											XXVII set									
54											XXVIII set									
55											XXIX set									
56											XXX set									
57											XXXI set									
58											XXXII set									
59											XXXIII set									
60											XXXIV set									
61											XXXV set									
62											XXXVI set									
63											XXXVII set									
64											XXXVIII set									
65											XXXIX set									
66											XXX set									
67											XXXI set									
68											XXXII set									
69											XXXIII set									
70											XXXIV set									
71											XXXV set									
72											XXXVI set									
73											XXXVII set									
74											XXXVIII set									
75											XXXIX set									
76											XXX set									
77											XXXI set									
78											XXXII set									
79											XXXIII set									
80											XXXIV set									
81											XXXV set									
82											XXXVI set									
83											XXXVII set									
84											XXXVIII set									
85											XXXIX set									
86											XXX set									
87											XXXI set									
88											XXXII set									
89											XXXIII set									
90											XXXIV set									
91											XXXV set									
92											XXXVI set									
93											XXXVII set									
94											XXXVIII set									
95											XXXIX set									
96											XXX set									
97											XXXI set									
98											XXXII set									
99											XXXIII set									
100											XXXIV set									
101											XXXV set									
102											XXXVI set									
103											XXXVII set									
104											XXXVIII set									
105											XXXIX set									
106											XXX set									
107											XXXI set									
108											XXXII set									
109											XXXIII set									
110											XXXIV set									
111											XXXV set									
112											XXXVI set									
113											XXXVII set									
114											XXXVIII set									
115											XXXIX set									
116											XXX set									
117											XXXI set									
118											XXXII set									
119											XXXIII set									
120											XXXIV set									
121											XXXV set									
122											XXXVI set									
123											XXXVII set									
124											XXXVIII set									
125											XXXIX set									
126											XXX set									
127											XXXI set									
128											XXXII set									
129											XXXIII set									
130											XXXIV set									
131											XXXV set									
132											XXXVI set									
133											XXXVII set									
134											XXXVIII set									
135											XXXIX set									
136											XXX set									
137											XXXI set									
138											XXXII set									
139											XXXIII set									
140											XXXIV set									
141											XXXV set									
142											XXXVI set									
143											XXXVII set									
144																				

- **Esp:** Espaciamiento entre discontinuidades, ver cuadro 2
- **Per:** Persistencia, longitud de la discontinuidad en metros, ver cuadro 3
- **Ape:** Apertura de la Discontinuidad en milímetros, ver cuadro 4
- **Relleno:** Especifique tipo de relleno, ver cuadro 5
- **Rugos:** Especifique tipo de rugosidad, ver cuadro 6
- **Met:** Meteorización, indique grado de meteorización de las paredes de la discontinuidad, ver cuadro 7

Los cuadros de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski 1989) y la clasificación Q (Barton 1974), es un formato "Checklist" para marcar e incluso sumar y hallar el valor de la calidad de roca al instante.

1.4 Mapeo por Línea de Detalle

Es un método para registrar las discontinuidades expuestas en las paredes de las afloramientos de roca observadas, provee una base de datos cuali cuantitativa y una descripción geotécnica del macizo rocoso.

La información sobre las discontinuidades se registra en una hoja estándar cuyo formato permite el fácil ingreso de los datos a un computador. El mapeo es realizado a lo largo de una línea recta fija, establecida en la roca expuesta. Generalmente se sujeta a la cara expuesta de la roca una cinta de medición cuyos extremos determinan el inicio y el fin de la línea de mapeo de detalle. Estos extremos deberán ser levantados topográficamente. Por convención, el recorrido de la línea de detalle, va de izquierda a derecha a lo largo de la exposición.

FORMATO DE LÍNEA DE DETALLE																
Compañía Minera:				Unidad:				Fecha: / /		Hoja N°						
Ubicación:				Nivel:				Registrado por:								
Orientación de la Línea de Detalle				Orientación del Afloramiento				Long. Línea:		Coordenadas						
Azimut(*):		Inclinación(*):		Buzamiento(*):		Dirección de Buzamiento(*):		m X:		Y:						
Condiciones Generales del Afloramiento				Condición de Humedad:				SRF:		Jw:						
Fresca o Decolorada o Descompuesta o				Resistencia Estimada:				Litología:								
N°	DISTANCIA	ORIENTAC. DE LA DISCONTINUIDAD		LONGITUD DE SEMI TRAZA	Caract. de la discontin.	Condiciones Estructurales Bieniawski					Parámetros Q Barton 1974			Observaciones		
	Distancia a la intersección de la discontinuidad (m)	Buzamiento (0°)	Dirección de buzamiento (0°)	Longitud de la traza por encima o a la derecha de la cinta (m)	Terminación	Tipo de Discontinuidad	Condición de Juntas	Persistencia	Apertura (mm)	Relleno	Rugosidad	Meteorización	In Número de Familias		Jr Coeficiente de Rugosidad	Jc Coeficiente de Meteorización

Imagen 3: Formato de línea de detalle.

Para el campo "Terminación" (cómo finalizan los extremos de las estructuras) se recomienda ingresar las abreviaturas del siguiente **Tabla**.

Tabla 12. Tipo de Terminación de la discontinuidad

Terminación	Abreviatura
Indefinida	I
En roca intacta	R
En otra discontinuidad	D

A continuación, se detallan y explican que datos se deben ingresar en los campos requeridos. El encabezado del recuadro, requiere de los siguientes ítems:

- **Compañía Minera:** Mencionar el nombre de la Compañía Minera
- **Unidad:** Nombre de la unidad de producción
- **Ubicación:** Indicar La zona, Cuerpo, Veta, o una referencia
- **Nivel:** Indicar la denominación de la labor horizontal de referencia, o superficie si los trabajos se realizan en los exteriores de las excavaciones subterráneas
- **Registrado por:** Nombre de la persona a cargo del levantamiento de información
- **Orientación de la línea de detalle:** Indicar el ángulo del azimut en grados sexagesimales y la inclinación de la cinta.
- **Orientación del afloramiento:** Indicar en grados sexagesimales la orientación promedio de la Dirección de buzamiento y Buzamiento de la superficie evaluada a lo largo de la cinta
- **Fecha:** Indicar fecha en la que se levanta la información
- **Coordenadas X, Y, Z:** Indicar la ubicación en coordenadas UTM, el extremo inicial (0m) de la cinta métrica, que por lo general debe estar ubicado a la izquierda.
- **Condiciones generales del afloramiento:** Indicar la apreciación del estado en que se encuentra el macizo rocoso
- **Condición de la humedad:** Indicar cualitativamente, si la superficie evaluada se encuentra seco, solo húmedo, mojado, goteando o fluyendo
- **Resistencia estimada:** Indicar el grado de resistencia estimada con picota de geólogo o ingresar valor promedio de carga puntual realizada in situ.
- **Longitud de la Línea (m):** Indicar la longitud total de la superficie evaluada, indicada en el extremo derecho de la cinta métrica
- **Litología:** Indicar la litología o unidad litológica del afloramiento, si existen más de una litología, indicar en la columna de observaciones.

Dentro de la línea de detalle, cada discontinuidad es descrita de acuerdo a su posición con respecto al origen de la cinta métrica, orientación, longitud de la persistencia, características de terminación y tipo de estructura, podemos caracterizar la condición de juntas para determinar RMR89 rellenar los 5 campos de condiciones estructurales tales como, persistencia, apertura, relleno, rugosidad y meteorización, para el RMR76, rellenar sólo el campo de condición de juntas. Asimismo, podemos levantar información orientada para la clasificación geomecánica “Q” para ello debemos de ingresar los campos Jn, Jr, Ja (Barton 1974)

1.5 Logueo Geotécnico en muestras de sondajes diamantinos

Para proveer de información geotécnica y/o propiedades de los materiales rocosos fuera del alcance de los mapeos, se ha implementado el Logueo geotécnico, que ha tomado mucho protagonismo en los últimos tiempos, para ello podemos contar con dos tipos de muestras de sondajes diamantinos, la primera son testigos de exploración geológica, donde tomar la orientación de las estructuras es casi imposible, y otra que son testigos exclusivamente geotécnicos, extraído de sondajes orientados.

La información que se requiere tomar, depende mucho de lo que se quiere evaluar, entre los proyectos más recurrentes están:

- La caracterización para la evaluación de la estabilidad y dilución de las futuras paredes de las excavaciones de los tajeos. Se recomienda loguear al menos 20m desde el tajeo proyectado (modelo de reservas) hacia la caja techo y 50 metros hacia la caja piso.
- Evaluación de la estabilidad de los Piques y/o labores verticales, necesita de un mayor detalle para la evaluación de las estructuras, se recomienda el logueo geotécnico de taladros orientados en los alrededores del eje de la excavación vertical.

1.5.1 Campos del encabezado de los formatos de Logueo

Generalmente, los formatos de logueo que se presentan en ésta guía tienen el encabezado similar, a continuación, se explica que datos se deberían ingresar.

COMPañÍA MINERA	COORDENADAS DEL COLLAR	ORIENTACIÓN	NOMBRE DEL SONDAJE:
UNIDAD	X:	AZIMUT (°)	FECHA:
UBICACIÓN	Y:	INCLINACIÓN (°)	LOGUEADO POR:
NIVEL	Z:		QA/QC:

- **Compañía Minera:** Mencionar el nombre de la Compañía Minera
- **Unidad:** Nombre de la unidad de producción
- **Ubicación:** Indicar La zona, Cuerpo, Veta, o una referencia
- **Nivel:** Indicar la denominación de la labor horizontal de referencia, o superficie si los trabajos se realizan en los exteriores de las excavaciones subterráneas
- **Coordenadas del collar (X, Y, Z):** ingrese las coordenadas absolutas (UTM) correspondientes al Este (X), Norte (Y) y Elevación (Z), del origen o punto de inicio de la perforación diamantina.
- **Orientación:** Ingresar la orientación de la proyección del sondaje diamantino, Azimut, en el rango de 0 a 360°, y la inclinación, en el rango de 0 a 90 por encima de la horizontal o de 0 a -90 por debajo de la horizontal.
- **Fecha:** Indicar fecha en la que se levanta la información
- **Logueado por:** Nombre de la persona a cargo del levantamiento de información
- **Revisado por:** Nombre del personal revisor o QA/QC

1.5.2 Campos de los formatos de Logueo para información geotécnica

En los formatos de logueo en muestras de sondajes diamantinos, los campos para ingresar información, son los que se explican a continuación.

- **N° de Caja:** Se debe registrar la numeración de las cajas que contienen a las muestras de sondajes diamantinos, esto con el objetivo de facilitar la ubicación para el personal QA/QC, y la facilidad de ubicación para un posterior re-logueo y/o muestreo
- **Litología:** El registro litológico debe ser compatible con el registro del logueo geológico, para el modelo geomecánico generalmente se manejan unidades geológicas.
- **Dominio:** Es importante modelar los sondajes diamantinos proyectados sobre los diseños o labores subterráneas, los materiales en evaluación pueden diferir dependiendo si se encuentran en Caja Techo, Caja Piso, Veta si es la zona de explotación.
- **Desde – Hasta:** Corresponde al inicio y final de cada corrida, medido en metros

- **Recuperación:** Es la longitud de muestra extraída en cada tramo o corrida perforada, éste dato nos entrega el perforista, si el logueo geotécnico es posterior al geológico, estos registros también los podemos encontrar en los tacos. Estos datos son importantes para la validación de la información del RQD, además muchas veces están relacionadas a la presencia de fallas en caso de que la recuperación es menor a la corrida.

En la imagen siguiente se observa la nomenclatura y sus respectivos valores en los tacos, donde D: Desde, H: Hasta, P: Longitud Perforada, R: Recuperación.



Imagen 4: Registro de valores en Taco de Perforación

- **RQD:** Es la suma de trozos con longitudes mayores o iguales a 10cm, los trozos deben estar limitados por estructuras naturales se puede tolerar juntas pobremente cementadas y que hayan sido abiertas por la mecánica de la perforación.

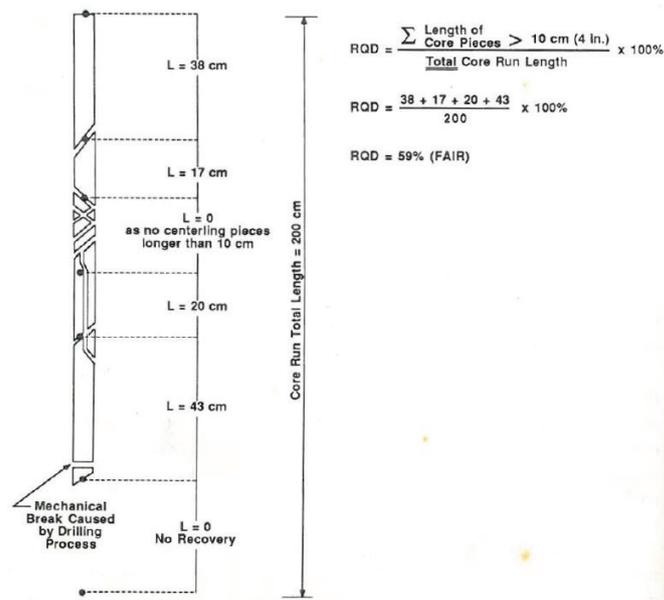


Imagen 5: Cálculo de RQD

- **Fracturas por corrida:** Se debe contabilizar la cantidad de estructuras a lo largo de cada corrida, posteriormente la división del número de fracturas entre la longitud de la corrida nos proporcionara el valor de uno de los parámetros más importantes tal es la Frecuencia de Fracturas, además la inversa de éste último es el Espaciamiento promedio en dicho tramo.
- **Resistencia a la compresión simple:** Generalmente éste parámetro es estimado con la picota de geólogo categorizado por ISRM desde R0 a R6, opcionalmente se pueden realizar ensayos de carga puntual al menos 1 ensayo por cada corrida, si solamente se tiene un solo tipo litológico.

- **Persistencia:** Este dato en sondajes no es posible medirlos sin embargo se pueden estimar con mucho criterio, dependiendo de la apertura, el tipo de relleno contenido y su espesor, la estratificación, etc. Cabe destacar que este parámetro debe ser validado con el mapeo en superficies expuestas del mismo dominio geotécnico.
- **Apertura:** Es el espesor de la abertura medido en milímetros, es dificultoso medir este parámetro después de que las muestras hayan sido removidas del tubo de perforación, ya que para estimar dicho parámetro habría que volverlos a juntar buscando la posición inicial de ambos trozos. Se recomienda ponderar con valores levantados con los mapeos de cada dominio geotécnico. En la imagen siguiente, se puede apreciar.

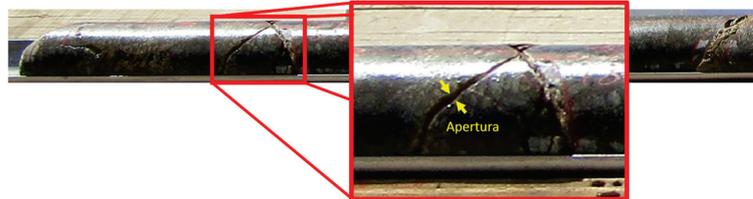


Imagen 6: Diaclasa con Apertura >5mm, medido en la tubería de perforación (lana)

- **Rugosidad:** Indicar cualitativamente la forma de la superficie de la discontinuidad, tratándose de superficies suaves, onduladas, ligeramente rugosas o superficies muy rugosas

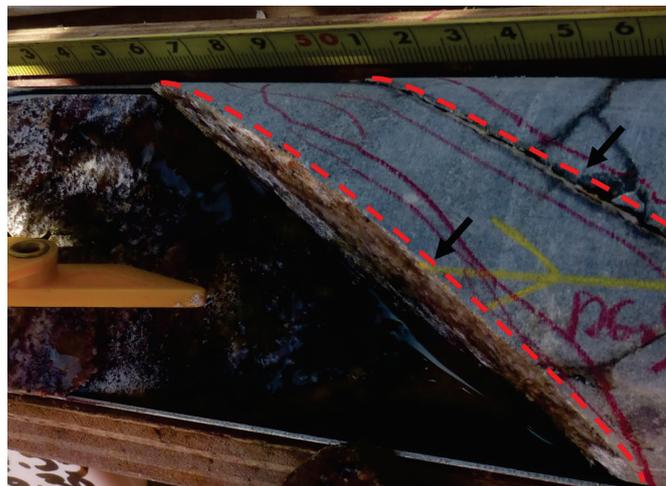


Imagen 7: Diaclasa con forma planar con rugosidad suave

- **Relleno:** Se debe indicar el tipo de material de relleno tenemos dentro de la discontinuidad, y observar el espesor efectivo de dichos materiales, generalmente estos materiales tienen propiedades de resistencia inferiores de la roca intacta y el macizo rocoso.
- **Meteorización:** Se necesita saber que tan deteriorada está la roca que está cerca a la discontinuidad. Indique si ésta se encuentra fresca, ligeramente meteorizada, moderadamente meteorizada o muy meteorizada o descompuesta.
- **Observaciones,** podemos anotar cualquier inquietud, o algún dato importante que no tenga campo.

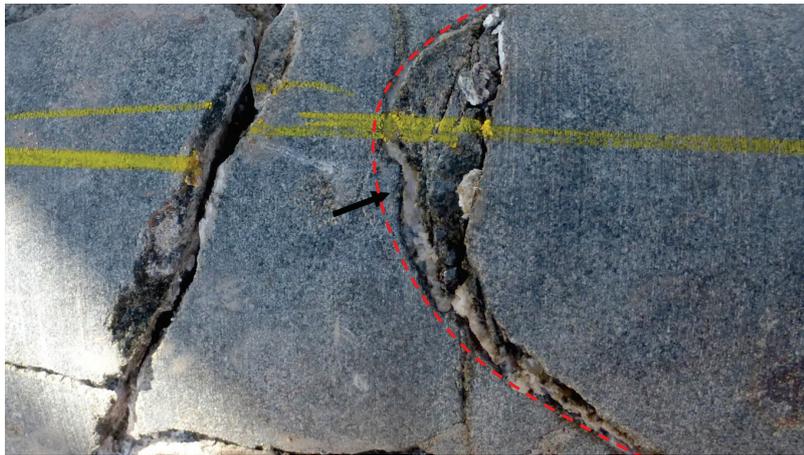


Imagen 8: Relleno de sericita <5mm

1.5.3 Convención de signos y colores

Para el registro correcto y adecuado de las estructuras la presente guía propone la siguiente convención de colores:

Quiebres artificiales inducidos por el proceso de manipulación del testigo, por ejemplo, quiebre por ensayo de resistencia, quiebre por traslado a la caja, deberán ser marcados con amarillo (X).

Quiebres artificiales inducidos por el proceso de perforación (quiebres mecánicos) serán marcados con una línea amarilla (—) a lo largo del quiebre.

Las discontinuidades naturales (abiertas) encontradas en el macizo rocoso serán marcadas con una línea roja (—).

Las discontinuidades cementadas (abiertas y cerradas) encontradas en el macizo rocoso serán marcadas con una línea verde (—).

Otro tipo de fracturas podrían incluir separaciones naturales de foliación y/o planos de estratificación.

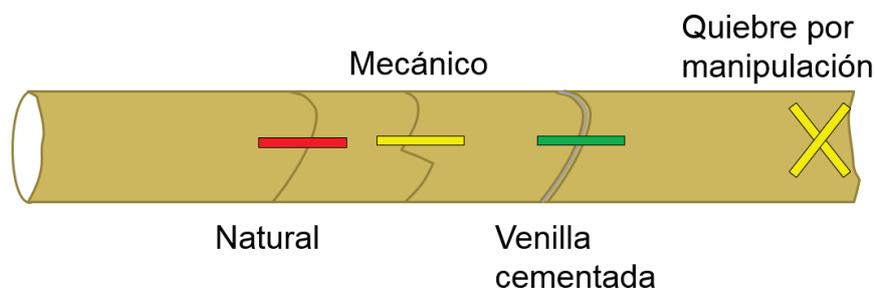


Imagen 9: Nomenclatura de colores para sondajes orientados

1.5.4 Logueo geotécnico en muestras de sondajes de exploración geológica

A continuación, se presenta un formato con campos para información básica geotécnica necesaria para una caracterización y clasificación geomecánica del macizo rocoso.

Orientación Beta (β): Es el ángulo medido desde la línea de orientación (línea de color rojo en la figura) hasta la proyección del diámetro máximo de la discontinuidad.

Orientación Gamma (γ): Angulo medido del diámetro máximo a las líneas de foliación o estratificación.

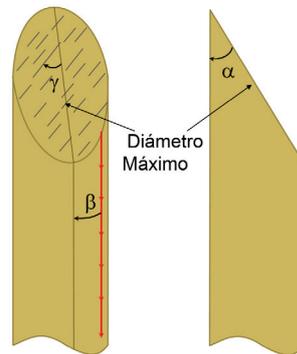


Imagen 13: Medición de los principales ángulos en muestra de sondaje orientado

Micro defectos: se les denomina así a las finas estrías o el micro fisuramiento del macizo que se forman cerca de las zonas de corte o zonas de falla, o por algún efecto geotectónico. El tipo de material que forman a estas finas estructuras, es muy importante, ya que algunos están cementados débilmente, y al golpe de la picota se hacen añicos, esto en el caso de rellenos suaves como la sericita, caolín, arcillas, fluoritas, etc. Del mismo modo, si el material es resistente como el cuarzo o la calcita es favorable para la resistencia del macizo.

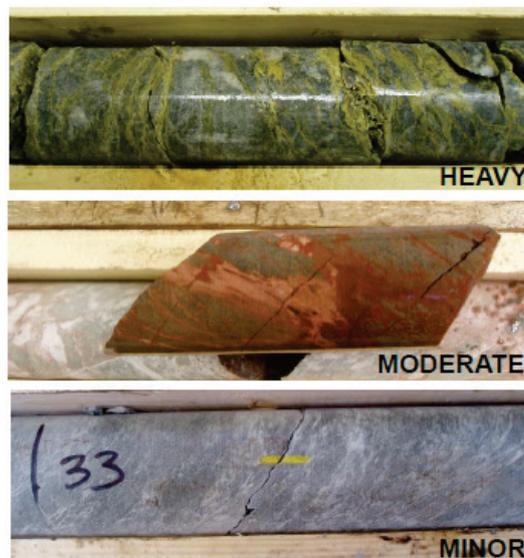


Imagen 14: Grado de micro fisuras en muestras de sondajes diamantinos

Tabla 13: Valoración de micro defectos

Intensidad de Micro Defecto	
Descripción	Código
Ninguno	0
Menor	1
Moderado	2
Intenso	3

Confiabilidad de la orientación: Las corridas bien orientadas se deberán pintar de color rojo (—) estos son denominados confiables porque se han comprobado la orientación de la corrida anterior y la marca correcta en la zapata, se marcan de amarillo (—) corridas con orientación de baja confiabilidad; es decir, los que hayan sido orientados solo con la corrida anterior por pérdida de la zapata o las que hayan sido orientados solo con la zapata porque la corrida anterior no tenía orientación. Se marcan de negro las que se han corregido por un QA/QC.

Anexo A.12 Índice de calidad de excavación de túneles Q (Barton, 2007)

Sistema Q de Clasificación de Macizo Rocoso			
	Descripción		Valor
1	ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA		RQD
A	Muy mala	(> 27 juntas por m ³)	0 – 25
B	Mala	(20-27 juntas por m ³)	25 – 50
C	Regular	(13-19 juntas por m ³)	50 – 75
D	Buena	(8-12 juntas por m ³)	75 – 90
E	Excelente	(0-7 juntas por m ³)	90 – 100
Notas			
i. Si el RQD es ≥ 10 (incluyendo 0), se asume un valor nominal de 10 p			
ii. Intervalos de RQD de 5, es decir, 100, 95, 90, etc., son lo suficientemente exactos			
iii. Asimismo, el RQD puede ser estimado mediante el número de juntas por metro (J_v): $RQD = 110 - 2.5(J_v)$			
	Descripción		Valor
2	ÍNDICE DE FAMILIAS DE JUNTAS		J_n
A	Masivo, sin o con pocas juntas		0.5 – 1.0
B	Una familia de juntas		2
C	Una familia de juntas + una familia aleatoria		3
D	Dos familias de juntas		4
E	Dos familias de juntas + una familia aleatoria		6
F	Tres familias de juntas		9
G	Tres familias de juntas + una familia aleatoria		12
H	Cuatro o más familias de juntas, familia aleatoria, roca muy fracturada, etc.		15
J	Roca triturada terrosa		20
Notas			
i. Para intersecciones de túneles, emplear $3 \times J_n$			
ii. Para portales, emplear $2 \times J_n$			
	Descripción		Valor
3	ÍNDICE DE RUGOSIDAD DE LAS DISCONTINUIDADES		J_r
a) Contacto entre paredes de roca, y			
b) Contacto entre paredes de roca ante un desplazamiento cortante de 10 cm			
A	Juntas discontinuas		4
B	Onduladas rugosas o irregulares		3
C	Onduladas lisas		2
D	Onduladas pulidas		1.5
E	Planares rugosas o irregulares		1.5
F	Planares lisas		1
G	Planares pulidas		0.5

Notas:			
i. La descripción se refiere a características de escala pequeña e intermedia, en ese orden.			
c) Sin contacto de paredes de roca ante un desplazamiento cortante			
H	Zona con minerales arcillosos con espesor suficiente para prevenir/impedir el contacto de paredes de roca.		1
Notas			
ii. Añadir una unidad (1) al valor de J_r si el espaciamiento promedio de la familia principal de discontinuidad es mayor a 3 m (dependiendo del tamaño de la abertura subterránea)			
iii. $J_r = 0.5$ puede ser utilizado para discontinuidades planares pulidas con lineaciones, siempre que las lineaciones estén orientadas en la dirección de deslizamiento estimada (dirección de mínima resistencia)			
Descripción			Valor
4	ÍNDICE DE ALTERACIÓN DE DISCONTINUIDADES	ϕ_r (grados aprox.)	J_a
a) Contacto entre paredes de roca (sin rellenos de mineral, solo revestimientos)			
A	Relleno fuertemente soldado, duro, inablandable, impermeable, por ejemplo, cuarzo o epidota.		0.75
B	Paredes de discontinuidades inalteradas, solo superficies manchadas.	25 – 35°	1
C	Paredes de discontinuidades ligeramente alteradas. Recubrimiento de minerales no ablandables; partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25 – 30°	2
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas, pequeña fracción de arcilla (no blanda).	20 – 25°	3
E	Recubrimientos de minerales de arcilla suaves o de baja fricción, por ejemplo, caolinita o mica. También, clorita, taco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8 – 16°	4
b) Contacto entre paredes de roca ante un corte de 10 cm (rellenos delgados de mineral)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25 – 30°	4
G	Rellenos de minerales arcillosos fuertemente sobreconsolidados, inablandables (continuos, pero con espesores menores a 5 mm)	16 – 24°	6
H	Rellenos de minerales arcillosos blandos con sobreconsolidación media o baja, (continuos, pero con espesores menores a 5 mm).	12 – 16°	8
J	Rellenos de arcilla expansiva, por ejemplo, montmorillonita (continuos, pero con espesores menores a 5 mm). El valor de J_a depende del porcentaje del tamaño de partículas de arcilla expansiva.	6 – 12°	8 – 12
c) Sin contacto entre paredes de roca ante un desplazamiento cortante (rellenos gruesos de mineral)			
K	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada.	16 – 24°	6
L	Zonas o bandas de arcilla, roca desintegrada o triturada. Sobreconsolidación media o baja o rellenos blandos.	12 – 16°	8
M	Zonas o bandas de arcilla, roca desintegrada o triturada. Arcilla expansiva. El valor de J_a depende del porcentaje del tamaño de partículas de arcilla expansiva.	6 – 12°	8 – 12
N	Zonas o bandas continuas y gruesas de arcilla fuertemente sobreconsolidadas.	12 – 16°	10
O	Zonas o bandas continuas y gruesas de arcilla con sobreconsolidación mediana a baja.	12 – 16°	13
P	Zonas o bandas continuas y gruesas con arcilla expansiva. con sobreconsolidación mediana a baja. El valor de J_a depende del porcentaje del tamaño de partículas de arcilla expansiva.	6 – 12°	13 – 20

	Descripción	Valor		
5	FACTOR DE REDUCCIÓN DE AGUA EN LAS DISCONTINUIDADES	J_w		
A	Excavaciones secas o flujo menor (húmedo o algún goteo).	1		
B	Flujos medio, lavado ocasional del relleno de las discontinuidades (muchos goteos / "lluvia").	0.66		
C	Flujo a chorros o alta presión en roca competente con discontinuidades sin relleno.	0.5		
D	Gran flujo o alta presión, lavado considerable del relleno de las discontinuidades	0.33		
E	Flujos o presión de agua excepcionalmente altos decreciendo en el tiempo. Ocasiona el lavado del material y quizá derrumbe.	0.2 – 0.1		
F	Flujos o presión de agua excepcionalmente alta y continua sin disminución apreciable. Ocasiona el lavado del material y quizá derrumbe.	0.1 – 0.05		
Notas				
i. Los factores del C a F son estimaciones aproximadas. Incrementar el valor de J_w si la roca es drenada o se realiza la inyección de cemento.				
ii. Los problemas especiales causados por la formación de hielo no son considerados.				
	Descripción	Valor		
6	FACTOR DE REDUCCIÓN DE ESFUERZOS	SRF		
a) Zonas de debilidad que intersectan la excavación, que puede causar el relajamiento o desprendimiento del macizo rocoso				
A	Múltiples ocurrencias de zonas de debilidad dentro de un tramo corto que contiene arcilla o roca circundante químicamente desintegrada, muy relajada/suelta (a cualquier profundidad), o tramos largos dentro de roca incompetente o débil (a cualquier profundidad). Para condiciones plásticas, ver ítems del 6L al 6M.	10		
B	Múltiples zonas de corte/cizalla dentro de un tramo corto en roca competente libre de arcilla con roca circundante relajada/suelta (a cualquier profundidad).	7.5		
C	Zonas de debilidad aisladas con o sin arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad ≤ 50 m)	5		
D	Discontinuidades relajadas o sueltas, abiertas, fuertemente fisuradas o "cubo de azúcar", etc. (a cualquier profundidad).	5		
E	Zonas de debilidad aisladas con o sin arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad > 50 m)	2.5		
Notas				
i. Reducir estos valores de SRF en un 25-50% si las zonas de debilidad solo influyen, pero no intersectan la excavación subterránea.				
b) Roca masiva principalmente competente, problemas de esfuerzos				
		σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c	SRF
F	Esfuerzos bajos, cercano a la superficie, discontinuidades abiertas.	> 200	< 0.01	2.5
G	Esfuerzos medios, condición de esfuerzo favorable.	$200 - 10$	$0.01 - 0.3$	1
H	Esfuerzos altos, estructura muy compacta. Usualmente favorable para la estabilidad. También puede ser desfavorable para la estabilidad, dependiendo de la orientación de los esfuerzos en comparación con los planos de juntas/debilidad*.	$10 - 5$	$0.3 - 0.4$	$0.5 - 2$ $2 - 5^*$
J	Desprendimiento y/o ensanche moderado de la sección de una labor después de > 1 hora en roca masiva.	$5 - 3$	$0.5 - 0.65$	$5 - 50$
K	Ensanche de la sección de una labor o estallido de roca después de unos pocos minutos en roca masiva.	$3 - 2$	$0.65 - 1$	$50 - 200$
L	Intenso estallido de roca y deformación dinámica inmediata en roca masiva.	< 2	> 1	$200 - 400$

Notas			
ii. Para un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si es medido): cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reducir σ_C a $0.75\sigma_C$, cuando $\sigma_1 / \sigma_3 \geq 10$, reducir σ_C a $0.5\sigma_C$, cuando σ_C = resistencia a la compresión confinada, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente, y σ_θ = esfuerzo tangencial máximo (estimado de la teoría de elasticidad).			
iii. Cuando la profundidad de la corona/techo debajo de superficie es menor que el ancho de la excavación; se sugiere incrementar el valor de SRF de 2.5 a 5 para tales casos (ver ítem 6F).			
c) Roca plástica: Deformación plástica en roca no competente bajo la influencia de altas presiones		σ_θ / σ_C	SRF
M	Presión leve de roca plástica	1 – 5	5 – 10
N	Presión intensa de roca plástica	> 5	10 – 20
Notas			
iv. Las determinaciones de las condiciones de roca plástica deben ser realizadas de acuerdo con la literatura pertinente (por ejemplo, Singh et al., 1992 y Bhasin y Grimstad, 1996)			
d) Roca expansiva: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua		SRF	
O	Presión leve de roca expansiva	5 – 10	
P	Presión intensa de roca expansiva	10 – 15	

Anexo A.13 Índice de calidad de excavación de túneles Q (Barton, 1974)

ÍNDICE DE CALIDAD DE EXCAVACIÓN DE TÚNELES Q (Según Barton et al, 1974)		
DESCRIPCIÓN	VALOR	NOTAS
1. ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA		
	RQD	
A. Muy mala	0-25	1. Si el RQD es ≤ 10 (incluyendo 0), se asume un valor nominal de 10 para el cálculo Q
B. Mala	25-50	
C. Regular	50-75	
D. Buena	75-90	
E. Excelente	90-100	
2. NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS		
	J_n	
A. Masivo sin o con pocas juntas	0.5 – 1.0	1. Para intersecciones emplear (3.0 x J _n) 2. En los portales emplear (2.0 x J _n)
B. Una familia de juntas	2	
C. Una familia de juntas + una aislada	3	
D. Dos familias de juntas	4	
E. Dos familias de juntas + una aislada	6	
F. Tres familias de juntas	9	
G. Tres familias de juntas + una aislada	12	
H. Cuatro familias de juntas + una aislada (fisuración intensa)	15	
J. Roca triturada terrosa	20	
3. RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS		
	Valor (J_r)	Notas
<i>a) Contacto con las paredes</i>		
<i>b) Contacto con las paredes antes de un corte de 10 cm.</i>		
A. Juntas sin continuidad	4	1. Añadir 1.0 si el espaciamiento promedio de la familia de juntas es superior a 3 m. 2. J _r =0.5 puede utilizarse para juntas pulidas con lineaciones, con la condición de que éstas estén orientadas para la resistencia mínima.
B. Rugosas e irregulares, ondulantes	3	
C. Lisas, ondulantes	2	
D. Pulidas, ondulantes	1.5	
E. Rugosas o irregulares, planares	1.5	
F. Lisas, planares	1.0	
G. Pulidas, planares	0.5	
<i>c) Sin contacto con roca después de corte de 10 cm</i>		
H. Zonas que contienen minerales arcillosos, de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.		
J. Zona arenosa, gravosa o de roca triturada, de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0	
	1.0	

DESCRIPCION	VALOR	NOTAS
4. ALTERACIÓN DE LAS JUNTAS	J_a	ϕ_r grados aprox.
<i>a) Contacto con las paredes de roca</i>		
A. Relleno soldado, duro, inablandable, impermeable	0.75	
B. Paredes de juntas inalteradas, sólo con manchas de oxidación.	1.0	(25° - 35°)
C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimiento de minerales inablandables, partículas arenosas, roca desintegrada no arcillosa	2.0	(25° - 30°)
D. Recubrimientos limosos o areno-arcillosos, con una pequeña fracción de arcilla (inablandable).	3.0	(20° - 25°)
E. Recubrimientos ablandables o con arcilla de baja fricción o sea caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimiento discontinuo de 1-2 mm de espesor o menos).	4.0	(8° -16°)
<i>b) Contacto con las paredes antes de un corte de 10 cm.</i>		
F. Partículas arenosas, roca desintegrada, sin arcilla, etc.	4.0	(25° - 30°)
G. Rellenos de minerales arcillosos muy sobreconsolidados e inablandables (continuos <5 mm de espesor)	6.0	(16° - 24°)
H. Rellenos de minerales arcillosos de sobreconsolidación media a baja (continuos <5 mm de espesor).	8.0	(12° - 16°)
J. Rellenos de arcilla expansiva, o sea montmorillonita (continuos <5 mm de espesor). El valor J_a depende del porcentaje de partículas expansivas del tamaño de arcilla y del acceso al agua.	8.0 – 12.0	(6° - 12°)
<i>c) Sin contacto de las paredes después del corte</i>		
K. Zonas de desintegración o trituración		
L. Roca y arcilla (ver G, H y J por condiciones de la arcilla)	6.0 8.0	
M. Zonas limosas o arcillo arenosa, pequeñas fracciones de arcilla	8.0 - 12.0	
N. Zonas continuas gruesas o bandas de arcilla (ver G, H y J por condiciones de arcilla)	5.0	(6°-24°)
O. Zonas o bandas continuas gruesas de arcilla		
P. (ver G, H y J para las condiciones de arcilla)	10.0 – 13.0 6.0 – 24.0	

1. Los valores de ϕ_r , ángulo de fricción residual, dan una guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si éstos están presentes.

DESCRIPCION	VALOR	NOTAS
5. REDUCCIÓN POR AGUA EN LAS JUNTAS	J_w	Presión Aprox. del Agua (Kgf/cm²)
A. Excavación seca o flujos bajos (<5 L/min. localmente).	1.0	<1.0
B. Flujo o presión medios, con lavado ocasional de los rellenos.	0.66	1.0 - 2.5
C. Gran flujo o presión alta en roca competente con juntas sin relleno.	0.5	2.5 – 10.0
D. Gran flujo o presión alta, lavado considerable de los rellenos.	0.33	2.5 – 10.0 >10
E. Flujo o presión excepcionalmente altos con las voladuras, disminuyendo con el tiempo.	0.2 – 0.1	
F. Flujo o presión excepcionalmente altos en todo momento.	0.1 – 0.05	>10
<p>1. Los factores C hasta F son estimaciones imprecisas. Aumentar J_w, si se instala drenaje</p> <p>2. Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se toman en consideración.</p>		
6.FACTOR DE REDUCCIÓN DE ESFUERZOS	SRF	
<i>a) Zonas de debilidad que intersectan la excavación y pueden ser las causas de que el macizo se desestabilice cuando se construya el túnel.</i>		
A. Múltiples zonas de debilidad con contenido de arcilla o roca químicamente desintegrada; roca circundante muy suelta (cualquier profundidad).	10.0	1. Reducir estos valores del SRF en un 25–50%, si las zonas de corte relevantes influyen pero no intersectan la excavación.
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación <50m).	5.0	
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación >50m).	2.5	
D. Múltiples zonas de corte en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad).	7.5	
E. Zonas de corte aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de excavación < 50m)	5.0	
F. Zonas de corte aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de excavación > 50m)	2.5	
G. Juntas abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)	5.0	

Anexo A.14 – Clasificación geomecánica de Bieniawski (2014)

Sistema de Clasificación RMR₁₄

Introducción

El sistema Rock Mass Rating (RMR) es una referencia mundial para clasificar geomecánicamente el macizo rocoso. Desarrollado inicialmente por Bieniawski en 1973, posteriormente, actualizado en 1989, el sistema RMR ha sido nuevamente actualizado en 2014, modificando los criterios de valoración e incorporando el efecto de la alterabilidad de la matriz rocosa por el agua, el cual ofrece un enfoque más acertado para calificar el macizo rocoso.

Geocontrol (2000) realizó una modificación al sistema RMR₈₉, la cual consistió en la sustitución de la valoración del RQD y del espaciado de discontinuidades por la valoración del número de juntas por metro en el frente y una ampliación de los criterios de valoración de las características de las discontinuidades, ello implicó la eliminación de las dificultades para calcular el RQD en los frentes de la excavación y mejora de la valoración del estado de juntas en el macizo rocoso.

Estructura del sistema RMR₁₄

La estructura del RMR₁₄ o RMR_{actualizado} se basa en cinco parámetros, de los cuales se mantienen constantes las valoraciones de tres de los parámetros de los establecidos en el RMR₈₉: la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta, número de juntas por metro y efecto del agua. Los dos nuevos parámetros que se incluyen en el RMR₁₄ son: la resistencia de las discontinuidades y la alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua.

Mediante este nuevo sistema, los parámetros RQD y espaciado de juntas, aparentemente han dejado de ser considerados en la valoración del RMR₁₄, por ello, es necesario aclarar que estos han sido englobados dentro del parámetro número de juntas por metro; mientras que el parámetro que el parámetro de alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua ofrece un enfoque más completo y acertado para la calificación del macizo rocoso.

1. Resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta

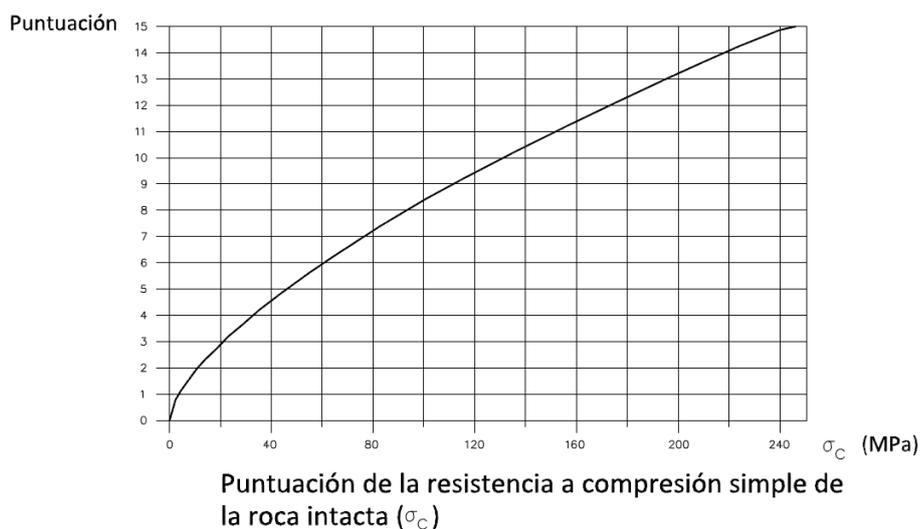


Figura 1-. Gráfico para la puntuación de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c)

2. Número de juntas por metro

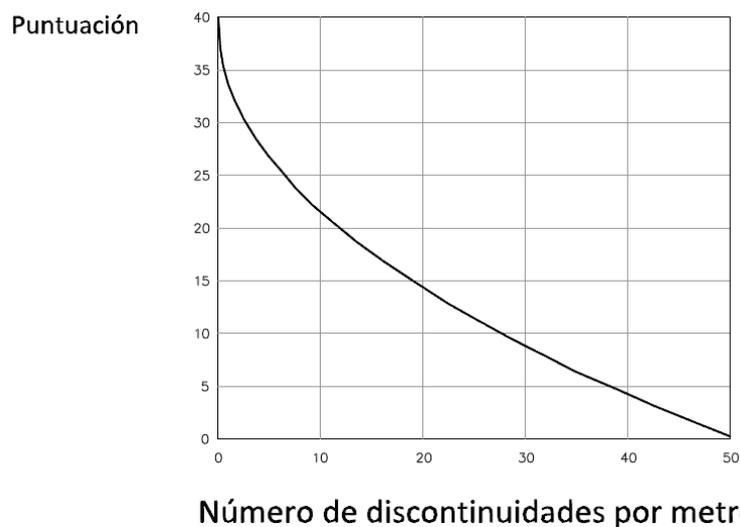


Figura 2-. Gráfico para la puntuación del número de discontinuidades por metro.

3. Efecto del agua

Tabla 1-. Valoración de la presencia de agua en el frente

Estado del macizo rocoso	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Flujo de agua
Valoración	15	10	7	4	0

4. Resistencia de las discontinuidades

Este parámetro es valorado considerando los siguientes aspectos: continuidad de juntas, rugosidad de las juntas (mediante el coeficiente JRC), tipo de relleno en las juntas y grado de meteorización.

La siguiente tabla, que se deriva de la Guidelines for Classification of Discontinuity Conditions, Bieniawski (1989), muestra los criterios de valoración de los cuatro aspectos mencionados anteriormente:

Tabla 2-. Criterios para la valoración de la resistencia de discontinuidades

Continuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	> 10 m
	5	4	2	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Suave	Superficies de deslizamiento
	5	3	1	0
Relleno	Duro		Blando	
	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	5	2	2	0
Alteración	Sin alteración	Poco alterado	Muy alterado	Descompuesto
	5	3	1	0

5. Alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua

Este parámetro se evalúa mediante los resultados de ensayos de Slake Durability Test, el cual permite obtener el índice I_{d2} .

La siguiente tabla muestra los criterios de valoración de este parámetro en base al índice I_{d2} .

Tabla 3-. Criterios para la valoración de la alterabilidad de la matriz rocosa por efecto del agua

Alterabilidad I_{d2} (%)			
< 85	60 – 85	30 – 60	< 30
10	8	4	0

Parámetros de corrección

El sistema RMR_{14} ha realizado cambios a los criterios del RMR_b añadiendo dos nuevos factores de corrección, de tal manera que el RMR_{14} se corrige de la siguiente manera:

$$RMR_{14} = (RMR_b + F_0) * F_e * F_s$$

Donde:

RMR_b : RMR básico del macizo rocoso sin ajuste por orientación

F_0 : Factor de orientación del túnel respecto a la familia de discontinuidades más importante

F_e : Factor que considera el mejor comportamiento del macizo rocoso cuando se excava con tuneladoras

F_s : Factor que considera el efecto de plastificación del macizo rocoso en el frente del túnel

1. Orientación del eje del túnel (F_0)

El sistema de RMR_{14} propone que se siga empleando el criterio de ajuste por orientación del eje del túnel establecido en el sistema de clasificación RMR_{89} .

Tabla 4-. Ajuste por orientación del túnel respecto a las discontinuidades principales

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0 – 20 independiente del rumbo
Avance con el buzamiento		Avance en contra del buzamiento		Dip 45 – 90	Dip 20 – 45	
Dip 45 – 90	Dip 20 – 45	Dip 45 – 90	Dip 20 – 45			
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Regular
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

2. Excavación mediante tuneladoras (F_e)

El efecto de excavaciones mediante medios mecánicos fue investigado por Alber (1993), actualizado por Bieniawski (2011) y complementado por Geocontrol. De tal manera que, se estableció una nueva correlación entre los valores de RMR y RMR_{TBM} , la cual se detalla en la siguiente tabla:

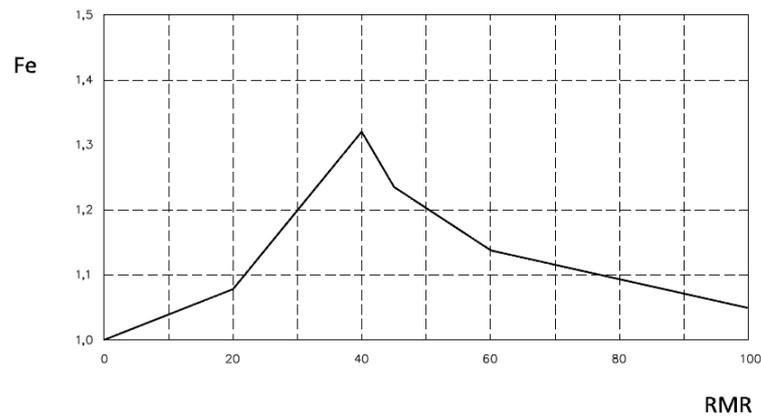
Tabla 5-. Correlación entre el RMR y RMR_{TBM}

RMR	20	40	60	80
RMR _{TBM}	21	53	70	85
$\frac{RMR_{TBM}}{RMR}$	1.05	1.32	1.16	1.06

En base a lo anterior, el factor de corrección F_e es determinado de la siguiente manera:

Para $RMR < 40$: $F_e = 1 + 2 * \left(\frac{RMR}{100}\right)^2$

Para $RMR > 40$: $F_e = 1.32 - \frac{\sqrt{(RMR-40)}}{25}$



Cálculo F_e en función del RMR

Figura 3-. Cálculo de F_e en función del RMR

3. Influencia de la plasticidad del frente (F_s)

La fracturación del macizo rocoso en el frente de un túnel es producto de la combinación de la fracturación natural y la inducida por efecto de la plastificación del frente. Por tal motivo, es necesario establecer un factor que considere la plastificación de un frente. Para el cálculo de este nuevo factor de corrección F_s , es necesario establecer el Índice de Comportamiento Elástico (ICE), propuesto por Bieniawski y Celada (2011), el cual se define de la siguiente manera:

Para $K_0 \leq 1$: $ICE = \frac{3704 * \sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3-K_0) * H} * f$

Para $K_0 \geq 1$: $ICE = \frac{3704 * \sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3K_0-1) * H} * f$

Donde:

σ_{ci} : Resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta (MPa)

K_0 : Coeficiente de reparto de los esfuerzos naturales

H: Profundidad a la que se encuentra el frente del túnel (m)

f: Factor de forma del túnel, definido en la siguiente tabla

Tabla 6-. Valores del factor de forma f

Tipo de excavación subterránea	f
Túnel circular de 6 m de diámetro	1.3
Túnel circular de 10 m de diámetro	1.0
Túnel convencional de 14 m de anchura	0.75
Cavernas (25 m de ancho x 60 m de alto)	0.55

El ICE permite predecir el comportamiento tenso deformacional de los frentes de los túneles, para ello los clasifica en cinco categorías, las cuales se detallan a continuación:

Tabla 7-. Clasificación de la plastificación de túneles en base al ICE

ICE	Comportamiento del frente del túnel
> 130	Completamente elástico
70 – 130	Elástico con incipiente plastificación
40 – 69	Moderadamente plastificado
15 – 39	Intensamente plastificado
< 15	Totalmente plastificado

En base a lo anterior, se puede determinar que únicamente los frentes de excavaciones con $ICE < 70$ presentarán deformaciones lo suficientemente importantes que generen variaciones en la determinación del RMR. Por lo tanto, se concluye que el F_s variará entre 1.0 y 1.3, tal como se muestra en la siguiente figura:

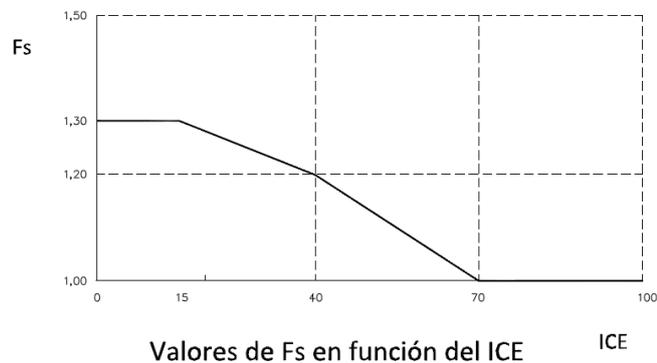


Figura 4-. Valores de F_s en función del ICE

Asimismo, la gráfica anterior puede ser representada mediante las siguientes fórmulas:

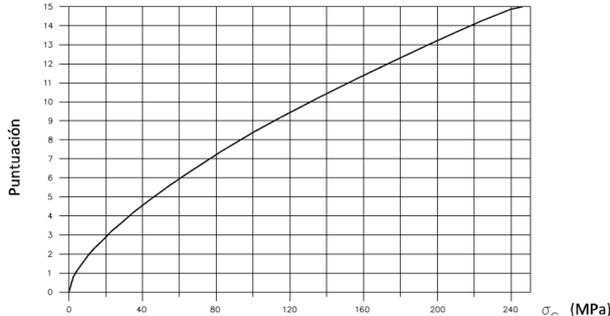
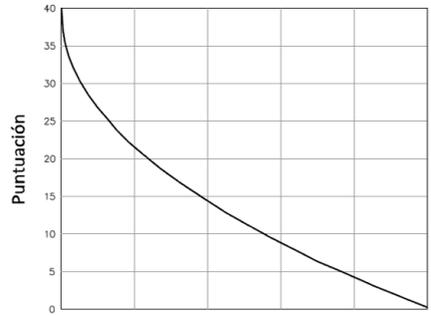
$$ICE < 15: \quad F_s = 1.3$$

$$15 < ICE < 70: \quad F_s = 1.3 - 0.6 * \left(\frac{ICE}{100}\right)^2$$

$$ICE > 70: \quad F_s = 1.0$$

Cálculo del RMR₁₄

A continuación, se presenta las tablas para determinar el valor de RMR₁₄ básico mediante la valoración de los cinco parámetros que la conforman, y la tabla para determinar los factores de corrección por orientación del eje del túnel, influencia de la plastificación del frente ni el factor por posible excavación con tuneladoras.

1. Resistencia de la roca intacta		2. Número de discontinuidades			
 <p>Puntuación de la resistencia a compresión simple de la roca intacta (σ_c)</p>		 <p>Número de discontinuidades por metro</p>			
3. Condición de discontinuidades					
Continuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	> 10 m	
	5	4	2	0	
Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Liso	Espejo de falla	
	5	3	1	0	
Relleno de falla	Duro		Suave		
	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm	
	5	2	2	0	
Alteración	Inalterada	Moderadamente alterada	Altamente alterada	Descompuesta	
	5	3	1	0	
4. Presencia de agua					
Estado del macizo	Seco	Húmedo	Mojado	Goteando	Flujo de agua
Valoración	15	10	7	4	0
5. Alterabilidad					
Alterabilidad I_{d2} (%)					
> 85	60 – 85	30 – 60	< 30		
10	8	4	0		

Factores de corrección						
1. F ₀ Dirección del eje del túnel respecto a la dirección de la familia principal de discontinuidades						
Perpendicular				Paralela		Inclinación de discontinuidades
Avance a favor de la inclinación		Avance en contra de la inclinación		Inclinación (°)		
45° – 90°	20° – 45°	45° – 90°	20° – 45°	45° – 90°	20° – 45°	Menor a 20°
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5
2. F _s Plastificación en el frente				3. F _e Excavación con tuneladoras		
<p>Valores de Fs en función del ICE</p>				<p>Cálculo Fe en función del RMR</p>		

Correlación entre RMR₈₉ y RMR₁₄

Se ha establecido una correlación entre e RMR₈₉ y RMR₁₄, la cual está definida por la siguiente ecuación:

$$RMR_{14} = 1.1 * RMR_{89} + 2$$

Anexo A.15 – Clasificación geomecánica de Bieniawski (1989)

SISTEMA DE RMR (Según Bieniawski 1989).									
A. PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN Y SUS VALORACIONES									
Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia del material de la roca intacta	Índice de resistencia bajo carga puntual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este rango es preferible un ensayo de compresión simple		
		Resistencia a la compresión simple	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Puntuación	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD Calidad del testigo de perforación		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciado entre discontinuidades		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Condiciones de las discontinuidades (Ver E)		Superficies muy rugosas	Superficies ligeramente rugosas	Superficies ligeramente rugosas	Superficies pulidas o relleno de falla <5mm de espesor o separación 1-5mm	Relleno de falla suave > 5mm de espesor o separación > 5mm		
			Discontinuas No hay separación Paredes intactas	Separación <1mm Paredes ligeramente meteorizadas	Separación <1mm Paredes altamente meteorizadas	Separación <1mm Paredes altamente meteorizadas	Separación <1mm Paredes altamente meteorizadas	Continuas	
Puntuación		30	25	20	10	0			
5	Agua subterránea	Afluencia por 10 m de longitud del túnel (l/m)	Ninguna	<10	10-25	25-125	>125		
		(Presión de agua en las juntas) / (σ principal mayor)	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condiciones generales	Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteando	Fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
B. AJUSTE DE LA PUNTUACIÓN PARA LA ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES (Ver F)									
Orientaciones de rumbo y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable			
Puntuaciones	Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-			
C. CLASES DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADOS A PARTIR DE LA PUNTUACIÓN TOTAL									
Valoración		100←81	80←61	60←41	40←21	<21			
Categoría		I	II	III	IV	V			
Descripción		Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala			

D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCA					
Categoría	I	II	III	IV	V
Tiempo promedio de auto soporte	20 años para tramo de 15 m	1 año para un tramo de 10 m	1 semana para tramo de 5m	10 hrs. Para tramo de 2.5 m	30 min para tramo de 1 m
Cohesión del macizo rocoso (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ángulo de fricción del macizo rocoso (grados)	>45	35-45	25-35	15-25	<15
E. LINEAMIENTOS PARA CLASIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE DISCONTINUIDAD					
Longitud de discontinuidad (persistencia) Puntuación	<1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	>20 m 0
Separación (apertura) Puntuación	Ninguna 6	<0.1 mm 5	0.1-1.0 mm 4	1-5 mm 1	>5 mm 0
Rugosidad Puntuación	Muy rugosa 6	Rugosa 5	Ligeramente rugosa 3	Lisa 1	Pulida 0
Relleno (relleno de falla) Puntuación	Ninguna 6	Relleno duro<5mm 4	Relleno duro>5mm 2	Relleno blando<5mm 2	Relleno blando>5mm 0
Meteorización Puntuación	No meteorizada 6	Ligeramente meteorizada 5	Moderadamente meteorizada 3	Altamente meteorizada 1	Descompuesta 0
F. EFECTO DE LA ORIENTACIÓN DE RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES**					
Rumbo perpendicular al eje del túnel			Rumbo paralelo al eje del túnel		
Excavación hacia el buzamiento-buz. 45-90°	Excavación hacia el buzamiento-buz. 20-45°		Buzamiento 45-90°	Buzamiento 20-45°	
Muy favorable	Favorable		Muy desfavorable	Regular	
Excavación contra el buzamiento-buz. 45-90°	Excavación contra el buzamiento-buz. 20-45°		Buzamiento 0-20° - independiente del rumbo		
Regular	Desfavorable		Regular		

Algunas condiciones se excluyen mutuamente. Por ejemplo, si hay relleno presente, la rugosidad de la superficie será opacada por la influencia del relleno de falla. En dichos casos utilice A4 directamente.

** Modificado según Wickham et al. (1972).

Anexo A.16 Sistema RMR según Bieniawski (1976)

SISTEMA DE RMR (Según Bieniawski 1976).									
A. PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN Y SUS VALORACIONES									
Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia del material de la roca intacta	Índice de resistencia de carga puntual	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este rango es preferible un ensayo de compresión simple		
		Resistencia a la compresión simple	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD Calidad del testigo de perforación		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciado entre discontinuidades		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50 mm		
	Puntuación		30	25	20	10	5		
4	Condiciones de las discontinuidades		Superficies muy rugosas sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1mm paredes de roca suave	Superficies pulidas o relleno < 5mm espesor o juntas abiertas de 1-5mm juntas continuas	Relleno blando > 5mm o juntas abiertas > 5mm juntas continuas		
	Puntuación		25	20	12	6	0		
5	Agua subterránea	Afluencia por 10 m de longitud del túnel (l/m)	Ninguna		<25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		(Presión de agua en las juntas) / (σ principal o mayor)	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condición general	Totalmente seco		Solo húmedo	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua		
	Puntuación		10		7	4	0		
B. AJUSTE DE LA PUNTUACIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES									
Orientaciones de rumbo y buzamiento de juntas			Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable		
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60		
C. CLASES DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADOS A PARTIR DE LA PUNTUACIÓN TOTAL									
Puntuación			100←81	80←61	60←41	40←21	<21		
Categoría			I	II	III	IV	V		
Descripción			Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala		

D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE MACIZO ROCOSO						
Categoría		I	II	III	IV	V
Tiempo promedio de auto soporte		10 años para una luz de 5 m	6 meses para una luz de 4 m	1 semana para una luz de 3 m	5 hrs. para una luz de 1.5 m	10 min. para una luz de 0.5 m
Cohesión del macizo rocoso (kPa)		>300	200-300	150-200	100-150	<100
Ángulo de fricción del macizo rocoso (grados)		>45°	40° - 45°	35° - 40°	30° - 35°	<30°
EFFECTO DE ORIENTACIÓN DE RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS JUNTAS EN LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES						
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20° sin importar el rumbo
Excavación hacia el buzamiento		Excavación contra el buzamiento		Rumbo		
Buz 45° - 90°	Buz 20° - 45°	Buz 45° - 90°	Buz 20° - 45°	Buz 45° - 90°	Buz 20° - 45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Anexo A.17 GSI modificado (2002)

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN GSI MODIFICADO Se basa en la cantidad de fracturas por metro lineal medidos in situ con un flexómetro, la mala voladura afecta esta condición. Para la resistencia se toma en cuenta la condición de fracturas (abertura, alteración, rugosidad, relleno y recubrimiento). Si las fracturas están cerradas o levemente abiertas, se determina la resistencia golpeando o indentando la roca (resistencia de la roca intacta). En la caracterización del macizo rocoso no se toma en cuenta la presencia de agua, estado tensional y los métodos constructivos. CLASIFICACIÓN CUALITATIVA		CONDICIÓN SUPERFICIAL						VOLUMEN DE BLOQUE, V _b
ESTRUCTURA		MUY BUENA (MB) SUPERFICIE DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RUGOSAS O IRREGULARES ONDULADAS, INALTERADAS; CERRADAS (Rc>250 MPa) (SE ASTILLA CON GOLPES DE PICOTA)	BUENA (B) DISCONTINUIDADES RUGOSAS Y ONDULADAS; PRESENTA SUPERFICIE CON OXIDACIÓN, LIGER. ABIERTA 1-2mm. (Rc 100-250 MPa) (SE ROMPE CON VARIOS GOLPES DE PICOTA)	REGULAR (R) DISCONTINUIDADES LISAS, ONDULADAS CON RECUBRIMIENTO DE SERICITA Y CLORITA, MODERADAMENTE ABIERTA DE 2-5mm. (Rc 50-100 MPa) (SE ROMPE CON UNO O DOS GOLPES DE PICOTA)	POBRE (P) SUPERFICIE LISA, PLANAS CON ESTRIAS; ABIERTA DE 5mm A 1cm, CON RECUBRIMIENTO DE SERICITA Y CAOLIN, RELLENO COMPACTO O CON FRAGMENTOS DE ROCA (Rc 25-50 MPa) (SE INDENTA SUPERFICIALMENTE)	MUY POBRE (MP) SUPERFICIE PULIDA Y ESTRIADA, INTENS. ALTERADA Y MUY ABIERTA >1cm, RELLENO DE FRAGMENTOS EN MATRIZ BLANDA O PANIZO.(Rc < 25 MPa) (SE DISGREGA O INDENTA PROFUNDAMENTE)		
100cm-		LF/MB	LF/B	LF/R	LF/P	—	1m ³	
50cm-								
40cm-								
20cm-								
15cm-								
10cm-		F/MB	F/B	F/R	F/P	F/MP	1dm ³	
15cm-								
10cm-								
8cm-								
6cm-		—	MF/B	MF/R	MF/P	MF/MP	1dm ³	
8cm-								
6cm-								
4cm-		—	—	IF/R	IF/P	IF/MP	1cm ³	
2cm-								
1cm-		—	—	—	T/P	T/MP	1cm ³	
C. VALLEJO, 2011		12	4.5	1.7	0.67	0.25	0.1	
FACTOR DE ESTADO DE LAS DIACLASAS, J _c								

<p>CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN GSI MODIFICADO</p> <p>Se basa en la cantidad de fracturas por metro lineal medidos in situ con un flexómetro, la mala voladura afecta esta condición. Para la resistencia se toma en cuenta la condición de fracturas (apertura, alteración, rugosidad, relleno y recubrimiento).</p> <p>Si las fracturas están cerradas o levemente abiertas, se determina la resistencia golpeando o indentando la roca (resistencia de la roca intacta).</p> <p>La relación del GSI con RMR, en condiciones secas y sin corrección por orientación es la siguiente: $GSI = RMR(\text{seco}) - 5$</p> <p>El RMR con el índice Q se relacionan mediante la siguiente relación: $RMR = 15 \log Q + 50$ (Barton, 95)</p> <p>Para relacionar el GSI con el RMI se toma en cuenta los parámetros Jc (condición de fracturas) y Vb (volumen de bloque).</p> <p>En la caracterización del macizo rocoso no se toma en cuenta la presencia de agua, estado tensional y los métodos constructivos.</p> <p>CORRELACIÓN GSI modificado y RMR'</p> <p>ESTRUCTURA</p>		<p>CONDICIÓN SUPERFICIAL</p> <p>MUY BUENA (MB) SUPERFICIE DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RUGOSAS O IRREGULARES ONDULADAS, INALTERADAS, CERRADAS (Rc > 250 MPa) (SE ASTILLA CON GOLPES DE PICOTA)</p> <p>BUENA (B) DISCONTINUIDADES RUGOSAS Y ONDULADAS, PRESENTA SUPERFICIE CON OXIDACIÓN, LIGER. ABIERTA 1-2mm. (Rc 100-250 MPa) (SE ROMPE CON VARIOS GOLPES DE PICOTA)</p> <p>REGULAR (R) DISCONTINUIDADES LISAS, ONDULADAS CON RECUBRIMIENTO DE SERICITA Y CLORITA, MODERADAMENTE ABIERTA DE 2-5mm. (Rc 50-100 MPa) (SE ROMPE CON UNO O DOS GOLPES DE PICOTA)</p> <p>POBRE (P) SUPERFICIE LISA, PLANAS CON ESTRIAS, ABIERTA DE 5mm A 1cm, CON RECUBRIMIENTO DE SERICITA Y CAOLIN, RELLENO COMPACTO O CON FRAGMENTOS DE ROCA (Rc 25-50 MPa) (SE INDENTA SUPERFICIALMENTE)</p> <p>MUY POBRE (MP) SUPERFICIE PULIDA Y ESTRIADA, INTENS. ALTERADA Y MUY ABIERTA > 1 cm, RELLENO DE FRAGMENTOS EN MATRIZ BLANDA O PANIZO. (Rc < 25 MPa) (SE DISGREGA O INDENTA PROFUNDAMENTE)</p>		<p>VOLUMEN DE BLOQUE, Vb</p> <p>1m³</p> <p>1dm³</p> <p>1cm³</p>																
<p>LEVEMENTE FRACTURADA (LF) TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADAS ENTRE SI. (RQD 75 - 100) (1 A 5 FRACT. POR METRO) 20cm < ESPAC. ENTRE DIACLASAS < 100cm.</p>	100cm	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5	
<p>MODERADAMENTE FRACTURADA (F) TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MODERADAMENTE ESPACIADAS ENTRE SI (RQD 50 - 75) (6 A 10 FRACT. POR METRO) 10cm < ESPAC. ENTRE DIACLASAS < 20cm</p>	20cm																			
<p>MUY FRACTURADA (MF) CUATRO O MÁS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES (RQD 25 - 50) (11 A 20 FRACT. POR METRO) 5cm < ESPAC. ENTRE DIACLASAS < 10cm.</p>	8cm																			
<p>INTENSAMENTE FRACTURADA (IF) PLEGAMIENTO Y FALLAMIENTO, CON MUCHAS DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS FORMANDO FRAGMENTOS ANGULOSOS O IRREGULARES. (RQD 0 - 25) (MAS DE 20 FRACT. POR METRO) 2cm < ESPAC. ENTRE DIACLASAS < 5cm.</p>	4cm																			
<p>TRITURADA (T) MASA ROCOSA EXTREMADAMENTE ROTA CON UNA MEZCLA DE FRAGMENTOS FÁCILMENTE DISGREGABLES, ANGULOSOS Y REDONDEADOS EN MATRIZ ARCILLOSA (SIN RQD)</p>	1cm																			
<p>C. VALLEJO, 2011</p>		12	4.5	1.7	0.67	0.25	0.1													
		<p>FACTOR DE ESTADO DE LAS DIACLASAS, Jc</p>																		

Anexo B. Ejemplos de cálculo

Anexo B.1. Carga puntual

Ensayo de carga puntual

En mecánica de rocas e ingeniería geológica, los ensayos de carga puntual determinan el índice I_s ($I_{s(50)}$) en testigos de roca que requieren de poca preparación y que pueden tener formas regulares e irregulares. El índice es multiplicado por un factor de conversión para estimar el valor de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca intacta. Diversos autores (e.g. Becker et al. 1997, Brooke 1993, Gunsallus & Kullhawy 1984, Hawkins 1998, Thuro 1996) han establecido que el factor de conversión de $I_{s(50)}$ a UCS depende del tipo de roca ensayada. Debido a que los valores en los reportes varían entre 10 a 50 aproximadamente, un factor único no puede ser aplicable en todos los tipos de roca.

Metodología del ensayo

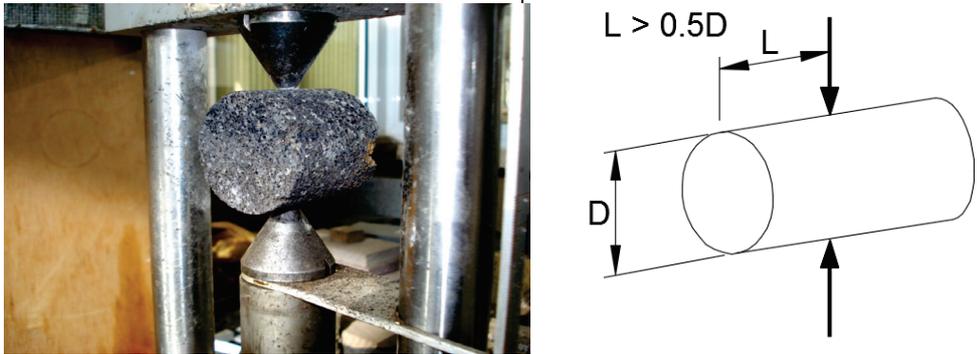
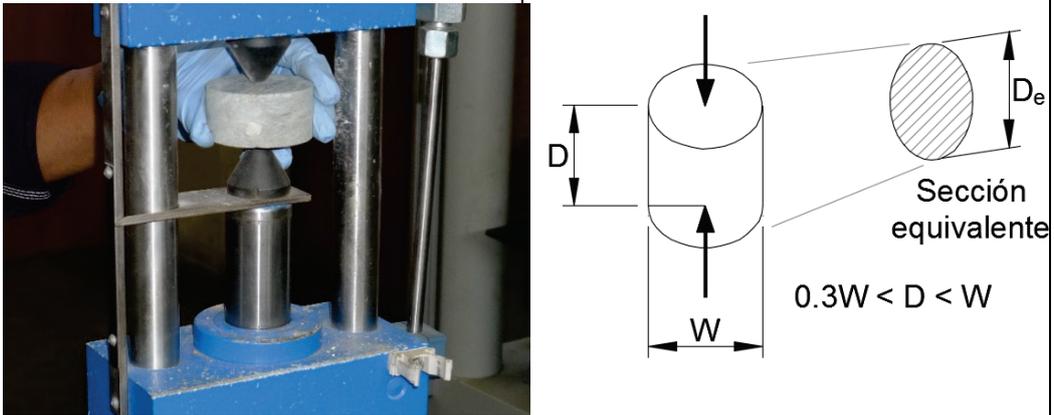
Puede darse en tres modalidades, con las relaciones dimensionales adecuadas anotadas:

Ensayo diametral: Las muestras de forma cilíndrica apropiadas para este ensayo son los que tienen relación longitud/diámetro mayor que 1 ($W/D > 1$).

Ensayo axial: Las muestras cilíndricas utilizadas en este ensayo deben cumplir con la relación longitud/diámetro de 0.3 a 1. ($0.3 < D/W < 1$)

Ensayo de bloques y pedazos irregulares: En este ensayo se utilizan bloques de roca o pedazos irregulares de dimensiones entre 15 a 85 mm. La relación D/W debe ser entre 0.3 y 1.0, preferiblemente cercano a 1.0. La distancia L deberá ser de por lo menos $0.5 W$. Las muestras de este tamaño y forma serán seleccionadas si están disponibles o deberán ser preparadas, obteniéndolas de piezas grandes.

Tabla 1. Esquema de los ensayos de carga puntual

TIPO DE ENSAYO	
Ensayo diametral	
Ensayo axial	

TIPO DE ENSAYO	
<p>Ensayo de bloques y pedazos irregulares</p>	

Debido a que el tamaño de las muestras para carga puntual permanece en discusión, se debería preparar metodología para corregir y estandarizar el tamaño. Se recomienda al menos 15 o 30 ensayos de carga puntual para calcular el valor medio del tipo de roca.

Cálculos

El esfuerzo de carga puntual (I_s) está dado por:

$$I_s = \left(\frac{P}{D_e^2} \right)$$

Donde D_e es el diámetro equivalente, el cual es igual a:

Ensayo diametral: $D_e^2 = D^2$

Ensayo axial o de bloques irregulares: $D_e^2 = 4WD/\pi$

I_s es una función de D_e , por lo que se debe aplicar una corrección para obtener un valor único de esfuerzo para una muestra de roca. El valor corregido, denominado $I_{s(50)}$ corresponde al valor de I_s medido en un ensayo diametral con diámetro $D = 50$ mm. La corrección es:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} * \left(\frac{P}{D_e^2} \right)$$

Los resultados de ensayos diametrales, axiales y de bloques irregulares deben ser calculados separadamente.

Finalmente, a partir del índice de carga puntual corregido I_s se puede estimar la resistencia a la compresión simple, mediante la fórmula de E. Broch y J. A. Franklin:

$$\sigma_c = K I_{s(50)}$$

Donde:

$I_{s(50)}$: Índice de carga puntual corregido para un diámetro de muestra de 50 mm (en MPa)

σ_c : Resistencia a la compresión simple estimada a partir del $I_{s(50)}$ (en MPa)

K : Factor de conversión

El factor K puede variar de 10 a 50, y se determina comparando los ensayos de compresión simple y de carga puntual por cada grupo de muestras de una roca dada.

Procedimientos

- 1) Medir las dimensiones de la muestra de roca.
- 2) Limpiar la superficie de la muestra.
- 3) Colocar la muestra en la máquina de ensayos controlando que las puntas cónicas tengan contacto con la superficie de la muestra.
- 4) Aplicar una carga en forma constante hasta que la ruptura ocurra (10-60segundos).
- 5) Tomar nota de la carga máxima aplicada sobre la muestra.
- 6) Armar la muestra fracturada con ayuda de una cinta adhesiva.
- 7) Repetir este procedimiento para las demás muestras.

Ejemplo

Muestra Regular:

Se pide obtener la resistencia a la compresión uniaxial de las muestras de monzogranito a partir de los ensayos de carga puntual.

Como data inicial, se cuentan con los siguientes resultados de ensayos de resistencia a la compresión uniaxial realizados en muestras de monzogranito (Ver Tabla 2):

Tabla 2. Resultados de ensayos de compresión uniaxial

Muestra	Resistencia a la Compresión Uniaxial (kg/cm ²)	Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)
M-1	2210	216.58
M-2	2280	223.44
M-3	2330	228.34
M-4	2080	203.84

De la Tabla 2, se obtiene que la resistencia a la compresión uniaxial tiene un promedio de 218.05 MPa. Por otro lado, el $I_s(50)$ promedio es obtenido de los resultados de los ensayos de carga puntual en testigos diamantinos, estos son mostrados en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados de ensayos de carga puntual regulares

Muestra	Profundidad (m)		Litología	Diámetro D (mm)	Longitud L (mm)	Carga P (KN)	De (mm)	$I_s(50)$ (MPa)	Observaciones
P-1	6.12	6.25	Monzogranito	32	130	14.03	32.00	11.21	
P-2	6.75	7.00	Monzogranito	32	250	14.93	32.00	11.93	
P-3	6.75	7.00	Monzogranito	32	250	14.65	32.00	11.70	
P-4	7.35	7.65	Monzogranito	32	300	13.86	32.00	11.07	

De los resultados mostrados en la Tabla 3, se obtiene que el $I_s(50)$ promedio es 11.47.

Se calcula a través de la fórmula de E. Broch y J. A. Franklin que el factor de conversión K para las muestras de monzogranito es de 19. De esta forma, en la Tabla 4, se determinan las resistencias a la compresión uniaxial de las muestras de monzogranito en testigos diamantinos:

Tabla 4. Resultados de ensayos de carga puntual regulares

Muestra	Profundidad (m)		Litología	Is (50) (MPa)	σ_c (MPa)	Observaciones
P-1	6.12	6.25	BXMSW	11.21	212.96	
P-2	6.75	7.00	BXMSW	11.93	226.62	
P-3	6.75	7.00	BXMSW	11.70	222.37	
P-4	7.35	7.65	BXMSW	11.07	210.38	

Muestra Irregular:

Se pide obtener la resistencia a la compresión uniaxial de las muestras de andesitas brechadas a partir de los ensayos de carga puntual.

Como data inicial, se cuentan con los siguientes resultados de ensayos de resistencia a la compresión uniaxial realizados en muestras de andesitas brechadas (Ver Tabla 2):

Tabla 5. Resultados de ensayos de compresión uniaxial

Muestra	Resistencia a la Compresión Uniaxial (kg/cm ²)	Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)
M-1A	1411	138.278
M-2A	1429	140.042
M-3A	1435	140.63
M-4A	1424	139.552

De la Tabla 5, se obtiene que la resistencia a la compresión uniaxial tiene un promedio de 139.62 MPa. Por otro lado, el Is (50) promedio es obtenido de los resultados de los ensayos de carga puntual en pedazos irregulares, estos son mostrados en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de ensayos de carga puntual irregulares

Muestra	Litología	Espesor D (mm)	Longitud L (mm)	Ancho W (mm)	Carga P (KN)	De (mm)	Is (50) (MPa)	σ_c (MPa)	Observaciones
P-1A	Andesita brechada	32	80	50	20	45.14	9.38	150.01	
P-2A	Andesita brechada	35	90	60	24	51.71	9.11	145.80	
P-3A	Andesita brechada	33	110	40	17.9	41.00	9.74	155.84	
P-4A	Andesita brechada	38	130	55	15.1	51.59	5.75	92.08	
P-5A	Andesita brechada	38	70	50	23.1	49.18	9.48	151.66	
P-6A	Andesita brechada	35	100	65	25	53.82	8.92	142.74	

De los resultados mostrados en la Tabla 6, se obtiene que el Is (50) promedio es 8.73.

Se calcula a través de la fórmula de E. Broch y J. A. Franklin que el factor de conversión K para las muestras de andesitas brechadas es de 16. De esta forma, en la Tabla 7, se determinan las resistencias a la compresión uniaxial de las muestras de andesitas brechadas en pedazos irregulares:

Tabla 7. Resultados de ensayos de carga puntual irregulares

Muestra	Litología	I_s (50) (MPa)	σ_c (MPa)	Observaciones
P-1A	Andesita brechada	9.38	150.01	
P-2A	Andesita brechada	9.11	145.80	
P-3A	Andesita brechada	9.74	155.84	
P-4A	Andesita brechada	5.75	92.08	
P-5A	Andesita brechada	9.48	151.66	
P-6A	Andesita brechada	8.92	142.74	

Anexo B.2. Consideraciones para el cálculo del Qr en Raise Bores

Parámetros críticos para la evaluación de la calidad de la roca en el Raise Bore

Los parámetros críticos para la estabilidad del Raise Bore son la intensidad de fracturamiento, la cual define el tamaño del bloque (RQD/Jn) y la resistencia al corte entre bloques (Jr/ Ja). Los problemas en el macizo rocoso pueden darse en bloques de roca pequeños a medianos y con baja resistencia al corte entre los bloques. La Tabla 1 muestra la clasificación del Raise Bore por rangos de tamaño de bloque con baja resistencia al corte entre bloques. Se pueden presentar estos problemas en Raise Bores de diámetros grandes en los cuales sus parámetros geotécnicos críticos sean malos o muy malos.

Tabla 1. Clasificación de los parámetros geotécnicos críticos en el Raise Bore

Parámetros críticos	Clases de Raise Bore				
	Muy mala	Mala	Regular	Buena	Muy buena
RQD/Jn	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 25	25 - 50
Jr/Ja	0.25 - 0.5	0.5 - 0.75	0.72 - 2	2 - 3	3 - 4

Ratios de estabilidad para el Raise Bore

El ratio de estabilidad para el Raise Bore, RSR, es equivalente al ratio de sostenimiento de excavación, ESR, de Barton et al. (1974); el cual depende de la función que se le va dar a la excavación y de su vida útil, variando de 0.8 para obras permanentes hasta 5 para labores mineras temporales. Las chimeneas construidas mediante Raise boring generalmente requieren de un servicio de vida de mediano a largo plazo; así, para una chimenea de ventilación el valor apropiado para el RSR es igual a 1.3 y para un ore pass es de 1.6.

Dimensiones y Estabilidad del Raise Bore

El principal factor que afecta la estabilidad de un Raise Bore es su diámetro. La longitud del Raise Bore es un factor que contribuye a la incidencia de falla en las paredes laterales, pero no afecta a la estabilidad en forma aislada. La forma circular de la excavación del Raise Bore se acepta generalmente como óptima para la estabilidad en un medio de esfuerzos laterales uniformes. Así, la estabilidad de la pared es controlada por el diámetro del Raise Bore, en analogía con la estabilidad de la pared de un túnel, la cual es controlada por su altura.

La estabilidad del frente es determinada simplemente en términos de una luz máxima sin sostenimiento, donde:

$$S_{pan\ max} = 2 \times RSR \times Q^{0.4}$$

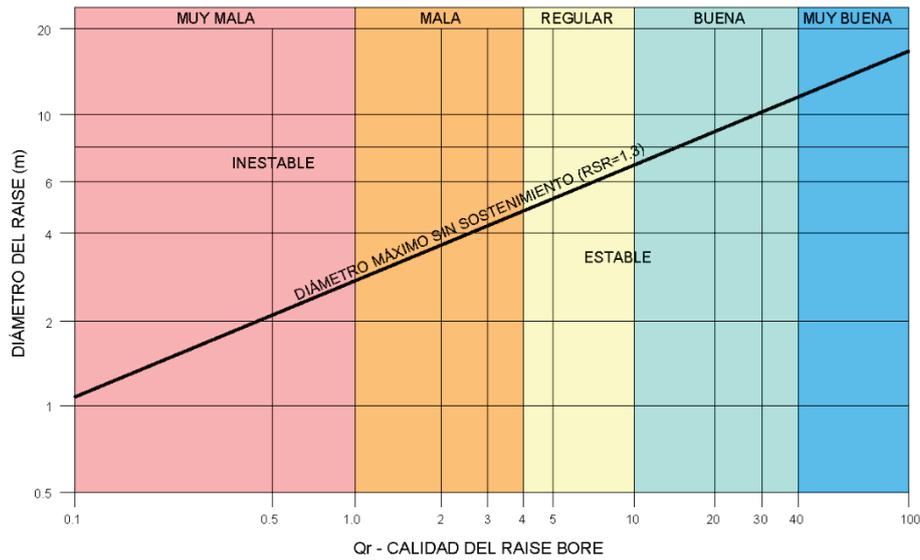


Fig. 1. Relación entre el diámetro del Raise Bore máximo sin sostenimiento y el Qr

Analizando una base de datos de diversos casos de estudio realizados en Australia, se sugiere que las zonas estables e inestables deben ser redefinidas como se muestra en la Figura 2, estableciendo un valor límite inferior de $Q_r = 0.3$ para un $RSR=1.3$ (ventilación).

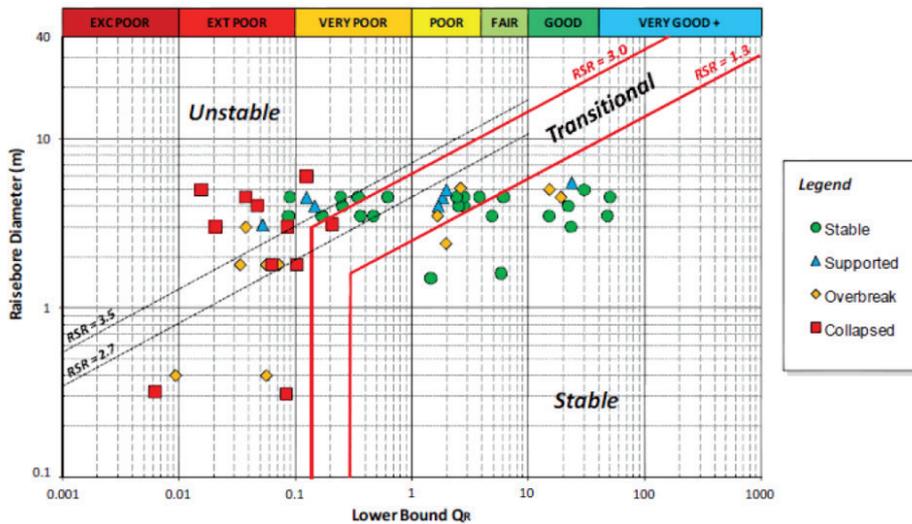


Fig. 2. Performance de los Raise Bores Australianos vs su diámetro

En la figura 2 se aprecia que para un $Q_r < 0.3$ ($RMR < 35$) se presenta inestabilidad. Esto conlleva a la necesidad de adquirir cuidadosamente los datos geotécnicos y evaluar la estabilidad de las condiciones del terreno donde el límite inferior sea $Q_r < 0.3$.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que para valores de $Q_r > 0.3$ no necesariamente se garantiza la estabilidad del Raise Bore independientemente del diámetro, pudiendo algunas paredes del Raise Bore sufrir sobre rotura o requerir sostenimiento dependiendo de las condiciones locales del terreno y del uso previsto a la excavación.

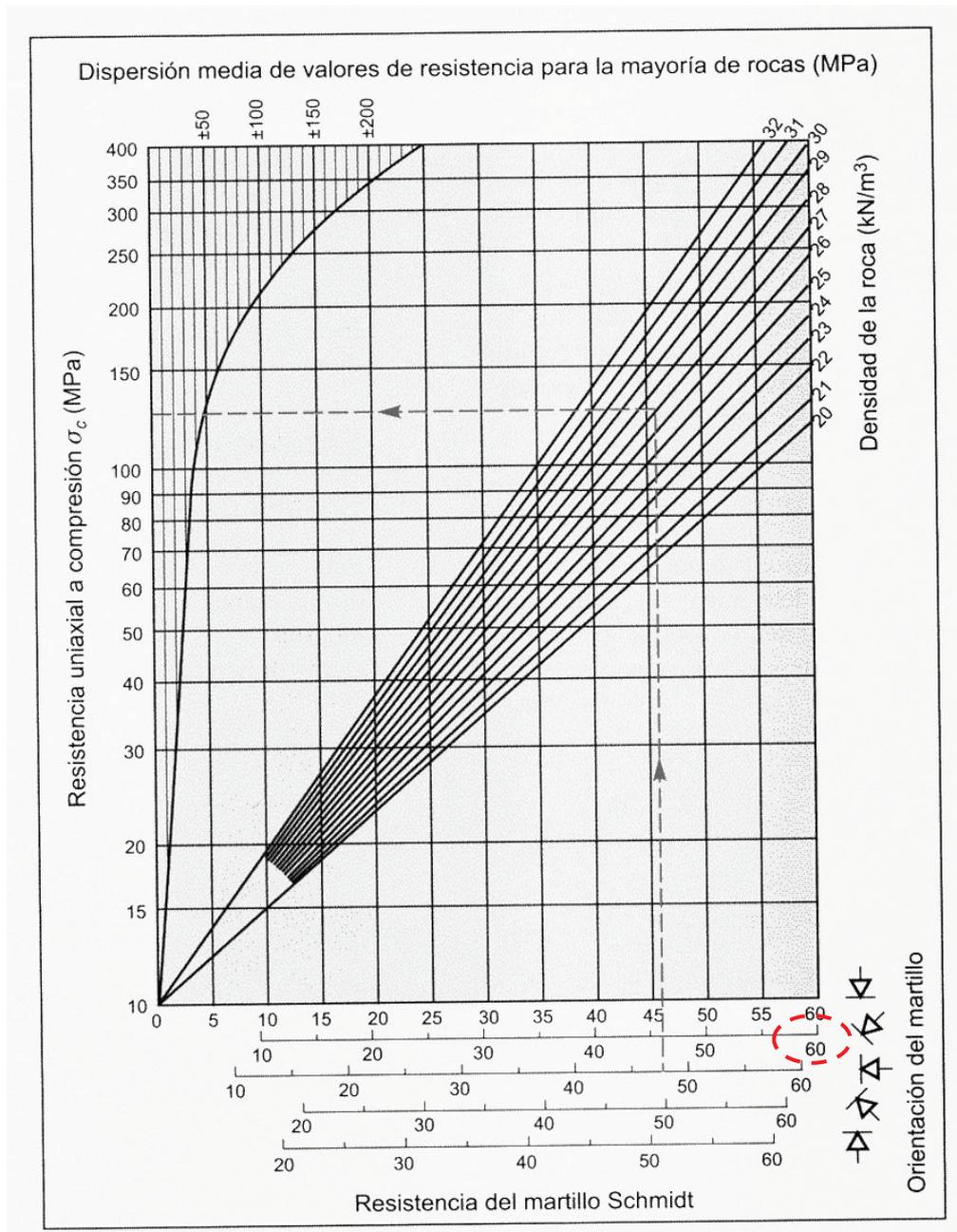
Anexo B.3. Ejemplo con Martillo Schmidt

Se ha procedido a la determinación de la resistencia a la compresión simple a partir de los datos de rebote obtenidos con el martillo Schmidt aplicados perpendicularmente sobre la parte hastial de un macizo rocoso.

Los valores de rebote de la muestra:

49, 47, 46, 47, 46, 46, 48, 46, 48, 49, 46, 48, 49, 48, 45, 46, 46, 48, 46, 48

Para la estimación de la resistencia de la compresión de la roca, se tuvo en cuenta que su densidad fue de 2710 kg/m³ y que el promedio de los valores de rebote fue 47. Este valor promedio se ubicó en el tercer eje debido al sentido (perpendicular al hastial) en que se había aplicado la carga y se trazó una línea vertical que intersectó al valor de la densidad 2710 kg/m³ y se proyectó al eje de la resistencia uniaxial a la compresión. El resultado obtenido indica que roca presenta una resistencia entre 120 a 130 MPa, pero que podría tener una dispersión alta de ± 50



Anexo C. Herramientas operativas

Anexo C.1 Formato de reporte de caídas de rocas

Reporte de caída de roca																																																																																																															
PERSONA REPORTANTE DEL INCIDENTE	Nombre: _____ Cargo: _____ Empleador: _____ Mina: _____ Telefono: _____ <input type="checkbox"/> Mina polimetálica <input type="checkbox"/> Mina de oro <input type="checkbox"/> Mina no metálica <input type="checkbox"/> Otro (especifique) _____																																																																																																														
UBICACIÓN Y TIPO DE CAIDA DE ROCAS <small>(seleccionar e indicar area relevante, más de uno si es necesario)</small>	Ubicación de la zona de caída de rocas: <input type="checkbox"/> Plaque <input type="checkbox"/> Rampa <input type="checkbox"/> Inclinado <input type="checkbox"/> Galeria <input type="checkbox"/> Crucero <input type="checkbox"/> Intersección (.....) <input type="checkbox"/> Tajeo <input type="checkbox"/> Pilar corona (Puente) <input type="checkbox"/> Pilar costilla <input type="checkbox"/> Chimenea <input type="checkbox"/> Polvorin <input type="checkbox"/> Comedor <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Labores permanentes (planta trituradora, estación de bombas, subestación, taller, etc) <input type="checkbox"/> Otro (describir) <input type="checkbox"/> Techo <input type="checkbox"/> Caja techo <input type="checkbox"/> Caja piso <input type="checkbox"/> Hastial <input type="checkbox"/> Frente <input type="checkbox"/> Piso Fecha de la caída _____ Tiempo: am/pm: _____ Peso estimado de la caída: _____ (toneladas/kg) Dimensión estimada de la caída: _____ Espesor x profundidad x longitud (m ³) (La medición de la profundidad de la caída es medida perpendicular a la cara original de la superficie de la roca)																																																																																																														
DETALLES DE LA EXCAVACIÓN <small>(seleccionar para indicar si)</small>	Cambio de esfuerzo inducido: <input type="checkbox"/> Esfuerzo horizontal medio o alto (... x esfuerzo de sobre rotura) <input type="checkbox"/> Area afectada por causas del minado los esfuerzos se incrementan o disminuyen (indicar cual) <input type="checkbox"/> Signos de degradación de la roca <input type="checkbox"/> Esfuerzos fracturaron el macizo rocoso <input type="checkbox"/> Relajación del Macizo Rocosos <input type="checkbox"/> Esfuerzos horizontales bajos (sombra de esfuerzos)																																																																																																														
GEOLOGÍA DEL AREA DE LA CAIDA DE ROCAS <small>(seleccionar para indicar si)</small>	Mecanismo de Falla <input type="checkbox"/> Falla por gravedad <input type="checkbox"/> Volcamiento <input type="checkbox"/> Desmoronamiento <input type="checkbox"/> Deslizamiento <input type="checkbox"/> Arqueo <input type="checkbox"/> Levante del Piso <input type="checkbox"/> Flujo de agua <input type="checkbox"/> Otros _____ <input type="checkbox"/> Expansion de roca sin proyección <input type="checkbox"/> Expansion de roca con proyección <input type="checkbox"/> Roca proyectada por transferencia de energía sísmica <input type="checkbox"/> Caída de roca por sacudida sísmica																																																																																																														
DETALLES DEL MONITOREO <small>(seleccionar para indicar si)</small>	Características geológicas del sitio de caída de rocas: <input type="checkbox"/> Juntas(_____ familias de juntas involucradas en el colapso) <input type="checkbox"/> Baja resistencia de roca intacta(USC<24 Mpa) <input type="checkbox"/> Zona de falla o de corte <input type="checkbox"/> Agua subterránea <input type="checkbox"/> Roca expansiva/alts esfuerzos <input type="checkbox"/> Otros _____ <input type="checkbox"/> Mapeo geotecnico llevado a cabo en un dominio geotecnico donde hubo caída de roca en años anteriores <input type="checkbox"/> Taladro diamantino logueado geotecnicamente en dominio de un area con caída de roca Resistencia a la compresion simple roca intacta estimada (rango)= _____ MPa Estimación de la calidad del macizo rocoso en rango o clases (especificar RMR, Q, MRMR, GSI): clasificación o clase= _____																																																																																																														
SOPORTE DE ROCA Y DETALLES DE REFORZAMIENTO EN LA ZONA DE CAIDA DE ROCAS <small>(eg. De pernos de barra de acero, de fricción, cable bolt, malla metálica, arcos de acero, shotcrete, etc)</small>	fecha de minado: _____ Dimensión de la excavación: _____ (Alt x Ancho x Largo(m)) <input type="checkbox"/> Método usado para el diseño de la perforación y voladura(nombre) _____ <input type="checkbox"/> Se uso control automatico de paralelismo de taladros <input type="checkbox"/> Voladura de recorte <input type="checkbox"/> Monitoreo de la voladura en este dominio geotecnico durante los pasados años <input type="checkbox"/> Cañas visibles en las paredes y techo																																																																																																														
DETALLES DEL MONITOREO <small>(seleccionar para indicar si)</small>	Se aplico sostenimiento y/o refuerzo en el area de caída de rocas? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;">Tipo</th> <th style="width: 15%;">Numero</th> <th style="width: 15%;">Longitud(m)</th> <th style="width: 15%;">Diametro, etc(mm)</th> <th style="width: 15%;">Patrón (m x m)</th> <th style="width: 15%;">Capacidad de soporte(ton)</th> <th style="width: 15%;">Dia de instalación</th> <th style="width: 15%;">Espesor del shotcrete (mm)</th> <th style="width: 15%;">Resistencia del shotcrete (MPa)</th> <th style="width: 15%;">Corrosión? (si/no)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Tipo	Numero	Longitud(m)	Diametro, etc(mm)	Patrón (m x m)	Capacidad de soporte(ton)	Dia de instalación	Espesor del shotcrete (mm)	Resistencia del shotcrete (MPa)	Corrosión? (si/no)																																																																																																				
Tipo	Numero	Longitud(m)	Diametro, etc(mm)	Patrón (m x m)	Capacidad de soporte(ton)	Dia de instalación	Espesor del shotcrete (mm)	Resistencia del shotcrete (MPa)	Corrosión? (si/no)																																																																																																						
DETALLES DEL MONITOREO <small>(seleccionar para indicar si)</small>	Diseño del método de soporte <input type="checkbox"/> Método observacional <input type="checkbox"/> Clasificación del macizo rocoso(RMR,Q,MRMR, GSI) <input type="checkbox"/> Método gráfico de estabilidad <input type="checkbox"/> Método analítico (unwedge, etc) <input type="checkbox"/> Método empirico(Nombre) _____ <input type="checkbox"/> Análisis de esfuerzo numérico <input type="checkbox"/> Experiencia _____ <input type="checkbox"/> Criterio sísmico <input type="checkbox"/> Otros _____ <input type="checkbox"/> No se uso																																																																																																														
DETALLES DEL MONITOREO <small>(seleccionar para indicar si)</small>	Signos observados o monitoreados antes de la falla? <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Algun signo de altos esfuerzos antes y/o despues del colapso? <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Se instalo instrumentacion antes de la falla? <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Tipo de Instrumentación: <input type="checkbox"/> Monitoreo de desplazamientos <input type="checkbox"/> Medidas de esfuerzos absolutos <input type="checkbox"/> Medidas de cambio de esfuerzos <input type="checkbox"/> Red de monitoreo sísmico <input type="checkbox"/> Otros																																																																																																														

Anexo C.2 Reporte de actividad sísmica en la roca

REPORTE DEL MICROSISMO					
HORA Y FECHA:			TU UBICACIÓN:		
TU NOMBRE Y TU ACTIVIDAD EN LA HORA DEL MICROSISMO:					
Escuchaste el microsismo? <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No					
A qué sonido se parecía?					
<input type="checkbox"/>	Revienta y cruje	<input type="checkbox"/>	Sonido moderado	<input type="checkbox"/>	Sonido fuerte o explosión
<input type="checkbox"/>	Estruendo distante	<input type="checkbox"/>	Golpe de aire o concusión de aire	<input type="checkbox"/>	Hubo más de un sonido?
Otros detalles		<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>			
Sentiste el microsismo <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No					
A qué se parecía?					
<input type="checkbox"/>	Leve vibración	<input type="checkbox"/>	Sentía vibración prolongada (1 segundo o más)		
<input type="checkbox"/>	Golpe o golpe sordo	<input type="checkbox"/>	Sentía vibración en las piernas		
<input type="checkbox"/>	Sentía caída del terreno	<input type="checkbox"/>	Sentía vibración en la superficie		
Se presentó otra condición <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No					
Notaste otras condiciones?					
<input type="checkbox"/>	Presencia de roca suelta / caída del terreno / desprendimiento de la roca	<input type="checkbox"/>	Nuevas rajaduras en la roca o actividad en antiguas rajaduras		
<input type="checkbox"/>	Daño al sostenimiento del terreno, ie cabeza de los pernos de anclaje / desprendimiento de placas	<input type="checkbox"/>	Cantidad anormal de polvo después del microsismo		
<input type="checkbox"/>	Nuevos daños / rajaduras en ladrillos o paredes de concreto, pisos, etc	<input type="checkbox"/>	Escuchaste movimiento, rodadura o caída de roca?		
Descripción de otros detalles		<input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/>			
Desea agregar comentarios a su reporte? <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No					

Anexo C.3 Inspección del sostenimiento de labores subterráneas durante la instalación

Inspección de anclaje mecánico durante la instalación

INSPECCIÓN DEL ANCLAJE MECÁNICO DURANTE LA INSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
Longitud del perno que sobresale del taladro es más largo que la longitud roscada	<ul style="list-style-type: none"> • El taladro es muy corto • La tuerca fue forzada sobre el vástago del perno (Puede reducir la resistencia del perno hasta a 50%) 	<ul style="list-style-type: none"> • Retirar el perno y sustituirlo por otra unidad • Si el perno existente no puede ser eliminado, instale otro perno cerca al original
El perno gira cuando se ajusta la tuerca	<ul style="list-style-type: none"> • El bulbo no está expandido hasta tocar las paredes del taladro • El hilo del perno se soltó de la cuña • El hilo de la cuña o del perno esta malograda 	<ul style="list-style-type: none"> • El hilo del perno o de la cuña esta malograda • Retire el perno, inspeccione la cuña • Reemplace los componentes de la cuña o el perno • Instale otro perno cerca del original si alguna parte del perno no se puede cambiar
Golpear el perno con la llave u objeto metálico	<ul style="list-style-type: none"> • Sonido hueco indica baja tensión 	<ul style="list-style-type: none"> • Si la tensión del perno de prueba está por debajo de la especificación del fabricante, re tensionar los pernos usando los métodos aprobados

Inspección de pernos Split set durante la instalación

INSPECCIÓN DE PERNOS SPLIT SET DURANTE LA INSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
<p>La placa frontal puede girar libremente después de la instalación, o</p> <p>Una parte del perno sobresale del taladro</p>	<ul style="list-style-type: none"> • El perno no se insertó completamente en el taladro • Compruebe la profundidad del taladro o el diámetro de la broca • Diámetro del taladro demasiado pequeño o el taladro es demasiado corto (siempre se debe perforar una longitud 100 mm mayor que la del perno) 	<ul style="list-style-type: none"> • Compruebe el estado de la perforación y el equipo • El hilo del perno o de la cuña esta malogrado • Intente instalar el perno para que la placa quede en contacto con la roca • Instale otro perno cerca de la unidad dañada si el taladro es demasiado corto o el diámetro es demasiado pequeño
<p>El anillo no hace contacto completo con la placa de apoyo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Si el daño fue antes o durante la instalación, el perno podrá ser inefectivo • El perno fue instalado con un ángulo que impide el contacto de la placa con la roca 	<ul style="list-style-type: none"> • Instale otro perno cerca al dañado
<p>La ranura en el perno no parece estar cerrada</p> <p><i>Nota: La ranura no debe ser mayor de 6 mm a lo largo de la ½ de la longitud del perno. Alumbrar dentro del perno para comprobar la abertura</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> • El diámetro del taladro puede ser mayor que la especificación de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Instale otro perno cerca de la unidad sub estándar

Inspección de pernos cementados durante la instalación.

INSPECCIÓN DE PERNOS CEMENTADOS (CON PASTA DE CEMENTO) SIN TENSIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
Perno no entra en el taladro previamente inyectado, (Método de inyección" tubo retráctil" (PVC ¾"))	<ul style="list-style-type: none"> • Roca de mala calidad, taladro obstruido con fragmentos de roca 	<ul style="list-style-type: none"> • Cambiar el método de inyección, empleando la manguera de inyección y la de purga • Si continua la dificultad, emplear otro tipo de anclaje (en forma provisional)
La pasta de cemento es expulsada del taladro	<ul style="list-style-type: none"> • Pasta de cemento muy fluida • El perno se introdujo muy rápido (actuó como pistón expulsando la pasta) 	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar la relación agua cemento de la mezcla, agua/cemento (a/c = 0.3 mínimo) • Al introducir el perno, controlar el rebalse de la pasta presionando, en la boca del taladro, con un tapón (de papel)
El perno queda muy salido (más de lo necesario para colocar a placa)	<ul style="list-style-type: none"> • El taladro fue muy corto • Está obstruido 	<ul style="list-style-type: none"> • Retirar el perno y re perforar
El perno instalado sobre cabeza, se cae	<ul style="list-style-type: none"> • Pasta de cemento muy fluida • Taladro insuficientemente inyectado 	<ul style="list-style-type: none"> • Revisar los ingredientes de la mezcla, sobre todo la cantidad de agua, el perno alcanzará baja resistencia • Preparar otra pasta con agua /cemento = 0.3 y volver a inyectar • No transitar debajo de estos pernos hasta no corregir (peligro de incrustarse con la barra) • Colocar pequeña cuña en la boca del taladro para que no caiga después de la inyección
Aparentemente el taladro está bien inyectado, al terminar de introducir el perno, este sale lentamente del taladro (como si flotara)	<ul style="list-style-type: none"> • Aire atrapado en el taladro, el perno no está completamente embebido en la pasta • Ingresó aire al taladro durante la inyección (aire en la manguera de inyección) • Nota: Reducirá la capacidad de adherencia del perno 	<ul style="list-style-type: none"> • Retirar el perno, limpiar el taladro y reinyectar

Inspección de cable bolt durante la instalación.

INSPECCIÓN DEL CABLE BOLT DURANTE LA INSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
El cable desliza a través de la pasta de cemento	<ul style="list-style-type: none"> • Suciedad, barro o aceite en el cable • Mezcla de pasta de cemento demasiado delgada • Colgador del cable mal colocado o diámetro incorrecto 	<ul style="list-style-type: none"> • Limpie el cable y reinstale o reemplace con otra unidad limpia. Comprobar las condiciones de almacenamiento de los otros cables para evitar ocurrencia similar • Reducir la relación agua / cemento de la pasta de cemento • Asegúrese de que el colgador esté bien conectado y el diámetro del taladro sea el correcto para su instalación
La circunferencia del cable no está completamente embebida en pasta de cemento	<ul style="list-style-type: none"> • Parte del cable descansa en las paredes del taladro <p>Nota: Esto afectará la capacidad de carga del cable</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Retire el perno del orificio, colocar espaciadores de forma segura cada metro a lo largo de la longitud del perno, reinstalar e inyectar • Si el cable (con los espaciadores ajustados) no puede ser centrado al reinyectar, se instalará otro cable en una fecha posterior
La pasta de cemento gotea del taladro	<ul style="list-style-type: none"> • Relación agua / cemento es muy alta • Taladro no está correctamente taponeado 	<ul style="list-style-type: none"> • Intentar detener el flujo de pasta de cemento volviendo a taponear el taladro usando el método aprobado • Reducir el contenido de agua de la pasta y volver a inyectar la pasta de cemento • Compruebe la mezcla para asegurarse que los Ingredientes se han añadido en cantidades correctas
La pasta de cemento no se bombea fácilmente a través del mezclador o dentro del taladro	<ul style="list-style-type: none"> • Mezcla de pasta de cemento demasiado seca • No hay suficiente aditivo • La pasta de cemento no está totalmente mezclada 	<ul style="list-style-type: none"> • Diluya la mezcla añadiendo gradualmente agua sin exceder la relación agua/cemento recomendada • Chequee la mezcla para asegurarse de que los ingredientes (incluido el aditivo) se han añadido en las cantidades correctas • Compruebe que la pasta de cemento esté completamente mezclada, y no contiene bultos ni parches secos

INSPECCIÓN DEL CABLE BOLT DURANTE LA INSTALACIÓN

		<ul style="list-style-type: none"> • En caso de duda, bombee la pasta de cemento con la manguera en el piso hasta que una pasta consistente no acuosa fluya. Siga inyectando los cables
El tubo de purga / de pasta de cemento no está completamente lleno de pasta	<ul style="list-style-type: none"> • Hay vacío en la columna de pasta de cemento que puede afectar la capacidad de carga 	<ul style="list-style-type: none"> • Asegúrese de que la pasta de cemento vuelva y fluya libremente, al terminar la inyección, doble el extremo de la manguera y átela
Barril, cuña y placa no pueden ser montado en el cable	<ul style="list-style-type: none"> • Extremo libre del cable demasiado corto fuera del taladro 	<ul style="list-style-type: none"> • En una fecha posterior añadir un tramo de cable para poder instalar el barril y cuña
El ángulo entre la placa del cojinete y la roca es menor a 90 °	<ul style="list-style-type: none"> • El taladro no fue perforado de acuerdo a especificaciones, (aproximadamente) a 90 ° a la superficie de la roca. Esto puede causar un doblez en el cable durante el tensado 	<ul style="list-style-type: none"> • Los taladros de los cables deben ser perpendiculares a la superficie de la roca. La máxima desviación de la perpendicular debe ser 25°
El barril y cuñas no encajan convenientemente	<ul style="list-style-type: none"> • En la mina se utilizan barriles y cuñas de diferentes tamaños • El barril de acero o las cuñas pueden romperse debido a las cargas excéntricas 	<ul style="list-style-type: none"> • Asegúrese de que todos los lotes de los barriles permanezcan juntos. Si hay un número de barriles y cuñas de diferentes tipos en uso, asegúrese de que cada tipo está claramente marcado
La placa se dobla excesivamente cuando se tensa el cable	<ul style="list-style-type: none"> • La placa es demasiado pequeña o delgada para la solicitud de carga 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilizar placas adecuadas para las condiciones de trabajo
Los barriles y las cuñas no parecen tensarse correctamente	<ul style="list-style-type: none"> • La gata proporciona una tensión baja • Esto significa que la tensión aplicada con ella no podrá fijar el barril y la cuña 	<ul style="list-style-type: none"> • Hacer mantenimiento y calibración a la gata de tensión

Inspección de malla metálica durante la instalación

INSPECCIÓN DE MALLA METÁLICA DURANTE LA INSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
Malla no pegada a la superficie de la roca	<ul style="list-style-type: none"> • Los pernos no están instalados en contacto con la superficie de la roca • Perfil irregular de la superficie de la roca • Los pernos no están instalados en una posición óptima • La roca suelta se acumula detrás de la malla causando flacidez / cargando la malla 	<ul style="list-style-type: none"> • Apriete la malla contra la superficie de la roca • Si la malla está cargada con roca suelta, y está al límite de las especificaciones del fabricante retire la roca suelta siguiendo el procedimiento aprobado
Las soldaduras se rompieron en el punto donde se intersectan con el perno y/o cables	<ul style="list-style-type: none"> • Fabricación defectuosa de la malla • La malla excesivamente forzada durante la instalación • Sobrecarga debido al peso de la roca suelta / roto detrás de la malla 	<ul style="list-style-type: none"> • Compruebe que el lote no tiene defectos similares, desechar, reparar o cortar las porciones dañadas • Coloque otro paño de malla en la parte dañada
El borde del paño de malla se despega o no está asegurada a la roca	<ul style="list-style-type: none"> • No hay pernos instalados en el borde de la hoja (paño). los paños no se traslapan en el borde del paño 	<ul style="list-style-type: none"> • Instale pernos adicionales para asegurar el borde del paño • Definir el procedimiento de la distancia de solapamiento para que los paños estén adecuadamente solapados y evitar el exceso de pernos

Inspección del Shotcrete durante la instalación

INSPECCIÓN DEL SHOTCRETE DURANTE LA INSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
Excesivo rebote	<ul style="list-style-type: none"> • Ángulo o distancia de boquilla desde la boquilla hasta la superficie de la roca incorrecta • Lanzado con presión de aire demasiada alta 	<ul style="list-style-type: none"> • Asegúrese de que la boquilla este en ángulo recto con la superficie .la distancia de lanzado será entre 1 a 1.5 m • Reducir gradualmente la presión de aire hasta minimizar el rebote
El shotcrete se desprende de la superficie inmediatamente después de ser proyectado	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie de roca no se ha limpiado (regado) correctamente • La mezcla está demasiado húmeda • El agua utilizada en la tanda de shotcrete afecta negativamente la calidad del producto 	<ul style="list-style-type: none"> • Asegúrese de lavar las paredes antes de aplicar el shotcrete • Ajustar la relación agua cemento • Si hay exceso de flexión en las paredes, aumente el % de acelerante • Verifique si hay exceso de sólidos en el agua, que podrían estar afectando la calidad de la mezcla • En lo posible emplear agua potable
El shotcrete parece delgado o tiene apariencia de agregado seco cuando este rociado	<ul style="list-style-type: none"> • La mezcla es demasiado seca • Distancia entre la tobera de pulverización y la superficie es excesiva • El aditivo super plastificante debe ser cambiado si pasa mucho tiempo entre la preparación y la aplicación • Las partículas de cemento en la mezcla se hidratan completamente si pasa mucho tiempo entre la preparación y la pulverización. Se requiere aumentar la dosis de celebrantes 	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar la distancia de lanzado • Verificar la calidad de los aditivos
La roca o la malla sobresale de la superficie del shotcrete	<ul style="list-style-type: none"> • El espesor del shotcrete está por debajo del de diseño • La superficie es irregular • La malla no ha sido instalada suficientemente cerca de la superficie • Se roció shotcrete posteriormente, después de estar construido, en un intento de cubrir esta imperfección (efecto sombreado) 	<ul style="list-style-type: none"> • Mida el espesor del concreto lanzado en intervalos regulares a medida que se rocía • Se debe tener especial cuidado cuando se aplica sobre terreno fracturado, fallas o cambios en el tipo de roca • Considere la posibilidad llegar al espesor de diseño con dos o más pasadas, utilizando shotcrete

INSPECCIÓN DEL SHOTCRETE DURANTE LA INSTALACIÓN

		<p>reforzado con fibra en reemplazo de la malla</p> <ul style="list-style-type: none">• Donde el shotcrete reforzado con fibra es lanzado, el diseño debe considerar condiciones de carga para una aplicación específica <p><i>Nota: No es una buena práctica el concreto lanzado reforzado con fibra sobre la malla, ya que tiene una mayor tendencia a formar huecos y sombras que el concreto lanzado simple</i></p>
--	--	---

Anexo C.4. Inspección del sostenimiento de labores subterráneas postinstalación

Inspección de anclaje mecánico postinstalación

INSPECCIÓN DEL ANCLAJE MECÁNICO POSTINSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
Pérdida de contacto entre la placa y la superficie de la roca	<ul style="list-style-type: none"> • Pérdida del mecanismo de expansión (bulbo o concha) debido a la vibración en la voladura o tensionado incorrecto durante la instalación 	<ul style="list-style-type: none"> • Re tensar pernos empleando el método aprobado in situ
Placa de perno de roca doblada	<ul style="list-style-type: none"> • Incremento de carga en la roca circundante 	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar condición de los otros pernos y de la estabilidad global en el área en busca de signos de algún incremento en la carga de los pernos en la zona • Podría necesitarse instalar pernos con capacidad adicional de soporte
El perno es golpeado con una llave o un objeto de metal	<ul style="list-style-type: none"> • El sonido hueco indica bajas tensiones <i>Nota: La baja tensión puede ser causada por un gran número de factores, que incluyen: deslizamiento de la cobertura, tensión inicial incorrecta, flexión de la placa, vibración por voladura, desmoronamiento de la roca debajo de la placa</i> • El sonido tipo zumbido indica altas tensiones <i>Nota: La alta tensión puede ser causada por convergencia del terreno</i> 	<ul style="list-style-type: none"> • Re tensar pernos sueltos por el método aprobado a usar en sitio • La alta tensión debería ser verificada usando una llave de torsión para asegurar que la lectura está dentro de los rangos aceptables establecidos por la mina (ver QC para testeo de instrumentos)
Los pernos se desprenden de sus agujeros sin presentar rotura	<ul style="list-style-type: none"> • El perno ha llegado a estar completamente desconectado de su bulbo de expansión • La corrosión ha causado daño en alguno o en todos los componentes del perno • El terreno se ha desprendido alrededor o detrás del bulbo de expansión en la parte trasera del agujero causando que el 	<ul style="list-style-type: none"> • Instalar otro perno cerca al agujero existente • Considerar instalar un tipo diferente de perno que no se vea tan fácilmente afectado a movimientos localizados del terreno en terrenos agrietados o fracturados

INSPECCIÓN DEL ANCLAJE MECÁNICO POSTINSTALACIÓN

	<p>mecanismo de soporte sea ineficaz</p> <ul style="list-style-type: none"> • Uno o más pernos fallaron, causando que la carga se deba transmitir a otros pernos en el área, por lo que excedieron su capacidad de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Podrían requerirse pernos más largos si la roca falla detrás del bulbo de expansión. Re evaluar requisitos de soporte en el área
<p>Pernos fallados son encontrados en el terreno</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La resistencia última del perno ha sido excedida • Uno o más pernos fallaron, causando que la carga se deba transmitir a otros pernos en el área, por lo que excedieron su capacidad de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Re evaluar el tipo de perno y los requisitos en el área. Considerar instalar un perno con mayor capacidad de soporte
<p>Un número importante de pernos intactos han caído sobre el terreno atrapados dentro de una masa grande de roca</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Si hay una cizalla, falla o una estructura mayor se presenta cerca al final del perno, el anclaje puede no estar localizado en un terreno competente. Esto podría resultar en un anclaje inefectivo que reduciría la capacidad de soporte de los pernos 	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluar las condiciones del terreno en el área, rediseñar e instalar el nuevo refuerzo de ser necesario

Inspección de pernos Split Set, postinstalación

INSPECCIÓN DE PERNOS SPLIT SET POSTINSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
La placa frontal puede girar libremente. Una porción del perno sobresale del agujero	<ul style="list-style-type: none"> • El perno no fue completamente insertado en el agujero o • El diámetro del agujero es muy pequeño o • El agujero perforado es muy corto (debería siempre ser perforado hasta por lo menos 100 mm más que la longitud del perno) 	<ul style="list-style-type: none"> • Considerar instalar otro perno cerca a la unidad dañada si es requerido • Si el agujero ha sido perforado en la longitud correcta (longitud del perno + 100 mm), intente empujar el perno más adentro en el agujero hasta que la placa toque la superficie de la roca
<p>El anillo no hace contacto completo con la placa de soporte, o</p> <p>El anillo se ha separado parcialmente de la parte final del perno</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Dañado previo o durante la instalación. Puede ocurrir debido a pobres prácticas de almacenamiento o direccionar mal el perno después de que la placa de soporte ha hecho contacto con la roca • El perno es instalado en un ángulo con el agujero que prohíbe que el anillo haga contacto completo con la placa 	<ul style="list-style-type: none"> • Considerar instalar otro perno cerca de la unidad dañada si es requerido • Verificar si otros pernos en el área presentan defectos de instalación similares. El área puede requerir ser re empernada si un número significativo de pernos no han sido instalados en el ángulo correcto • Nota: La capacidad de carga de los pernos decrece dramáticamente cuando el ángulo de instalación respecto de la perpendicular a la superficie de la roca se incrementa
La ranura en el perno parece no estar cerrada o el perno se instaló significativamente más rápido y fácil que en una instalación estándar	<ul style="list-style-type: none"> • El diámetro del agujero puede estar debajo de lo especificado • Note: La ranura no debería ser abierta más de aproximadamente 6 mm a lo largo de más de la mitad de la longitud del perno. Encender una luz dentro del perno para verificar la brecha 	<ul style="list-style-type: none"> • Podría necesitarse instalar otro perno cerca a la unidad defectuosa
La placa frontal se ha separado completamente del perno y está sobre el terreno	<ul style="list-style-type: none"> • Hubo corrosión del perno lo que resulta en que el anillo se desprenda • El incremento de carga desprende el anillo del perno, permitiendo que la placa caiga • Redistribución o incremento de los esfuerzos alrededor de la excavación 	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar el área en busca de casos similares en otros pernos. Re empernar o rehabilitar de ser requerido. Considerar el uso de pernos totalmente encapsulados u otros que sean menos susceptibles a efectos de corrosión • Considerar reevaluar longitud y tipo de soporte usando para controlar

INSPECCIÓN DE PERNOS SPLIT SET POSTINSTALACIÓN

		cualquier tipo de incremento de carga o cambio de esfuerzos
La ranura en el perno cierra completamente pero el anillo permanece intacto	<ul style="list-style-type: none"> • Movimiento del terreno (cizallamiento) o incremento de esfuerzos 	<ul style="list-style-type: none"> • Los estabilizadores de fricción pueden fallar sin mostrar ningún signo de cambio en el collar del agujero. Considerar reevaluar longitud y tipo de soporte usado para controlar incrementos de esfuerzos
Un gran número de pernos han fallado dentro de un área encerrados en un solo bloque de roca. Las partes finales de los pernos son visibles	<ul style="list-style-type: none"> • Los pernos no generaron suficiente fricción para sostener el peso total de la roca que falló • Corte, falla u otra estructura mayor puede presentar debajo o cerca del fin del soporte. Que los pernos estuvieran embebidos en terreno sólido no fue suficiente • Uno o más pernos fallaron, causando que la carga se deba transmitir a otros pernos en el área, por lo que excedieron su capacidad de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluar las condiciones del terreno en el área, re empernar o rehabilitar como sea requerido

Inspección de cable de anclaje, postinstalación

INSPECCIÓN DE CABLE BOLT POSTINSTALACIÓN	
Observación /prueba	Causa
Calidad de la pasta de cemento	<ul style="list-style-type: none"> • Observar la pasta de cemento esparcida en el suelo o paredes de la excavación que fue empernada con cable. Si la pasta de cemento parece más viscosa de lo usual, la relación agua cemento fue muy alta
Consistencia de la columna de pasta de cemento	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar el final del tubo respirador y/o las tuberías de la pasta de cemento para ver si están llenas de pasta. Cortar los extremos de los tubos de inyección y el de purga (respirador) para verificar que estén llenos de pasta de cemento • Si los tubos no están llenos de pasta de cemento, la cuadrilla responsable deberá verificar si están llevando a cabo todos los estándares de calidad para la preparación y bombeo de la pasta
Placas y llaves	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar el ángulo del perno de cable con respecto de la superficie de la roca. El perno de cable detrás de la fijación de la superficie debería ser aproximadamente perpendicular a la superficie • Verificar las placas y el sistema de sujeción, los fijadores no deberán moverse con la mano, si los fijadores pueden sacudirse por vibraciones de voladura no podrán cumplir su función de diseño • Observar la orientación de cada palca tipo bóveda o mariposa. La parte redondeada de la placa debe estar mirando hacia afuera de la roca
Barriles y cuñas	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar los barriles por aflojamiento. No debería ser posible mover el barril una vez instalado • Observar los barriles y las cuñas. Las cuñas deberían sobresalir ligeramente pasado el final del barril y no deberían mostrar ningún signo de deterioro o daño. Cualquiera de los barriles y cuñas debería estar sin pasta de cemento, grasa o residuo
La condición del final del cable ha cambiado como resultado de roca fallando alrededor del cable o de falla del perno de cable	<ul style="list-style-type: none"> • La condición visual del cable después de la falla puede proveer una estimación gruesa de la carga presente sobre el cable (MacSporran et al 1992) <div style="text-align: center;"> <p style="font-size: small; text-align: center;"> Arrancado Destrenzado Espiralado Cortado </p> <p style="font-size: x-small; text-align: center;"> 0-5 Ton 5-15 Ton 15-25 Ton >25 Ton </p> </div>
Un gran número de cables se ha caído de los techos o paredes	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño posiblemente inadecuado, falla controlada estructuralmente, actividad sísmica o tipo incorrecto de sostenimiento para condiciones sísmicas activas

Inspección de perno cementado sin tensión (con pasta de cemento), postinstalación

CHEQUEO DEL PERNO CEMENTADO SIN TENSIÓN (CON CEMENTO), POSTINSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
La placa de retén no está apoyada firmemente a la roca	<ul style="list-style-type: none"> • La malla no está en contacto con la roca a su vez impide que la placa también este en contacto con la roca • La placa se colocó apoyada a la malla • Superficie muy irregular 	<ul style="list-style-type: none"> • Primeramente, colocar el perno y ajustar la tuerca, luego la malla con una segunda placa • Si la superficie es muy irregular colocar una almohadilla de concreto entre la placa y la roca
La placa de retén no está apoyada a la roca y hay vacío desde la boca del taladro hacia adentro	<ul style="list-style-type: none"> • Deficiente inyección, pasta muy diluida • En el tramo vacío (sin pasta de cemento), el perno no ejerce acción de soporte (el macizo rocoso en ese tramo esta sin soporte) 	<ul style="list-style-type: none"> • Apoyar la placa firmemente a la superficie de roca colocando una almohadilla de concreto entre la roca y la placa para que esta tenga mayor área de contacto (si el contacto es puntual la roca se molerá por la presión y se perderá la tensión del perno), luego ajústelo
Las tuercas están flojas	<ul style="list-style-type: none"> • No fueron ajustadas • Se aflojaron por vibraciones (voladura o microsismos) 	<ul style="list-style-type: none"> • Si el perno está completamente embebido en pasta de cemento en el taladro solo ajuste la placa • Si hay vacío en el taladro, el perno no ejerce acción de soporte, colocar almohadilla de cemento y ajustar

Inspección de la malla metálica postinstalación

INSPECCIÓN DE LA MALLA METÁLICA POSTINSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
<p>La malla se encuentra distancia de la superficie de la roca, o la malla se encuentra hundida en sentido contrario a la superficie rocosa</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Pernos no fueron instalados correctamente • Las placas de los pernos no se encuentran firmes contra la superficie • Existencia de roca irregular en la excavación o de perfiles irregulares. No se ha instalado suficientes pernos en la posición óptima • La roca suelta se acumuló originando un aflojamiento/hundimiento en la malla 	<ul style="list-style-type: none"> • Uso de pernos en las zonas hundidas para empujar la malla aflojada contra la superficie • Aprovechamiento de la malla utilizando las especificaciones del proveedor en deformación o capacidad y/ o lugar establecido para una aceptable deformación. (Utilice siempre el procedimiento aprobado en el sitio de instalación para aprovechar la seguridad de la malla)
<p>La malla tiene los puntos de soldadura rotos</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Manufacturación imperfecta de las planchas de la malla • Las planchas fueron excesivamente ajustada o presionado durante la instalación • El espesor de la malla puede no ser suficientemente fuerte para soportar la carga o los esfuerzos aplicados • Corrosión 	<ul style="list-style-type: none"> • Seleccionar las planchas con defectos similares. Desechar, reparar o cortar la porción dañada en caso sea posible • Colocar una malla adicional sobre la malla dañada en caso sea requerido • Considerar utilizar un espesor mayor de malla • Si la corrosión se presenta en toda la superficie de soporte, se debe de rehabilitar la malla usando una malla adicional u otra superficie de soporte. Si la condición está ocurriendo en otras áreas dentro de la mina, en una gran escala, considerar otro sistema de soporte

Lista de verificación para el rendimiento del concreto lanzado, postinstalación

INSPECCIÓN DEL SHOTCRETE POSTINSTALACIÓN		
Observación /prueba	Causa	Posible medida correctiva
La cantidad de Shotcrete en el piso es excesiva (Rebote excesivo)	<ul style="list-style-type: none"> • La distancia de la boquilla de la manguera a la superficie es menor a lo requerido o con un incorrecto ángulo originando que la superficie comience a chorrearse • La presión del aire puede estar muy alta cuando se lanza el Shotcrete 	<ul style="list-style-type: none"> • Verificar el espesor del shotcrete aplicado mediante la perforación de taladros pequeños en la superficie proyectada en intervalos regulares • Volver a rociar las áreas donde el Shotcrete tiene poco espesor, considerar la presión, distancia de roció y ángulo correcto
El Shotcrete se cae luego de su aplicación	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie de la roca no ha estado apropiadamente limpia (regada) • Hay exceso de agua en la mezcla del Shotcrete • No se utilizó suficientes aceleradores antes de rociar • La calidad del agua usada cuando se roció el Shotcrete puede ser sub estándar (gran cantidad de disolventes o contenido de sal) 	<ul style="list-style-type: none"> • El regado afecta el área completamente. Volver a regar después de comprobar la calidad del agua y la cantidad de aceleradores usados en la siguiente capa • Si la afluencia de agua en las paredes de la excavación es alta ver si la presión afecta el área de rociado, (si la superficie esta agrietada se deberá detener el flujo de agua, instalar tubos de drenaje que intersecten las vías de agua)
El Shotcrete luce delgado o tiene la apariencia de seco	<ul style="list-style-type: none"> • La mezcla está demasiado seca • La distancia entre la boca de la manguera y la superficie es grande • Las partículas de cemento en la mezcla han comenzado a hidratarse por excesivo tiempo transcurrido antes de ser lanzado 	<ul style="list-style-type: none"> • Volver a rociar las áreas después de que la calidad de la mezcla haya sido validada y modificada en caso sea requerido • Utilizar malla encima del Shotcrete • La mezcla de un súper plastificante puede cambiar en el tiempo de dosificación y el tiempo de rociado
La roca o la malla sobresalen por encima de la superficie de Shotcrete	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie tiene un perfil irregular • El espesor del Shotcrete rociado es menor que el espesor requerido • La malla no está instalada lo suficientemente cerca de la superficie. El intento de utilizar el Shotcrete para cubrir la malla puede generar el efecto de "sombra" 	<ul style="list-style-type: none"> • Repartir el Shotcrete eficientemente. Si se requiere se puede volver a rociar. En aplicaciones futuras considerar lo siguiente: • La acumulación requiere de un grosor de dos o más pasadas • Usar shotcrete de fibra reforzada como remplazo de la malla si hay un espaciado inevitable en la malla

INSPECCIÓN DEL SHOTCRETE POSTINSTALACIÓN

	<ul style="list-style-type: none"> • La apertura de la malla demasiado pequeña 	<ul style="list-style-type: none"> • Asegurarse que la fibra de refuerzo es la necesaria para el método constructivo del sostenimiento • Nota: No es buena práctica rociar Shotcrete con fibra reforzada encima de la malla, especialmente donde existen grandes espacios entre la malla y la superficie de roca. El Shotcrete con fibra reforzada tiene la tendencia de crear vacíos y sombras
<p>El shotcrete presenta grietas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La combinación de altas temperaturas ambientales, alta temperatura de concreto o baja humedad relativa puede generar un daño en la calidad del concreto acelerando la pérdida de humedad e hidratación del cemento • La deformación de la excavación como un resultado de cambio en las condiciones de esfuerzos 	<ul style="list-style-type: none"> • La adición de estabilizadores o coagulantes puede parar o disminuir el proceso de hidratación. Discutir algún cambio de los ingredientes en la combinación del Shotcrete por los productos del proveedor, contratistas, proveedores del concreto o técnicas de regado para asegurar que la calidad se ha mejorado en conformidad con la apropiada técnica de la guía • Evaluar geotécnicamente las áreas falladas para determinar si se requiere un soporte adicional • Si el agrietamiento en el Shotcrete es solo en el exterior de la superficie, considerar utilizar Shotcrete reforzado con fibra. La fibra reduce o elimina las grietas debido a su ductilidad y absorción de energía y elimina la necesidad de instalar malla • Evaluar las condiciones a largo plazo. Considerar instalar dispositivos que monitoreen las grietas (un pin en cada grieta) para medir el movimiento en la base

Sistemas de monitoreo

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD MEDIDA	NATURALEZA DE LAS MEDICIONES	COMENTARIOS
Observación visual	Características físicas	En las superficies de las excavaciones o en el taladro	Observaciones presentan signos de inestabilidad, efecto de los esfuerzos, macizo rocoso deteriorado, etc.
Extensómetro de cable	Movimiento de la posición del ancla relativo a collar del taladro	En el interior del macizo rocoso a lo largo de una línea: 1 dimensión	Extensómetro instalado en un taladro. La medición es hecha en la localización del ancla. Las mediciones son las mejores para desplazamientos pequeños
Cable (TDR)	Localización de la rotura a lo largo del cable TDR	Interior del macizo rocoso, a lo largo de una línea: 1 dimensión	El TDR instalado en un taladro. Provee un monitoreo continuo a lo largo de la longitud del TDR
Instrumentación en el sostenimiento	Elongación en el sostenimiento	Atornillado al perno de roca o cable bolt: 1 dimensión	Puede proveer una medición de la carga que actúa en el perno de roca o en el cable bolt
Stress Cells	La deformación de la roca es interpretada para estimar cambios en los esfuerzos	Punto de medición dentro del macizo rocoso	Instalado en áreas donde hay variación de esfuerzos
Sistema de monitoreo de cavidad(CMS)	Medición laser de la distancia entre el límite de la excavación y un punto fijo	Medición de vacío: 3 dimensiones	El acceso a la cavidad estará limitado. Alto riesgo en perder equipos. El CMS generara la geometría de vacío actual
Monitoreo sísmico	La onda sísmica es generada por la falla de la roca. La localización y parámetros sísmicos son estimados por el registro de la onda	Volumen extenso del macizo rocoso: 3 dimensiones	La instalación del equipo puede ser distante del área de producción. La única evaluación del macizo rocoso responde sobre un gran volumen. El sistema de escala sísmica de la mina es costoso y requiere una extensa interpretación para ser útil

Anexo D. Auditorías

Anexo D. Auditorías

Punto	Estándar	Guía de evaluación
1	Diseño y planeamiento de mina	
1.1	La gerencia de la mina ha demostrado un claro entendimiento y compromiso para abordar los problemas geotécnicos en minería subterránea utilizando buenas prácticas de ingeniería geotécnica.	<p>Objetivo: Verificar que la gerencia tiene un claro conocimiento de los riesgos geotécnicos y sus probables consecuencias y facilita las herramientas necesarias para afrontar estos problemas.</p> <p>Evidencias: Observar asignaciones de presupuesto. Observar evidencia de registro de los riesgos geotécnicos identificados en la unidad minera y el manejo propuesto por el ingeniero geotécnico a cargo, el documento de manejo de riesgos debe estar firmado por el gerente a cargo. ¿La gerencia ha solicitado investigaciones geotécnicas en donde se haya detectado personal expuesto a peligros de caída de roca o en casos de incidentes relacionados a caída o falla de macizo rocoso?</p>
1.2	El número, tipos, vida útil y dimensiones de todas las aberturas se han basado en un “modelo geomecánico de la mina” apropiado.	<p>Objetivo: Determinar que la gerencia ha identificado las aberturas a ser excavadas de acuerdo al plan de minado, hidrogeología y condiciones de terreno.</p> <p>Evidencias: Observar una base de datos que contiene todo el rango de aberturas diseñadas y los tipos de roca dentro del perímetro de cada abertura y con evidencia geotécnica de que cada abertura será estable por el tiempo de vida que tenga. Se pueden aplicar técnicas empíricas, analíticas o numéricas. Estos diseños deben estar formalmente documentados y firmados por las personas competentes a cargo de la operación.</p>
1.3	El número, tipos, vida de diseño, dimensiones, orientación y espaciamiento de todos los pilares han sido determinados mediante métodos geotécnicos	<p>Objetivo: Determinar que la gerencia ha identificado el rango de dimensiones y cantidad de pilares a ser considerados en el plan de minado.</p> <p>Evidencias: Observar una base de datos que contenga el rango de las geometrías de los pilares y tipos de roca esperados dentro de cada pilar con verificación geotécnica.</p>
1.4	Los dominios geotécnicos son usados para dividir al macizo rocoso en zonas en donde se espera un comportamiento similar del terreno.	<p>Objetivo: Asegurarse que la variación en las condiciones del terreno ha sido reconocida y cuantificada.</p> <p>Evidencias: Observar planos, secciones, proyecciones longitudinales que muestren en rango de condiciones de terreno esperadas. ¿Han sido éstas contorneadas, sombreadas o identificadas de algún modo? ¿Las diferentes condiciones de terreno han sido clasificadas o ponderadas de algún modo? ej. A, B, C, clase 1, clase 2 ¿La información se puede representar o es representada en tres dimensiones usando un criterio geotécnico justificable o usando uno o más sistemas reconocidos de clasificación de macizo rocoso?</p>

1.5	La mina utiliza un enfoque formalizado para el diseño de sostenimiento de roca y reforzamiento (SRYR) para todos los tipos de aberturas mineras en todos los dominios geotécnicos	<p>Objetivo: Verificar que hay explicación razonable para el sostenimiento y refuerzo del macizo rocoso utilizado en la mina.</p> <p>Evidencias: Entrevistar al personal. ¿Cuál de los métodos de diseño de sostenimiento y refuerzo ha sido usado? ¿El diseño se refiere a los soportes y refuerzos considerados o se han modificado de algún modo?</p>
2	Modelo geomecánico	
2.1	Las estructuras geológicas (planos de debilidad) en las proximidades de la mina han sido definidos, caracterizadas geomecánicamente y se las mantiene actualizadas.	<p>Objetivo: Verificar que hay un buen entendimiento de los planos de debilidad locales del macizo rocoso que rodea a la mina de modo que mejores decisiones se pueden hacer con respecto al diseño y planeamiento de la mina.</p> <p>Evidencias: Observar la base de datos de estructuras geológicas, describiendo su origen, orientaciones y continuidad. ¿Se pueden representar en 3D y abarcan el área total del diseño de la mina?</p>
2.2	Se efectúan mapeos geomecánicos de manera regular en todas las áreas activas y aberturas accesibles de la mina.	<p>Objetivo: Verificar que se recolecta información geomecánica actualizada y que es usada para cuantificar y verificar las condiciones del terreno y que todos los registros son actualizados.</p> <p>Evidencias: Observar los registros de mapeos geomecánicos. ¿Se tienen software geomecánicos (como DIPS o similar) o se usan métodos de ploteo manual para procesar la información? ¿Se ha determinado las propiedades geomecánicas de los planos de debilidad (como buzamiento y dirección de buzamiento, número de familias, persistencia, espaciamiento, rugosidad)? ¿Estas propiedades han sido ploteadas y procesadas?</p>
2.3	Los esfuerzos de pre minado y su orientación en la mina ha sido cuantificado y es actualizado cada cierto tiempo de acuerdo al tamaño de la producción de la mina.	<p>Objetivo: Verificar que la mina tiene suficiente información para cuantificar la variación de los esfuerzos de pre minado dentro del macizo rocoso para las diferentes etapas de la mina.</p> <p>Evidencia: Observar evidencia de los resultados de mediciones e interpretaciones de los esfuerzos principales en el macizo rocoso de la mina. ¿Qué método se ha utilizado para determinar la magnitud y orientación de los esfuerzos y las limitaciones del método han sido tomados en cuenta al momento de hacer el diseño? ¿La mina ha determinado una relación de esfuerzos con profundidad de minado y/o si hay una variación en los esfuerzos dependiendo de las estructuras geológicas?</p>

2.4	La resistencia y características del macizo rocoso han sido cuantificadas dentro de cada dominio geomecánico.	<p>Objetivo: Verificar que se han determinado las características de esfuerzo y deformación del macizo rocoso.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. ¿Se han determinado las propiedades de resistencia y deformación para los diferentes dominios geomecánicos? Observar el resumen de las propiedades estimadas del macizo rocoso (resistencia a la compresión y tracción, módulo de elasticidad, módulo de Poisson) para los diferentes dominios geomecánicos. Considerar que para obtener las características del macizo rocoso se debe haber caracterizado a la roca intacta y se debe mostrar los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.</p>
2.5	La hidrogeología local ha sido cuantificada y se toman medidas continuas para verificar las asunciones hechas.	<p>Objetivo: Verificar la existencia de información hidrogeológica.</p> <p>Evidencia: Observar los informes hidrogeológicos y en casos con conocidos problemas de agua, revisar la información colectada con el monitoreo y corroborar la interpretación de los acuíferos, nivel freático, flujos potenciales.</p>
2.6	El logueo de taladros diamantinos es usado como una herramienta de confirmación de los modelos geomecánicos junto con el mapeo de línea de detalle y mapeo geomecánico.	<p>Objetivo: Verificar que la información de perforaciones diamantinas es usada para brindar información que ayuda a mantener el modelo geomecánico adelantándose al minado (a diferencia del mapeo donde se requiere que haya una excavación previa)</p> <p>Evidencia: ¿Se han usado taladros de exploración o taladros geotécnicos específicos han sido planificados para confirmar la calidad del macizo rocoso previa al minado? ¿Son taladros orientados? Revisar una muestra de la base de datos geológica/geotécnica seleccionando taladros típicos escogidos al azar. La información de logueos geotécnicos es importante para el diseño predictivo y debe ser incorporado en los procesos de verificación de los modelos para asegurar que no hay sorpresas si el minado se dirige hacia una anomalía geotécnica. La información de los taladros diamantinos se debe almacenar en una base de datos que permita una búsqueda rápida.</p>
2.7	Existe un mapa de riesgos geotécnicos de las diferentes zonas de la mina.	<p>Objetivo: Es recomendable la existencia de un mapa de riesgos geotécnicos en donde se resalten las zonas de interés en zonas existentes de la mina y en zonas futuras donde se hayan identificado riesgos.</p> <p>Evidencia: Observar el mapa de riesgos geotécnicos o una base de datos en donde se tenga un registro de los riesgos existentes.</p>
3	Control de minado y monitoreo	
3.1	Los planos de diseño de mina han sido firmados por el gerente de mina y todos los profesionales involucrados incluyendo al ingeniero geomecánico, senior y superintendente	<p>Objetivo: Verificar el manejo de responsabilidades para el plan de minado propuesto.</p> <p>Evidencia: Revisar planos de diseño y chequear que las firmas y fechas estén presentes.</p>

3.2	Reuniones de planeamiento y diseño de mina se realizan al menos una vez al mes	<p>Objetivo: Verificar que el planeamiento de mina y el diseño es un proceso constante y no una serie de reuniones de último momento. El diseño y planeamiento de la mina debe guiar a la producción y no al revés.</p> <p>Evidencia: Revisar las minutas de las reuniones de planeamiento y diseño de mina. ¿Cuándo fue la última reunión?</p>
3.3	Hay inspecciones geotécnicas regulares para las condiciones de minado y de los elementos de sostenimiento y soporte, aberturas y sus alrededores.	<p>Objetivo: Verificar que los riesgos geotécnicos con continuamente evaluados e identificados.</p> <p>Evidencia: Revisar registros de la evaluación de riesgos geotécnicos, cambios en las condiciones del terreno, requerimiento o estado de los elementos de soporte o refuerzo. Esto puede incluir un ranking de riesgos geotécnicos de acuerdo a la severidad. ¿Quién realiza estas inspecciones? ¿Cada cuánto tiempo las realiza? ¿La mina tiene un ingeniero geotécnico a tiempo completo y sino la visita regularmente un consultor externo? ¿Se hacen las recomendaciones necesarias para gerencia?</p>
3.4	Se utilizan técnicas adecuadas de topografía para monitorear el tamaño de las aberturas y dimensiones de pilares.	<p>Objetivo: Verificar que la cantidad de sobre excavación, sub excavación sea cuantificada en la zona de producción y desarrollo.</p> <p>Evidencia: Revisar los registros topográficos y validar las técnicas utilizadas. ¿Se tiene una adecuada base de datos en 3D de todos los levantamientos? Estas mediciones son útiles para poder identificar potenciales colapsos.</p>
3.5	Instrumentación de desplazamientos es usados cuando es necesario	<p>Objetivo: Verificar si hay movimientos que ocurren en la mina.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Observar gráficos resúmenes de los resultados de extensómetros, monitoreo de convergencia, nivelación de precisión, etc. Observar planos mostrando la ubicación de los instrumentos de monitoreo. ¿Cada cuánto se hacen las mediciones? ¿Quién es el responsable para asegurarse que éstos son leídos? ¿Cómo se usa esa información?</p>
3.6	Se tiene un apropiado sistema de monitoreo sísmico cuando existe el potencial de estallido de roca	<p>Objetivo: Verificar que el sistema de monitoreo sísmico está instalado en minas con actividad sísmica.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal subterráneo para chequear los niveles actuales de actividad sísmica en la mina. ¿La información del personal es comparable con el nivel de riesgo y monitoreo que se maneja actualmente en la mina?</p>
4	Sostenimiento de labores subterráneas	
4.1	Existen especificaciones técnicas para todos los elementos de soporte y refuerzo usados actualmente.	<p>Objetivo: Verificar que la mina tiene sus propias especificaciones técnicas para los diferentes tipos de sostenimiento y refuerzo usado.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Observar una copia de las especificaciones técnicas preparado por la mina. Las especificaciones del soporte y refuerzo deben indicar las capacidades de carga y la capacidad de absorción de energía.</p>

4.2	La mina tiene y refuerza el uso de procedimientos estándares de trabajo para la instalación de todos los tipos de soporte y refuerzo en uso.	<p>Objetivo: Verificar que existen procedimientos escritos de trabajo que describen cómo se debe instalar el sostenimiento.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Observar la instalación del sostenimiento. Observar una copia de los procedimientos de trabajo escritos. Compare lo visto en el campo con lo que dice el procedimiento. ¿Está de acuerdo? Y si no ¿qué explicación se da? ¿Se han medido los diámetros de los taladros perforados para instalación de soporte?</p>
4.3	El almacenamiento y manejo de los elementos de soporte y refuerzo es tal que el deterioro con el tiempo está minimizado.	<p>Objetivo: Verificar que el deterioro de los componentes del soporte y refuerzo es minimizado.</p> <p>Evidencia: Inspeccionar las ubicaciones de los almacenes tanto en superficie como en subterránea. ¿Están los componentes, especialmente los que tienen rosca, protegidos de la lluvia, agua subterránea, contaminación durante el almacenamiento y de daño durante el transporte? ¿Las resinas están protegidas de la luz del sol directa y de las altas temperaturas y usadas antes de la fecha de expiración? ¿Las parihuelas donde se almacenan las bolsas de cemento están cubiertas?</p>
4.4	La orientación de los taladros es apropiada para la geometría de la excavación y el movimiento esperado de rocas/bloques	<p>Objetivo: Verificar que se usa toda la longitud efectiva del soporte.</p> <p>Evidencia: Observar que los taladros perforados en las paredes y techos, particularmente en los frentes de desarrollos. ¿Están los taladros en su mayoría perpendiculares a la superficie de la excavación? Observar la posición de la perforadora con respecto a la pared de la excavación.</p>
4.5	Los elementos de sostenimiento y refuerzo están protegidos contra la corrosión para el tiempo de vida de la excavación.	<p>Objetivo: Verificar que el diseño de tiempo de uso de las aberturas y de la vida del sostenimiento sean similares. Problemas de corrosión deben ser afrontados y remediados en aberturas de largo uso o permanentes.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. ¿La mina tiene áreas en donde la corrosión es probablemente un problema? ¿La corrosión en esas zonas es probable que afecte desfavorablemente la capacidad de carga del soporte? ¿Qué tipo de protección contra la corrosión ha sido implementado en la especificación técnica del soporte? ¿El soporte instalado cumple con los requerimientos de protección contra la corrosión?</p>
4.6	La mina tiene procedimientos para asegurar que el control de calidad de las resinas y cementantes (incluyendo concreto lanzado y concreto lanzado con fibra) siempre satisfaga los requerimientos de diseño.	<p>Objetivo: Verificar que la gerencia reconozca que el comportamiento de la roca depende en gran manera en el control de calidad de todos los materiales usados como fijador o agente cementante a la roca.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Observar los procedimientos formales que garantice la calidad de la instalación de las resinas y cementantes. Cuestiones a verificar incluyen: referencias a la fecha de vencimiento de la resina, mezcla de resina y tiempo de espera; especificación del ratio agua: cemento, el tipo de agua a usar en la mezcla de concreto (impurezas en el agua pueden afectar la resistencia a la compresión de la mezcla y corroer el acero en contacto con la mezcla de</p>

		cemento). Observar ensayos de control de calidad del agente cementante.
4.7	Los equipos utilizados en la instalación de soporte de roca y refuerzo tienen una confirmación formal que es adecuado para tal propósito tanto desde el punto de vista de seguridad y aseguramiento de calidad. Esto incluye a los equipos usados en aplicación de cementantes que deben tener un mantenimiento regular.	Objetivo: Verificar que la gerencia reconozca que equipos sin mantenimiento puede no instalar correctamente el soporte o sostenimiento. Evidencia: Entrevistar al personal. ¿El equipo tiene un mantenimiento de acuerdo a las especificaciones del fabricante? ¿El uso de equipo es de acuerdo a las instrucciones del fabricante? ¿Cómo y quién la hace el mantenimiento al equipo? ¿El equipo es operado a las presiones adecuadas?
4.8	Se realizan pruebas de manera regular para controlar el espesor del concreto lanzado para asegurar que el espesor diseñado ha sido aplicado.	Objetivo: Verificar que el espesor del concreto lanzado cumpla con las especificaciones técnicas. Evidencia: Entrevistar al personal. ¿Qué método se usa para verificar el espesor del concreto lanzado? ¿Con qué frecuencia se hacen los ensayos en cada ubicación donde se aplica concreto lanzado? ¿El espesor del concreto lanzado cumple con las especificaciones técnicas? ¿La mina tiene un plan de acción para rectificar en caso el espesor del concreto lanzado no sea el adecuado?
4.9	Ensayos de carga versus desplazamiento son realizados en todos los tipos de sostenimiento de roca usados en la mina.	Objetivo: Verificar que la carga desplazamiento del sostenimiento de roca instalado cumpla con las especificaciones técnicas para todas las condiciones del macizo rocoso en todo momento. Evidencia: Observar resultados de los ensayos de carga desplazamiento realizados en los 12 meses previos en los diferentes tipos de sostenimiento usados en la mina. El número anual mínimo de ensayos de carga desplazamiento debería ser aproximadamente el 1% del total instalado para cada tipo de sostenimiento con un mínimo de 5 para cada dominio geomecánico.
5	Manejo de suelo inestable	
5.1	La mina ha desarrollado y refuerza una política de desatado de roca a ser adoptado en cada área dentro de la mina y además existen procedimientos de trabajo estándar para las diferentes formas de desatado usados en la mina.	Objetivo: Verificar la existencia de una política formal y de procedimientos que especifiquen la frecuencia y métodos de desatado de roca que sean implementados apropiadamente. Evidencia: Observar la documentación de desatado de rocas.
5.2	La mina conduce chequeos regulares para el desatado/rehabilitación requerido para todos los accesos principales.	Objetivo: Verificar que todas las áreas de trabajo han sido chequeadas y se han establecido requerimientos de desatado de rocas a intervalos regulares dependiendo de la cantidad de rocas sueltas y de la magnitud percibida del riesgo. Evidencia: Chequear la documentación del programa de desatado. Entrevistar al personal. Observar dentro de la mina.

5.3	Se mantiene un registro de todas las actividades de desatado / rehabilitación requeridas y esos registros están registrados en una base de datos para futura referencia.	Objetivo: Verificar que cada área que requiere desatado ha sido registrada y firmada como completa para el estándar requerido y que los intervalos programados y cantidad de desatado requerido en un área en particular sean confirmados con el registro guardado. Evidencia: Chequear la documentación del programa de desatado. Entrevistar al personal. Observar dentro de la mina.
5.4	La mina tiene especificaciones técnicas para las barras de desatado y otros equipos utilizados en el desate de rocas (como equipos mecanizados de desatado y plataformas de trabajo)	Objetivo: Verificar que el equipo usado para el desatado sea adecuado para las condiciones del terreno y no introduzcan riesgos extras en el trabajo. Evidencia: Observar documentación en donde se listen las especificaciones para los equipos de desatado y una verificación formal de que las especificaciones cumplen con los requerimientos para todas las áreas de la mina.
5.5	La mina tiene establecidos límites de aceptación para ciertos criterios como el de capacidad de carga o degradación visual (como por ejemplo las mallas cargadas de material, platos de pernos reventados, etc.) de los sostenimientos y refuerzos instalados.	Objetivo: Verificar que cualquier deficiencia en la capacidad de carga de los sistemas de soporte instalados pueden y están siendo identificados. Evidencia: Entrevistar al personal. Revisar una copia de los límites de tolerancia de la mina para el sostenimiento. ¿La mina tiene una definición estándar de cuánto material se puede dejar acumulado en una malla y un procedimiento estándar de cómo descargarla cuando se requiera? De manera similar ¿La mina tiene una definición estándar de cuándo daño/deformación del sostenimiento puede ser tolerado antes que se tomen acciones de remediación?
6	Perforación y voladura	
6.1	La mina ha establecido procedimientos de diseño para la perforación y voladura en desarrollos y zonas de extracción.	Objetivo: Verificar que el logro de una voladura con una fragmentación adecuada y un mínimo de sobre rotura mantiene el daño por voladura al mínimo en el macizo rocoso perimetral. Evidencia: Entrevistar al personal. ¿La mina tiene un procedimiento de diseño de voladura establecido? ¿Se basa principalmente en experiencia práctica? Encontrar ejemplos del uso de los procedimientos de perforación y voladura. ¿Con qué frecuencia se revisan los diseños de perforación y voladura? ¿Cómo se minimiza el daño por voladura en las paredes y techos? ¿Cómo se incorpora el cambio de condiciones en el macizo rocoso en el diseño de perforación y voladura?
6.2	Existen diseños de perforación y voladura estándares para todas las formas de voladura (y está disponible para revisión) para cada dominio geomecánico.	Objetivo: Verificar que existe un diseño estándar para diferentes aberturas y dominios geomecánicos. Evidencia: Revisar los diseños estándar, entrevistar personal, observar en la mina subterránea.
6.3	La mina implementa estrategias de voladura para minimizar el daño por voladura en el perímetro de todas las excavaciones en todos los dominios geomecánicos y asegura que éstas estrategias (como por ejemplo voladura de perímetro) sea seguido rigurosamente en la operación.	Objetivo: Verificar que los explosivos, estrategias de iniciación de voladura y patrones de perforación usados sean los adecuados para minimizar el daño por voladura para el macizo rocoso en las paredes y techos. Evidencia: Observar la perforación y carguío de los frentes, anote los explosivos usados en los taladros de perímetro. ¿Es éste el explosivo especificado en el procedimiento de trabajo?

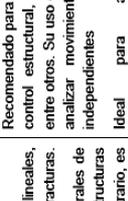
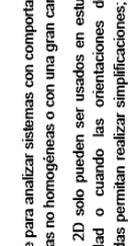
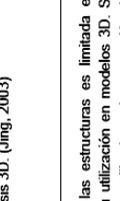
6.4	La sobre rotura de las excavaciones es monitoreada	<p>Objetivo: Verificar que la medición de la sobre rotura es ejecutada para mantener la calidad de la excavación.</p> <p>Evidencia: ¿Tiene la mina una política de un máximo porcentaje o volumen de sobre rotura que es aceptable? ¿Es la cantidad de sobre rotura determinada regularmente? Revise una copia del resumen quincenal o mensual de la sobre rotura, calculada por el topógrafo para cada desarrollo/tajo. ¿La información de sobre rotura es dada a conocer a las guardias de perforación y voladura?</p>
6.5	Existe un sistema para corregir las técnicas utilizadas en perforación y voladura en áreas donde se detecta un exceso de sobre rotura.	<p>Objetivo: Verificar que el cambio en el tamaño de las aberturas debido a la sobre rotura sea evaluadas geomecánicamente para asegurar que el sostenimiento o diseño de abertura se mantenga dentro de los límites de tolerancia para las condiciones del macizo rocoso.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Establecer si la clasificación de macizo rocoso, análisis de bloques, análisis de esfuerzos u otro método reconocido ha sido usado para determinar las aberturas máximas que pueden ser minadas.</p>
6.6	Voladura en la vecindad inmediata de un tajeo que contiene relleno húmedo no está permitido.	<p>Objetivo: Verificar que existen procedimientos para prevenir la licuefacción del relleno saturado provocado por la voladura.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Revisar registros de voladura de tajeos y relleno de tajeos. Estimar el período mínimo entre la finalización del relleno y voladuras en tajeos adyacentes. ¿Ha ocurrido licuefacción en la mina?</p>
7	Verificación de parámetros o back analysis	
7.1	La mina a realizado back analysis o comparaciones de la geometría de la abertura minada para justificar los diseños de la mina a corto plazo y estrategias de planeamiento.	<p>Objetivo: Verificar que las técnicas de diseño/planeamiento usados sean válidos en el tiempo y que cualquier discrepancia entre lo observado y el criterio de diseño sea resuelto satisfactoriamente.</p> <p>Evidencia: Entrevistar al personal. Revisar documentación de back analysis, notar las comparaciones hechas entre las dimensiones reales de los tajeos/pilares y lo diseñado.</p>
7.2	Existe un procedimiento para asegurar que hay registros formales de cualquier cambio en el modelo geomecánico como resultado de un back analysis o proceso de confirmación son mantenidos.	<p>Objetivo: Verificar que los procedimientos de diseño de la mina se mantengan actualizados y que los factores que contribuyen al cambio en el diseño/planeamiento de la mina sea bien entendido y que los registros adecuados sean guardados para el personal que llegue a futuro lo use y mantenga un diseño seguro.</p> <p>Evidencia: Revisar notas, memorándums o reporte técnicos que acompañan a planes de mina aprobados. ¿Han sido documentadas las decisiones de cambio de diseño? ¿Se han documentado las revisiones de comportamiento real de las aberturas/pilares versus lo que dice el diseño/modelo?</p>

8	Entrenamiento y competencias	
8.1	Los trabajadores reciben entrenamiento en el trabajo y evaluaciones periódicas de los temas que cubren el riesgo de caída de rocas en la mina subterránea.	<p>Objetivo: Verificar que todos los trabajadores reciben un entrenamiento y evaluaciones de cómo reconocer riesgos geotécnicos y entender la importancia de las estructuras geológicas y su influencia en la estabilidad de las rocas.</p> <p>Evidencia: Revisar registros de entrenamientos y evaluaciones periódicas. Entrevistar al personal.</p>
8.2	Los trabajadores reciben entrenamiento y evaluaciones periódicas en aspectos geomecánicos como: trabajar en terreno no sostenido, evaluar los requerimientos de desatado y las prácticas seguras del mismo y la importancia de la correcta instalación del sostenimiento y seguir los procedimientos establecidos.	<p>Objetivo: Verificar que todos los trabajadores reciben entrenamiento y evaluaciones periódicas en aspectos geomecánicos.</p> <p>Evidencia: Revisar los registros de entrenamientos y evaluaciones periódicas. Entrevistar al personal.</p>

Anexo E. Software Geomecánicos

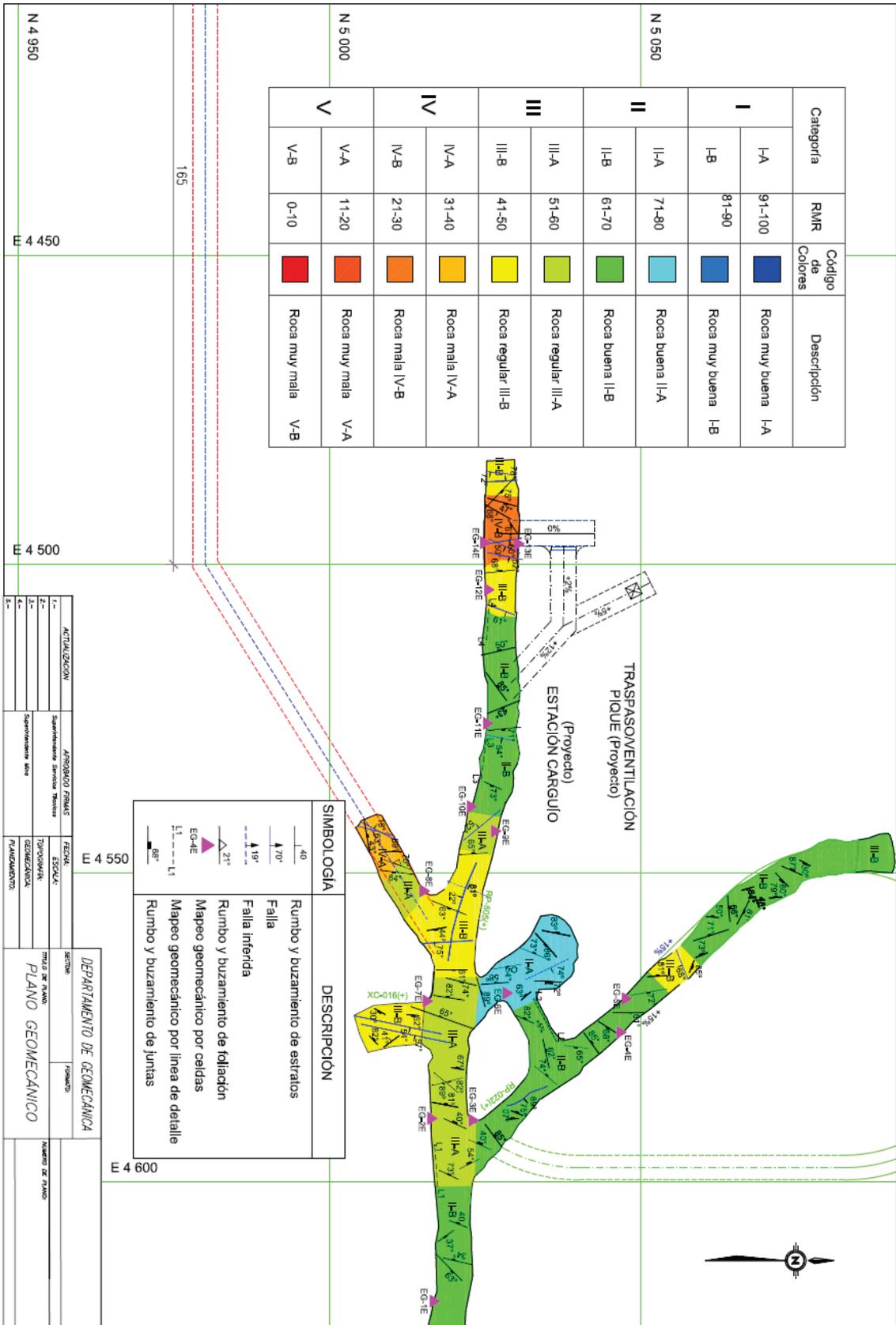
Anexo E. Software Geomecánicos

Software Geomecánicos - Métodos Numéricos aplicados a mecánica de rocas

MÉTODOS	ENFOQUE	MACIZO ROCOSO FRACTURADO		CARACTERÍSTICAS	RECOMENDACIONES DE USO	SOFTWARE		
		MODELO GEOMECAÍNICO	REPRESENTACIÓN 2D					
MÉTODOS CONTINUOS	Elementos Finitos (FEM)	 <p>Diaclasas</p> <p>Fallas</p>	 <p>Elemento de discontinuidad</p>	<p>Es tal vez el método más usado y aceptado con mayor tiempo de investigación en la literatura para modelar rocas heterogéneas y de comportamiento no-lineal con la posibilidad de asignar diferentes propiedades de material a diferentes elementos. Para modelar estructuras, se requiere de la introducción de elementos de discontinuidad en la malla.</p>	<p>Recomendado en geometrías complejas no homogéneas y materiales con geometrías no lineales. Óptimo para análisis a escala global y local.</p> <p>En las zonas de mayor interés o riesgo geotécnico, la malla a utilizar debe ser más fina y cada elemento debe contener por lo menos 6 nodos.</p>	<p>PHASE² (RS2), RS3, ABAQUS, ANSYS</p> <p>FLAC, FLAC3D</p>		
	Diferencias Finitas (FDM)		 <p>Elemento de discontinuidad - desplazamiento</p>				<p>Método recomendado para modelar procesos de fracturamiento en roca.</p> <p>Recomendado principalmente para materiales de comportamiento lineal y homogéneos.</p> <p>Recomendado para analizar estabilidad a escala global o cuando el sistema presenta reducidos grados de libertad (Jing, 2003)</p>	<p>MAP3D</p>
	Elementos de Bordes (BEM)		 <p>Discontinuidad explotada</p>					
MÉTODOS DISCONTINUOS	Elementos Discretos (DEM)	 <p>Diaclasas</p> <p>Fallas</p>	 <p>Diaclasas</p> <p>Fallas</p>	<p>Eficiente para analizar sistemas con comportamiento no lineales, complejos no homogéneos o con una gran cantidad de fracturas. Análisis 2D solo pueden ser usados en estudios generales de estabilidad o cuando las orientaciones de las estructuras estudiadas permitan realizar simplificaciones, de lo contrario, es indispensable el uso de un análisis 3D. (Jing, 2003)</p>	<p>Recomendado para analizar inestabilidades con control estructural, análisis de fallas, caving, entre otros. Su uso es ideal cuando se requiera analizar movimientos de bloques de roca independientes</p> <p>Ideal para analizar deslizamientos, separaciones de elementos y grandes deformaciones que puedan ocurrir en el modelo.</p>	<p>FrackMan, DFN.</p>		
	Redes de Fracturas Discretas (DFN)	 <p>Diaclasas</p> <p>Fallas</p>	 <p>Fallas</p> <p>Área de Interés (FEM, FDM, DFN)</p>				<p>Su capacidad de representar las estructuras es limitada en modelos 2D, se recomienda su utilización en modelos 3D. Su aplicación en la práctica ha sido utilizada en la generación del macizo rocoso sintético (SRM), concepto desarrollado por Mas Ivars and Polyondy (2007).</p>	<p>Su uso tiene cada vez mayor aceptación ya que puede ser incluido en el FEM, BEM, DEM o métodos híbridos.</p> <p>Recomendado cuando se requiera analizar el fracturamiento de la roca.</p>
MODELOS HÍBRIDOS - CONTINUOS / DISCONTINUOS	Híbrido FEM/BEM	 <p>Diaclasas</p> <p>Fallas</p>	 <p>Fallas</p> <p>Área de Interés (FEM, FDM, DFN)</p>	<p>Su uso es recomendado cuando la escala que se quiere analizar involucra grandes sectores, donde el uso de FDM o FEM no es eficiente en términos de tiempo de solución.</p> <p>En el uso de modelos híbridos DEM/BEM se recomienda referirse a lo establecido por Lorig and Brady (1982, 1984, 1986) y Lemos (1987).</p>	<p>FractMan, DFN.</p>	<p>ELFEN</p>		

Anexo F. Plano y simbología Geomecánica

Anexo F. Plano y simbología Geomecánica



Simbología de topografía y labores mineras

	Curvas de nivel primarias.		Laguna.
	Curvas de nivel secundarias.		Laguna seca.
	Carretera pavimentada, dos o más vías.		Terreno de cultivo.
	Carretera afirmada, dos o más vías.		Depósito de relave.
	Camino de herradura.		Desmonte de mina.
	Sendero.		
	Puente.		
	Ferrocarril.		
	Hito fronterizo.		
	Cable transmisor de fuerza eléctrica.		
	Cerco (Madera o alambre).		
	Escuela.		
	Iglesia.		
	Viviendas.		
	Cementerio.		
	Tanque.		
	Monumentos y ruinas incaicas.		
	Señal geodésica.		
	Marca de cota fija.		
	Mina en actividad.		
	Mina abandonada.		
	Boca mina en actividad.		
	Boca mina abandonada y cerrada.		
	Acantilado, barranco, escarpado.		
	Depresión.		
	Pozo, Fuente.		
	Río principal.		
	Río seco.		
	Riachuelo, arroyo, quebrada.		
	Riachuelo, arroyo, quebrada seca.		
	Canal de irrigación, estanque.		

Simbología de litología en suelos



GW: Gravels bien gradadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos.



GP: Gravels mal gradadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.



GM: Gravels limosas, mezclas mal gradadas de grava, arena y limo.



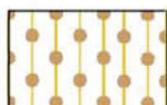
GC: Gravels arcillosas, mezclas mal gradadas de grava, arena y arcillas.



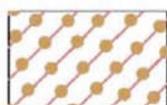
SW: Arena bien gradada, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.



SP: Arena mal gradadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.



SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal gradadas.



SC: Arenas arcillosas, mezclas mal gradadas y arenas y arcillas.



ML: Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas con ligera plasticidad.



CL: Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.



OL: Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.



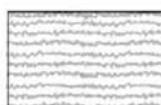
MH: Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diátomeas, suelos limosos.



CH: Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas.



OH: Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.

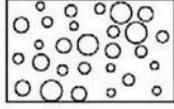


PT: Arcillas orgánicas de plasticidad media alta

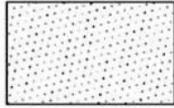
Rocas sedimentarias



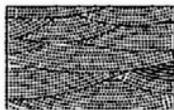
Brecha



Conglomerado



Arenisca



Arenisca de estratificación cruzada



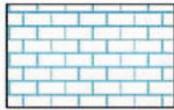
Lutita



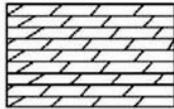
Limolita



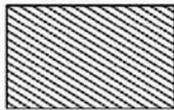
Creta



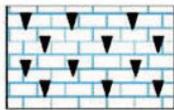
caliza



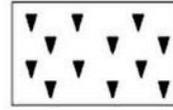
Dolomita



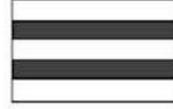
Yeso



Caliza con pedernal

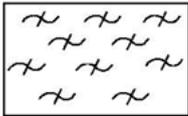
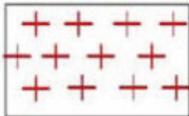
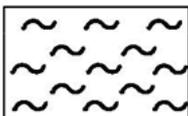
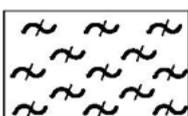
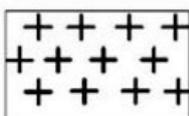
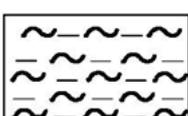
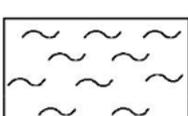
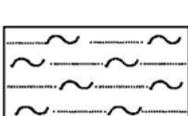


Pedernal



Carbón

Rocas Ígneas y Metamórficas (Respectivamente)

			Marmol
			Migmatita
	Granito		Gneis
	Diorita		Esquisto
	Andesita		Anfibolita
	Gabro		Pizarra
	Basalto		Filita
	Brecha volcánica		Milonita
	Piroclastos		Cuarcita
	Aglomerado		Homfels

Símbolos de mapeo Geomecánico

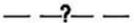
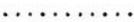
Estratigrafía

	Estratificación horizontal vista.
	Estratificación ver cal.
	Rumbo y buzamiento de estratos.
	Rumbo y buzamiento aproximado de estratos.
	Estratificación inclinado, donde la dirección del tope de los estratos conocido, muestra rumbo y buzamiento.
	Rumbo y buzamiento de estratos con gradación.
	Rumbo y buzamiento de estratos volteados.
	Rumbo de estratos foto interpretado con buzamiento entre 10° - 30°.
	Rumbo de estratos foto interpretado con buzamiento entre 30° - 60°.
	Rumbo de estratos foto interpretado con buzamiento entre 60° - 90°.

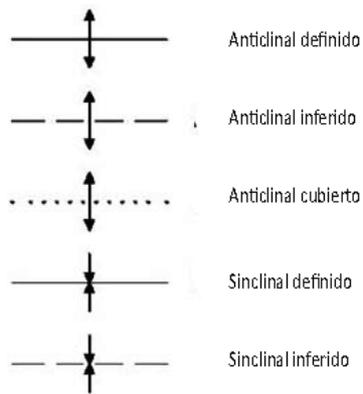
Foliación, clivaje y diaclasas

	Foliación horizontal.
	Rumbo de foliación ver cal.
	Rumbo y buzamiento de foliación.
	Rumbo del bandamiento, laminación ó foliación ver cal.

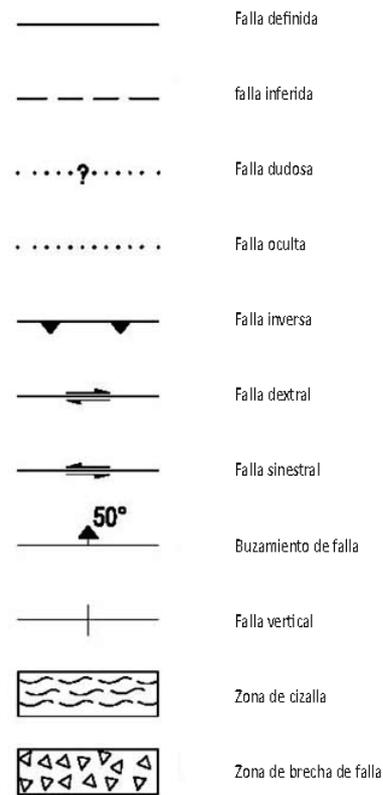
Contacto

	Contacto definido.
	Contacto inferido.
	Contacto dudoso.
	Contacto oculto.
	Contacto gradacional.
	Discordancia.

Pliegues



Fallas



Secciones Transversales



Símbolos Hidrogeológicos

GRAN ESCALA	MEDIANA ESCALA	PEQUEÑA ESCALA	
			Caudal de la fuente (5l/min).
			Fuente artésiano.
			Fuente intermitente.
			Grupo de fuentes.
			Línea de flujo, filtraciones de línea.
			Flujo de mineral.
			Flujo de manantial.
			Pozo.
			Pozo artésiano.
			Pozo de mineral.
			Pozo termal.
NIVEL DE AGUA SUBTERRANEA			
a) — +160 —	a) — +160 —	a) — +200 —	a) Altura sobre el nivel del mar.
b) — - 5 —	b) — - 5 —	b) -5-10 > 20	b) Profundidad desde la superficie.
			Área con agua colgada.
			Dirección del flujo de agua subterránea e inferida.
			Agua subterránea separada.
			Elevación de la superficie piezométrica.
			Área de agua subterránea confinada.
			Básicamente artésiano.

Simbología cromática por calidad de roca

Categoría		RMR	Código de Colores	Descripción
I	I-A	91-100		Roca muy buena I-A
	I-B	81-90		Roca muy buena I-B
II	II-A	71-80		Roca buena II-A
	II-B	61-70		Roca buena II-B
III	III-A	51-60		Roca regular III-A
	III-B	41-50		Roca regular III-B
IV	IV-A	31-40		Roca mala IV-A
	IV-B	21-30		Roca mala IV-B
V	V-A	11-20		Roca muy mala V-A
	V-B	0-10		Roca muy mala V-B



Bernardo Monteagudo 222 Magdalena del Mar.
Lima, Perú. Teléfono: 219-3400
www.osinergmin.gob.pe