

**CONVENIO DE COLABORACIÓN ENTRE LA SECRETARÍA DE ESTADO
DE ENERGÍA DEL MINISTERIO DE INDUSTRIA, ENERGÍA Y TURISMO Y
LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID (LABORATORIO OFICIAL
J.M. MADARIAGA – LOM)**

AÑO 2015

PROYECTO Nº 5.3

“GUÍA SOBRE CONTROL GEOTÉCNICO EN MINERÍA SUBTERRÁNEA”

Informe Final

Año 2015

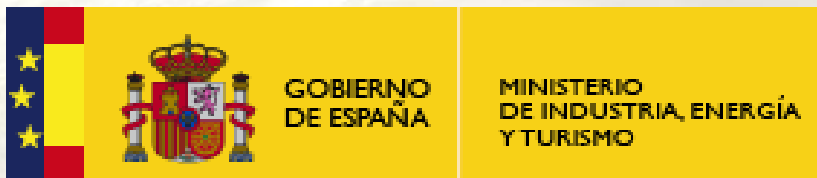
**GUÍA
SOBRE CONTROL
GEOTÉCNICO EN
MINERÍA
SUBTERRÁNEA**



2015

FINANCIA:

DIRECCIÓN GENERAL DE POLÍTICA ENERGÉTICA Y MINAS DEL MINISTERIO DE INDUSTRIA, ENERGÍA Y TURISMO.



ELABORA:

Laboratorio Oficial J. M. Madariaga (LOM).



NIPO en línea: 070-16-014-8

“La finalidad de esta Guía es su máxima utilización y difusión. No obstante, debe mencionarse explícitamente la Guía como fuente de cualquier información contenida en la misma que se utilice en acciones formativas, divulgativas o de otro tipo”

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Antecedentes	2
1.2.	Objeto y ámbito de aplicación.....	5
1.3.	Marco normativo	6
1.4.	Minería subterránea y geotecnia.....	7
2.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	12
2.1.	Conocimiento del terreno en minería	12
2.2.	Caracterización del macizo rocoso	14
2.3.	Estado tensional.....	15
2.3.1.	Tensiones naturales	15
2.3.2.	Tensiones inducidas.....	21
2.3.3.	Zona de influencia de una excavación subterránea	23
2.4.	Deformabilidad.....	26
2.5.	Estabilidad de paramentos	29
2.6.	Problemas geotécnicos	36
2.7.	El agua subterránea.....	37
3.	ELECCIÓN DEL MÉTODO DE SOSTENIMIENTO	43
3.1.	Conceptos previos.....	43
3.2.	Diseño del sostenimiento	43
3.3.	Métodos analíticos	45
3.4.	Métodos observacionales	48
3.5.	Métodos empíricos. Clasificaciones Geomecánicas.....	49
3.5.1.	RMR de Bieniawski	50
3.5.2.	Q de Barton	54
3.5.2.1	Método del ancho escalado.....	57
3.5.2.2	Método gráfico de estabilidad	59
3.5.3.	GSI	63
3.5.4.	Correlaciones entre las clasificaciones geomecánicas.....	65
3.6.	Métodos numéricos.....	65
3.6.1.	Limitaciones de la Modelización Numérica.....	68
4.	SOSTENIMIENTOS EN MINERÍA.....	70
4.1.	Tipos de sostenimientos	71
4.2.	Sostenimiento de galerías con madera.....	72
4.3.	Sostenimiento de galerías con entibación metálica	74
4.3.1.	Características de la entibación metálica	75
4.3.2.	Propiedades de los perfiles preformados.....	76

4.3.3.	Sostenimiento de galerías con cuadros metálicos deslizantes	77
4.3.4.	Uniones	79
4.3.5.	Guarnecido, arriostramiento y unión al piso de la excavación	81
4.3.6.	Dimensionado y espaciado de los cuadros metálicos deslizantes.....	86
4.3.7.	Control del sostenimiento metálico, cuadros o cerchas.....	90
4.4.	Sostenimiento de galerías con bulones	91
4.4.1.	Parámetros del bulonaje	93
4.4.2.	Formas de actuación del bulonaje	95
4.4.3.	Tipos de anclajes con bulones	98
4.4.4.	Anclaje por adherencia	99
4.4.5.	Anclaje por fricción.....	101
4.4.6.	Placas de reparto	106
4.4.7.	Elementos de refuerzo	106
4.4.8.	Cálculo de la longitud de los bulones	107
4.4.9.	Métodos de control.....	109
4.5.	Sostenimiento mediante mortero proyectado (gunita)	111
4.5.1.	Morteros y hormigones proyectados	111
4.5.2.	Materiales para el mortero proyectado.....	113
4.5.3.	Elementos de refuerzo del hormigón proyectado	115
4.5.4.	Parámetros del mortero proyectado	120
4.5.5.	Métodos de control del hormigón proyectado.....	122
4.6.	Tratamientos especiales.....	123
5.	CONTROL POR PARTE DE LAS EMPRESAS MINERAS	127
5.1.	Control Geológico-Geotécnico	127
5.2.	Auscultación	129
5.2.1.	Plan de instrumentación	135
5.2.1.1	Discretización	135
5.2.1.2	Establecimiento de umbrales o valores de referencia.....	136
5.2.1.3	Frecuencias de lecturas	137
5.2.2.	Plan de contingencias	138
5.3.	Refuerzos	139
6.	FENÓMENOS DE INESTABILIDAD	140
6.1.	Mecanismos de rotura.....	140
6.2.	Factores que desencadenan los fenómenos de inestabilidad.....	150
6.3.	Situaciones de riesgo	153
6.4.	Medidas técnicas en caso de derrumbes.....	169
7.	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA	170

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Causas del accidente más frecuentes (1997).....	3
Figura 2 - Causas de accidente más frecuentes (2004-2014).....	4
Figura 3 - Esquema clásico de explotación subterránea por subniveles (CAM, 2007)	8
Figura 4 - Avance de galería subterránea (UMINSA).....	9
Figura 5 - Efecto escala, desde roca intacta hasta un macizo rocoso muy fracturado.....	14
Figura 6 - Relevancia del estado tensional en el diseño del sostenimiento en una galería (Ramírez y Alejano, 2008).....	17
Figura 7 - Algunos de los efectos que contribuyen a separar el campo de tensión natural del elástico y que deben ser tenidos en cuenta para estimar dicho campo (Ramírez y Alejano, 2008).	19
Figura 8 - Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural “in situ” recopiladas por Hoek y Brown (1980), y Hoek (2006).....	20
Figura 9 - Valoración de la relación entre tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad a partir de medidas del campo natural recopiladas por Hoek y Brown (1980).	20
Figura 10 - Tensiones principales inducidas alrededor de una galería (Hoek et al. 1995).	21
Figura 11 - Figuras que muestran las trayectorias de las tensiones principales mayor y menor, que se producen alrededor de una cavidad realizada en un material sometido a un campo tensional uniaxial.....	22
Figura 12 - Distribución de tensiones alrededor de un hueco circular bajo un estado tensional hidrostático en medio elástico.....	24
Figura 13 - Influencia de la forma de la excavación y del k en las máximas tensiones en el contorno de la excavación (Hoek and Brown, 1980).....	25
Figura 14 - Curvas esfuerzo-deformación para comportamiento frágil-dúctil. En los materiales con un comportamiento frágil frente al esfuerzo que se ejerce sobre ellos, la rotura tiene lugar cuando supera el llamado límite elástico (Lillo y Oyarzun, 2013).....	27
Figura 15 - La rotura y flujo de los materiales siempre supone una discontinuidad en el macizo rocoso, aunque no siempre se manifiesta como un único plano discreto. El flujo plástico supone una zona con deformación intensa, (p.ej., durante la formación de milonitas) (Lillo y Oyarzun, 2013).	28
Figura 16 - Representación general de un criterio de rotura.....	29
Figura 17 - Inestabilidad del frente de avance originado por la cercanía de un dique (estructura geológica con diferente comportamiento geotécnico) que ocasiona una concentración de tensiones (S.N.M.P.E, 2004).....	30
Figura 18 - Parámetros de las discontinuidades en afloramiento.	33
Figura 19 - Representación y análisis de discontinuidades (González de Vallejo et al. 2004).....	33
Figura 20 - Excavación mediante minador (Inproobras S.L.).....	35
Figura 21 - Pega perforada para voladura en galería. El uso de voladuras puede afectar a zonas ya sostenidas y debilitarlas. (Foto: A.Berrocal).....	36
Figura 22 - Filtraciones en mina de Áliva, Cantabria (Foto: R.Jordá), zona reforzada con hormigón. 38	
Figura 23 - Estabilidad de las rocas de falla en un túnel (Hansen y Martna, 1988).	40
Figura 24 - Bombas de drenaje (Foto: A.Berrocal)	41

Figura 25 - Salida de aguas ácidas en la galería de drenaje de la mina abandonada de plomo de Los Guindos, La Carolina, Jaén (Foto: L. Jordá).....	42
Figura 26 - Curvas características interacción terreno-sostenimiento.	46
Figura 27 - Orientación de la excavación en relación a las capas.....	53
Figura 28 - Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989).....	54
Figura 29 - Sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).....	56
Figura 30 - Gráfico de estabilidad que muestra las zonas de terreno estable, hundido y el que requiere sostenimiento. Tomado de Potvin (1988) modificado por Nickson (1992).....	60
Figura 31 - Gráfico para determinar el factor A en función del ratio resistencia a compresión/tensión mayor, (Hoek Kaiser y Badwen, 1995).....	61
Figura 32 - Gráfico utilizar para determinar el factor de ajuste B, (Modificado de Potvin, 1988)	62
Figura 33 - Factor de corrección C en el caso de que el modo de caída de bloques sea por gravedad desde el techo de la cámara y en el caso de cuñas que deslizan en hastiales (Modificado de Potvin, 1988).....	62
Figura 34 - Geological Strength Index GSI. Hoek (1994).....	64
Figura 35 - Trabajos de saneo manual (Inproobras S.L.)	70
Figura 36 - Sostenimiento de galería con cuadros de madera. Mina Solita de Bembibre (Foto: L.Jordá).	73
Figura 37 - Cuadros metálicos sobre cuadros de madera (Inproobras S.L.)	75
Figura 38 - Ejemplos de cuadros con secciones estandarizadas (TEDESA).	78
Figura 39 - Colocación de cuadros metálicos (Foto: L. Jordá).....	79
Figura 40 - Unión tipo abarcón.....	80
Figura 41 - Unión tipo abarcón (Foto: A. Berrocal)	80
Figura 42 - Unión tipo G (TEDESA).	81
Figura 43 - Guarnecido con chapa tipo bernold (Inproobras S.L.).....	82
Figura 44 - Correcto relleno de los huecos de perfil de excavación (Gobierno de Canarias, 2011).	82
Figura 45 - Distintas uniones de cuadros mediante tresillones. (TEDESA).....	84
Figura 46 - Guarnecido con parrilla metálica y madera, (MSP).	85
Figura 47 - Pie de cuadro sobre solera.....	85
Figura 48 - Ábaco para el cálculo de espaciamiento entre cuadros de 29 kg/m (TEDESA).	90
Figura 49 - Creación del efecto arco mediante bulonaje. (S.N.M.P.E, 2004).....	92
Figura 50 - Creación del efecto viga (S.N.M.P.E, 2004).....	93
Figura 51 - Anclaje sin cohesión en las juntas.....	96
Figura 52 - Anclaje con cohesión en las juntas.....	97
Figura 53 - Pernos de acero corrugado (Transgoal S.L.).....	99
Figura 54 - Cartuchos de resina (EMICO S.A.).....	100
Figura 55 - Pernos de cable (DSI).	101
Figura 56 - Bulón de anclaje mecánico (Hoek & Wood, 1987).	102
Figura 57 - Anclaje con bulones Split-Set (Split Set® MINING SYSTEMS).....	103

Figura 58 - Expansión del perno Swelex (Atlas Copco).....	103
Figura 59 - Bulón tipo Swellex.....	104
Figura 60 - Bulones autoperforante y accesorios (Superior DSI- Inferior Atlas Copco).....	105
Figura 61 - Bulón autoperforante de fibra de vidrio (Sireg SpA).....	106
Figura 62 - Tipos de placas de reparto(Schach et al,1979).....	106
Figura 63 - Protección mediante pernos y mallazo (DSI).....	107
Figura 64 - Formas correctas e incorrectas de colocar los bulones en función de la estratificación (S.N.M.P.E, 2004).....	110
Figura 65 - Sostenimiento con cuadros y gunita (Inproobras S.L.).....	112
Figura 66 - Fibras metálicas (Dramix®).....	116
Figura 67 - Proyección correcta del hormigón para lograr menor rebote (AETOS, 2014).....	119
Figura 68 - Proyección de gunita con robot en galería (Foto: A.Berrocal).....	120
Figura 69 - Representación de una sección de hormigón u Hormigón proyectado (Brady y Brown,1983).....	120
Figura 70 - Grietas en gunita-hormigón proyectado (Fotos A.Berrocal).....	123
Figura 71 - Proceso de control y seguimiento de una excavación subterránea.....	129
Figura 72 - Cinta de convergencias con comparador mecánico y digita, y diagrama de medición. (Gis Ibérica S.L.).....	134
Figura 73 - Células de presión e instalación, (MTC, 2014).....	134
Figura 74 - Esquema de colocación de una célula de carga (MTC, 2014).....	134
Figura 75 - Ejemplos posicionales medidas de convergencia.....	135
Figura 76 - Lectura de convergencias (MTC, 2014).....	136
Figura 77 - Sección vertical de parte del techo de una galería en una mina subterránea fuertemente fracturada, ilustrando la secuencia de caída (Adaptada de Federal Highway Administración, 2011).....	140
Figura 78 - Emboquille de un túnel en un macizo rocoso diaclasado donde se pueden apreciar el tipo de cuñas resultantes (Inproobras. S.L.).....	141
Figura 79 - Los planos de estratificación con su geometría planar y su alta persistencia, constituyen planos de baja resistencia que dan lugar a despegue de los estratos subhorizontales o flexión y caída hacia el vacío (S.N.M.P.E, 2004).....	141
Figura 80 - Mecanismos de rotura en un túnel según el aumento de la profundidad (Hoek & Brown, 1980).....	142
Figura 81 - Síntesis de mecanismos de rotura según USACE (1997).....	144
Figura 82 - Inestabilidades típicas y modos de rotura en función del RMR, tensión mayor y resistencia a compresión simple (Modificado de Hoek et al. 1995).....	146
Figura 83 - Mecanismos de rotura según Lorig, L. (2009).....	147
Figura 84 - Representación de los modos de inestabilidad según Lorig, L. (2009).....	148
Figura 85 - Análisis de estabilidad de cuñas. Conformación de una cuña en el techo de la galería que cae. Cuña que desliza hacia el interior en uno de los hastiales de la galería. (S.N.M.P.E, 2004).....	149
Figura 86 - Situación favorable o desfavorable según la estructura del terreno y orientación de los planos de estratificación.....	153

Figura 87 - Excavación a favor del buzamiento. La relación entre el avance y la orientación de las discontinuidades del macizo rocoso son favorables. (S.N.M.P.E, 2004).....	154
Figura 88 - Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel (González de Vallejo et al., 2004).....	154
Figura 89 - Avance del minado paralelo a la estratificación, sistema de discontinuidades predominantes en el macizo rocoso. Condición desfavorable y requiere el empleo de un sostenimiento sistemático. (S.N.M.P.E, 2004).....	155
Figura 90 - Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de una galería. Ejemplos de sobreexcavaciones (González de Vallejo et al., 2004).....	156
Figura 91 - Influencia del grado de fracturación y orientación de la galería sobre la formación de cuñas y sobreexcavaciones. (S.N.M.P.E, 2004).	157
Figura 92 - Muestra la formación de cuñas, bloques inestables por la apertura de las discontinuidades, el avance de la excavación y no aplicación de elementos de sostenimiento (S.N.M.P.E, 2004).....	158
Figura 93 - Muestra diversas formas de excavaciones en función del terreno condicionado por planos geológicos estructurales, y las tipologías de cuñas que se originan (S.N.M.P.E, 2004).	159
Figura 94 - Avance del frente hacia materiales de peor calidad geomecánica combinada con la distribución de tensiones. Situación de peligro con riesgo de derrumbamiento (S.N.M.P.E, 2004).	160
Figura 95 - Inestabilidad debido al cambio de calidad geotécnica en el macizo rocoso (S.N.M.P.E, 2004).....	160
Figura 96 - Sostenimiento necesario para favorecer la estabilidad mediante bulonado anclados a un material competente. (S.N.M.P.E, 2004).....	161
Figura 97 - Adaptación del hueco de la excavación a la litología y estructura geológica. (S.N.M.P.E, 2004).....	161
Figura 98 - Las fallas, al estar sometidas a roturas y deformaciones su resistencia es muy baja y representan áreas de riesgo geotécnico.....	162
Figura 99 - Avance del frente alejándose de una zona de falla hacia posiciones más seguras, (S.N.M.P.E, 2004).....	162
Figura 100 - Fenómenos de inestabilidad originados por la interacción de las estructuras geológicas y la geometría de la galería. (S.N.M.P.E, 2004).....	163
Figura 101 - Muestra posibles problemas de inestabilidad cuando la excavación avanza paralela a una falla (S.N.M.P.E, 2004).	163
Figura 102 - Muestra diferentes esquemas de avance, favorables o desfavorables en función de la presencia de fallas y las tensiones tectónicas acumuladas, (S.N.M.P.E, 2004).	164
Figura 103 - Influencia de la forma y tamaño de la excavación. La forma en arco de las excavaciones favorece la estabilidad y el reparto de tensiones. En las esquinas se concentran las tensiones y favorecen las inestabilidades. (S.N.M.P.E, 2004).....	165
Figura 104 - Influencia de las dimensiones de la excavación sobre la inestabilidad. Incremento del riesgo al aumentar la sección. (S.N.M.P.E, 2004).....	165
Figura 105 - Incremento del riesgo a originar cuñas potencialmente inestables con el incremento del ancho de la excavación, (S.N.M.P.E, 2004).	166
Figura 106 - La intersección de galerías originan zonas de riesgo al concentrar las tensiones y favorecer las deformaciones, requiriendo un sostenimiento adecuado.	166
Figura 107 - Fases de excavación en terrenos inconsistentes.....	167
Figura 108 - Inyección de lechada de cemento.....	168

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-	Relación de discontinuidades que pueden afectar a una obra subterránea.	31
Tabla 2-	-Factores que influyen en la inestabilidad del terreno.	37
Tabla 3-	Resumen de las limitaciones del método convergencia-confinamiento.....	47
Tabla 4-	Clases de macizos rocosos según el índice RMR.	51
Tabla 5-	Significado de la clase de macizos rocosos según el índice RMR.	51
Tabla 6-	Plantilla para el cálculo del RMR de Bieniawski.....	52
Tabla 7-	Sostenimientos a partir del índice RMR.....	53
Tabla 8-	Tipos de macizos rocosos según Barton.	55
Tabla 9-	Valores del índice ERS de la clasificación Q (Barton, 2000).....	56
Tabla 10-	Correlaciones entre Q y algunas variables constructivas.....	57
Tabla 11-	Categorías de estabilidad, consecuencias y actuaciones según resultados del análisis por ancho escalado (traducido y modificado de Carter, 2014).....	59
Tabla 12-	Programas comerciales para la modelización numérica.....	68
Tabla 13-	Valores de los parámetros Φ ($^{\circ}$), $\text{tg } \Phi$, f (Φ).....	87
Tabla 14-	Valores del Módulo de Young E_s y del límite elástico σ_{ys} (para diferentes tipos de acero (adaptado de Gieck, 1977).	89
Tabla 15-	Valores de D, B, As, e Is, para secciones típicas de acero (adaptado de Constrado, 1988).	89
Tabla 16-	Valores de σ_{cc} y E_c a 1 día y 28 días.	121
Tabla 17-	Equipos para la instrumentación geotécnica.....	132
Tabla 18-	Criterios para seleccionar equipos de instrumentación en obras subterráneas.	133
Tabla 19-	Síntesis de mecanismos de rotura según USACE (1997).....	143
Tabla 20-	Mecanismos de inestabilidad controlados por la mineralogía (USACE, 1997).	144
Tabla 21-	Mecanismos de inestabilidad controlados por el tipo de roca, USACE (1997).....	145

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 0- BIBLIOGRAFÍA.

ANEXO I- CERTIFICACIÓN DE PRODUCTOS.

ANEXO II- ENTIBACIÓN CON MADERA.

ANEXO III- PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS.

ANEXO IV- CRITERIOS DE ROTURA DEL MACIZO ROCOSO.

ANEXO V- INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN.

ANEXO VI- FICHAS ORIENTATIVAS BÁSICAS PARA EL CONTROL GEOTÉCNICO DE LAS LABORES MINERAS.

ANEXO VII- TERMINOLOGÍA MINERA DE INTERIOR.

1. INTRODUCCIÓN

Para dar cumplimiento al Convenio de Colaboración entre la Secretaría de Estado de Energía del Ministerio de Industria, Energía y Turismo, y la Universidad Politécnica de Madrid (Laboratorio Oficial J. M. Madariaga), correspondiente año 2015, se ha realizado el presente trabajo, denominado: “GUÍA SOBRE CONTROL GEOTÉCNICO EN MINERÍA SUBTERRÁNEA”, con el objeto de orientar, ofrecer consejos prácticos y proporcionar las indicaciones necesarias para todos los usuarios cuya actividad se centre en la realización de excavaciones subterráneas en macizos rocosos.

Se ha dividido la guía en diversos apartados, en la introducción se realiza un repaso sobre los antecedentes y objetivos principales, así como la normativa aplicable en minería. Se continúa con un apartado de caracterización geotécnica, cuya finalidad es plasmar un recordatorio sobre los parámetros geológico-geotécnicos de los macizos rocosos.

Posteriormente, se aporta una base teórica sobre diseños de sostenimiento conforme a las exigencias de la ITC correspondiente, y se exponen brevemente los distintos métodos utilizados en la actualidad para dicho diseño. Centrándose con mayor amplitud en la utilización de las clasificaciones geomecánicas, puesto que es una herramienta de sencilla aplicación “in situ”.

Por otro lado, en la guía se hace un repaso de los elementos de sostenimiento disponibles en la actualidad, proporcionando, entre otras, la formulación necesaria para determinar la presión máxima que aquellos pueden soportar y la rigidez elástica de los mismos.

Dado que la interacción terreno- sostenimiento determina la estabilidad de una excavación, en la guía también se contempla la necesidad de realizar la auscultación del sistema mencionado y se proporciona una relación de los equipos que pueden utilizarse y los principios de funcionamiento básicos de cada uno de ellos.

Adicionalmente, se acompañan unos anexos con los que se pretende dar un mayor alcance a algunos de los contenidos teóricos presentados en la guía, y otros de utilidad práctica para la realización de los controles.

1.1. Antecedentes

La minería ha sido, desde tiempos remotos, una de las actividades básicas para el progreso económico y técnico de la humanidad. Todos los bienes materiales que el ser humano utiliza, provienen de la transformación de productos naturales, y entre éstos ocupan un lugar destacado los recursos mineros, pudiéndose asegurar que su uso ha permitido, en gran medida, el desarrollo industrial de los pueblos.

Según los datos de la estadística minera de España 2013 la actividad extractiva española, con una producción cuyo valor estimado ascendió en ese año a unos 3.250 millones de euros (0,3% del PIB), da empleo directo a cerca de 30.000 trabajadores en los más de 3.000 establecimientos existentes en España.

Los valores macroeconómicos de la industria extractiva contrastan, sin embargo, con los datos sobre siniestralidad laboral asociada a la actividad. Riesgo y penosidad, están íntimamente asociados a la profesión minera, ya que son muchos los factores peligrosos ligados a esta actividad por el tipo y métodos de trabajo, así como por su desarrollo. A diferencia de lo que sucede con otras actividades industriales, en la mayoría de los casos no puede elegirse ni la localización industrial ni el lugar de trabajo, ya que ambos factores están asociados a la localización geológica de los recursos. Debido a estas características, la actividad minera siempre ha sido objeto de una legislación especial.

El documento “La Seguridad Minera en España. Análisis y Propuestas” (1997), que sirvió de base para el desarrollo del Plan Nacional de Seguridad Minera, indicaba como causas más frecuentes de accidentes con un 45% del total los “*Derrabes y desprendimientos de minerales y rocas, hundimientos de techo, arrastres de muro o deslizamientos de taludes de cortas y escombreras*”.

La situación reflejada en el documento no era nueva, por ser un hecho conocido que las causas citadas eran unas de las que tenían mayor peso a lo largo de toda la historia de la actividad minera española.

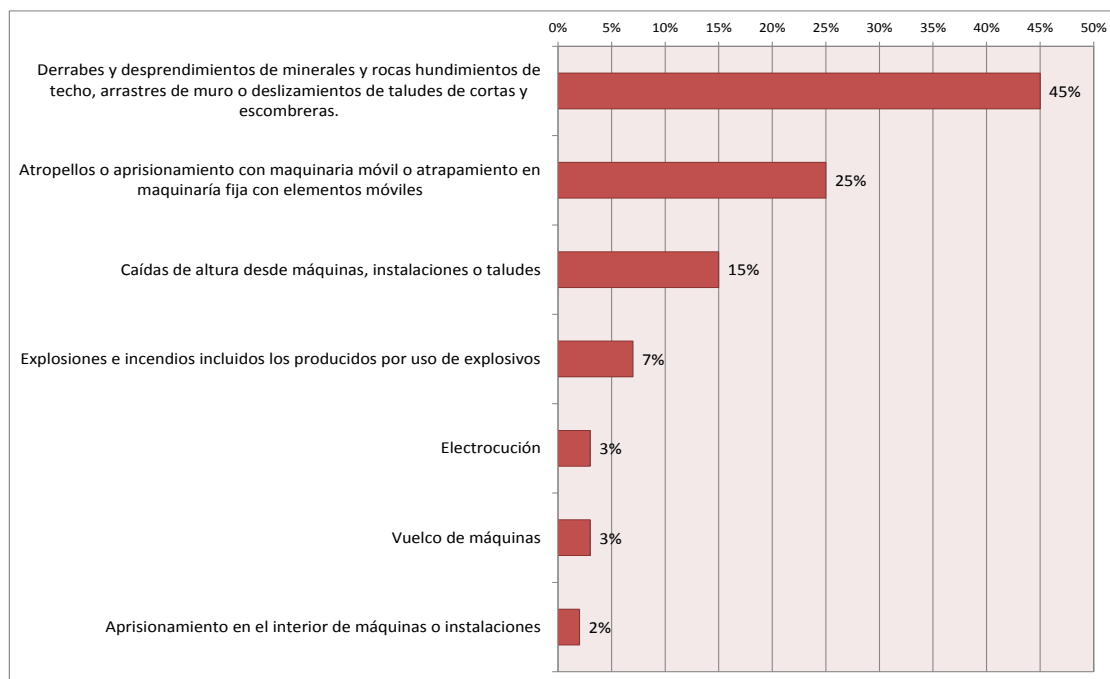


Figura 1 - Causas del accidente más frecuentes (1997).

Analizando las tipologías de accidentes más comunes en la minería española en los últimos diez años, puede comprobarse (Figura 1) que los accidentes provocados por la existencia de inestabilidades en el terreno sigue siendo una de las principales causas de accidente.

En el periodo 2004-2014 de los 519 accidentes graves y mortales acaecidos, el 54% estaba relacionado con la utilización de equipos de trabajo, mientras que el 46% restante no lo estaba. Los accidentes originados por inestabilidades del terreno, ya sea a cielo abierto o en interior, se encuadran en esta segunda tipología.

Desagregando los tipos de accidente no relacionados con la utilización de equipos de trabajo obtenemos la siguiente distribución:

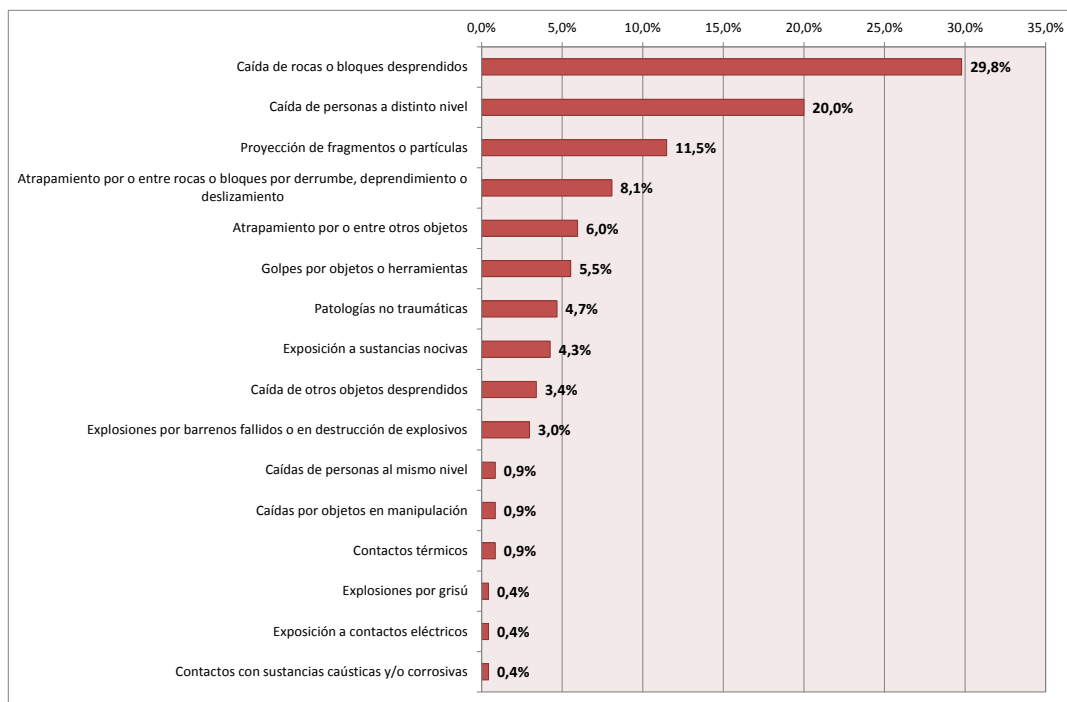


Figura 2 - Causas de accidente más frecuentes (2004-2014).

Dentro de dicha distribución, los accidentes graves y mortales por caída de rocas, ocupan el primer lugar con un 29,8%. Adicionalmente, los accidentes por atrapamiento entre rocas como consecuencia de derrumbes, desprendimientos o deslizamientos ocupan la cuarta posición con un 8,1 %. En resumen, puede concluirse que los accidentes originados por inestabilidades del terreno siguen siendo una de las principales causas de accidente en minería.

Por último indicar que la reglamentación sobre seguridad minera española establece pocos requisitos de seguridad específicos aplicables al control de los riesgos provocados por la inestabilidad de los terrenos (control geotécnico). El Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera, en su capítulo IV sobre labores subterráneas, dedica únicamente 2 artículos (apartado 4.6) para establecer prescripciones de seguridad relacionadas con la estabilidad de la explotación. Adicionalmente, en los apartados 6.2 y 6.3 de la "ITC 04.6.02 Seguridad de persona" se establece la necesidad del reconocimiento de las labores en previsión del riesgo de desprendimiento, pero sin ninguna referencia a un método de evaluación, y la necesidad de una inspección periódica de los sostenimientos y saneos de la zona de trabajo.

Los mayores requerimientos se establecen en la citada “*ITC 04.6.05 Sostenimientos de obras*”, aunque dirigidos fundamentalmente para la fase de proyecto de la excavación y no para el control y vigilancia durante la explotación.

Esta situación dificulta de manera importante la actuación inspectora de la Autoridades Mineras, ya que carecen en gran medida de referencias normativas concretas a la hora de establecer los programas de inspección de las labores mineras.

1.2. Objeto y ámbito de aplicación

El ámbito de aplicación de la presente guía está enfocado básicamente a las labores que se realizan en las explotaciones mineras, presentando, entre otras cosas, la metodología para conocer la calidad geotécnica del macizo rocoso, los métodos actualmente en vigor para el diseño del sostenimiento, los elementos de sostenimiento normalmente utilizados en minería, la auscultación que debe realizarse para controlar la interacción terreno/sostenimiento y unas recomendaciones para poder realizar una inspección sobre el estado del sostenimiento colocado.

En ningún momento se ha pretendido contar todo lo que existe en la literatura especializada sobre un tema tan complejo como la estabilidad de las excavaciones subterráneas en los macizos rocosos. No obstante, si se han seleccionado algunos de los aspectos que hemos considerado de mayor interés para aquellos que se inician en las labores de diseño, inspección y control de obras subterráneas, por lo que los objetivos perseguidos se pueden resumir en:

- Recordar y actualizar los conceptos y los conocimientos básicos necesarios para poder acometer con ciertas garantías técnicas la realización de un control de sostenimiento de obras mineras subterráneas.

- Proporcionar criterios orientativos sobre los aspectos geológicos geotécnicos que deben ser tenidos en cuenta para valorar las causas de las posibles inestabilidades en las excavaciones subterráneas.
- Aportar información sobre las metodologías y las herramientas disponibles para obtener datos del macizo rocoso, de manera rápida y fiable, sin necesidad de realizar costosos ensayos.
- Presentar recomendaciones para colocar adecuadamente los distintos tipos de sostenimientos, teniendo en cuenta la geometría de la excavación y la posición de la estratificación.
- Proporcionar la información necesaria para interpretar los resultados de la auscultación básica del conjunto terreno- sostenimiento.
- Proponer fichas de control básico para realizar inspecciones del frente de avance y del sostenimiento en tramos de galerías ya sostenidos.

1.3. Marco normativo

En muchos países, se ha progresado a nivel normativo debido, principalmente, a la necesidad de adaptar la legislación nacional a las normas de trabajo internacionales, además de introducir nuevas normas y divulgar guías de buenas prácticas en el trabajo, que ha contribuido a aumentar el nivel de seguridad profesional en la industria de la minería.

La primera medida práctica de seguridad es el cumplimiento de la legislación básica. En España, respecto a minería y seguridad y salud laboral son de aplicación:

- Ley de Prevención de Riesgos Laborales 31/1995, de 8 de noviembre. B.O.E. nº 269, de 10 de noviembre.
- Real Decreto 863/1985, de 2 de abril, por el que se aprueba el Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera. B.O.E. nº 140, de 12 de junio.

- Real Decreto 1389/1997, de 5 de septiembre, por el que se aprueban las disposiciones mínimas destinadas a proteger la seguridad y la salud de los trabajadores en las actividades mineras. B.O.E. nº 240, de 7 de octubre.
- ITC`s que desarrollan el RGNBSM.
- Ley de Minas , 22/1973, de 21 de julio, B.O.E. nº 176, de 24 de julio.
- REAL DECRETO 3255/1983, de 21 de diciembre por el que se aprueba el Estatuto del minero.
- Real Decreto 2857/1978, de 25 de agosto, por el que se aprueba el Reglamento General para el Régimen de la Minería. B.O.E. nº 295 de 11 de diciembre.
- REAL DECRETO 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción. B.O.E. nº 256 25-10-1997. Únicamente para obras subterráneas de actividades no extractivas.

1.4. Minería subterránea y geotecnia

El trabajo en una mina subterránea, que se desarrolla en el interior de un macizo rocoso y a gran profundidad, requiere una infraestructura especial compuesta generalmente, por: pozo de acceso, plantas generales, galerías, pozos de comunicación entre plantas y explotaciones, formando un todo uno que permita definir un circuito primario de ventilación y, teniendo, las labores mencionadas, las secciones necesarias para permitir que el tránsito del personal y el movimiento de las máquinas se realicen en buenas condiciones de seguridad.

Cada mina es diferente en cuanto a ubicación, instalaciones y operaciones. Las diferencias radican principalmente en las formaciones geológicas sobre las que se asientan, el tipo de acceso utilizado (pozo vertical, rampa, plano inclinado, etc.), el tipo de mineral que se extrae y los sistemas de explotación utilizados.

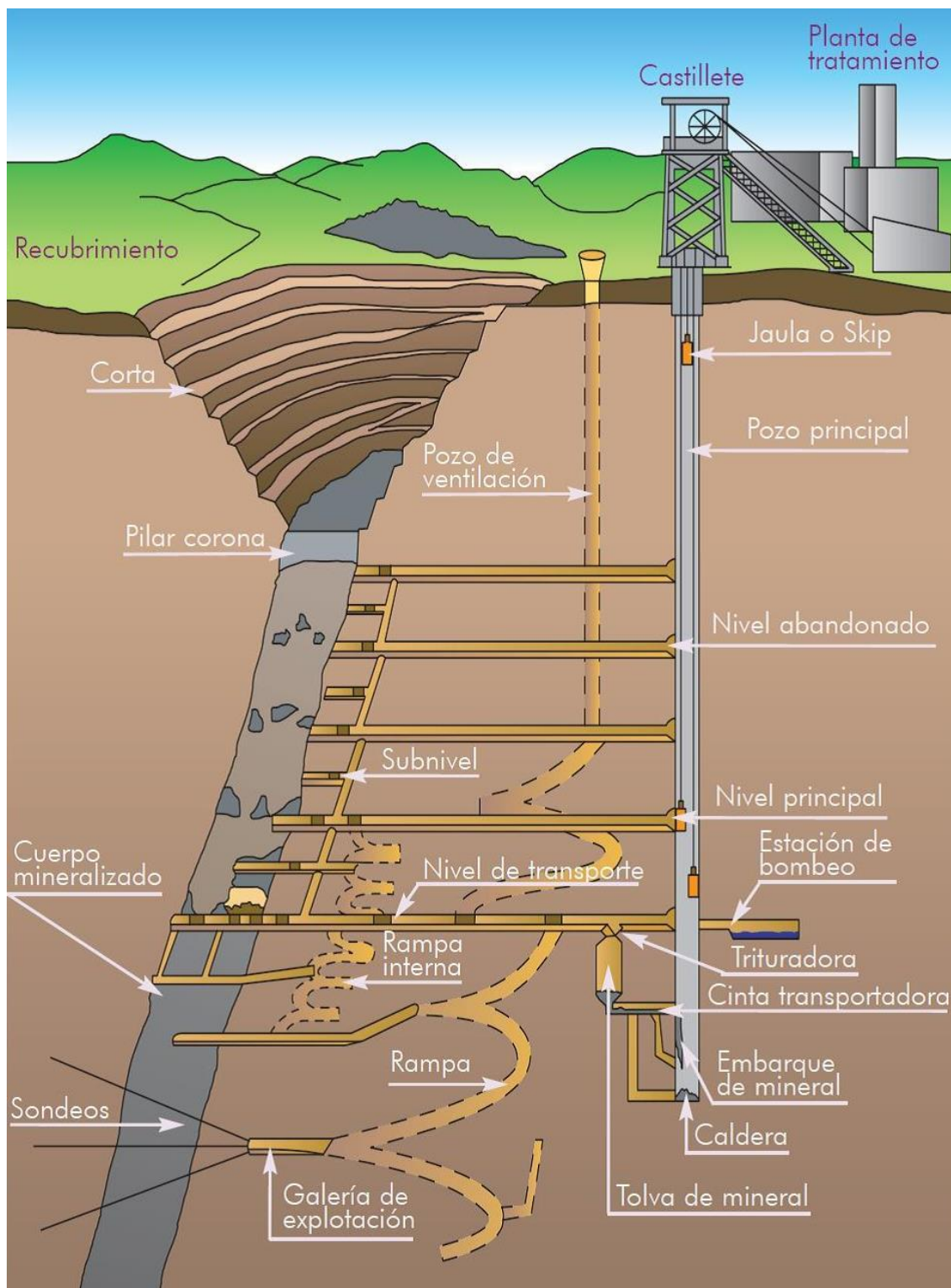


Figura 3 - Esquema clásico de explotación subterránea por subniveles (CAM, 2007)

Las minas de interior se subdividen en varios tipos de labores. Por una parte se diferencian la infraestructura de acceso y servicios, en el que se engloban el pozo principal, la rampa para conectar niveles, las galerías de nivel y de transporte, los cargaderos de mineral y los pozos de ventilación. Estas labores son, por norma general instalaciones de larga vida útil y se excavan en material estéril.

Por otra parte están las labores auxiliares, las labores de reconocimiento, comunicación y otras complementarias para instalaciones y chimeneas de paso de mineral.

Como último las zonas de frentes de explotación, con geometría definida según una capa, filón o masa mineralizada cuya vida operativa depende de la duración de los trabajos de extracción de mineral.



Figura 4 - Avance de galería subterránea (UMINSA).

La **geotecnia** se define como la aplicación de los principios ingenieriles y conocimientos geológicos en el comportamiento del terreno y al estudio de sus propiedades.

En obras subterráneas, su finalidad es la de proporcionar información sobre la interacción terreno-estructura o terreno-obra en lo que se refiere a estabilidad, resistencia y viabilidad económica proporcionando elementos básicos en las fases de diseño y de ejecución.

La geotecnia se encuentra íntimamente ligada a la seguridad de las labores mineras, y su principal objetivo es obtener un profundo conocimiento del macizo rocoso para realizar en condiciones de seguridad el desarrollo de las siguientes actividades:

- Diseñar excavaciones seguras para el personal que cumplan de manera eficiente su cometido durante su vida operacional minimizando los costos asociados al desarrollo de estas excavaciones.
- Predecir el comportamiento esperado del macizo rocoso ante la actividad minera, con el propósito de anticiparse ante cualquier eventual ocurrencia de problemas, asegurando la estabilidad y con ello asegurando la producción.
- Solucionar, en la forma más eficiente y rápida que sea posible, cualquier problema de origen geomecánico que afecte la actividad minera.

Por tanto, la geotecnia debe ser capaz de analizar la estabilidad y diseñar cada tipo de excavación atendiendo a sus requerimientos operativos.

Los **métodos de explotación subterránea** se eligen en función de la morfología regular o irregular del cuerpo mineralizado y las características geotécnicas del macizo rocoso, que incluyen las propiedades geomecánicas del mineral y de las rocas, las discontinuidades, la estructura geológica, el campo tensional natural y la presencia y distribución de agua subterránea.

Así habrá métodos específicos para labores mineras autoportantes y para aquellas que requieren de algún tipo de sostenimiento, por problemas de estabilidad.

En base a los distintos sistemas de explotación, existen muchas variantes, siempre adaptándose a las peculiaridades de los depósitos minerales. Así, para la explotación de capas horizontales de minerales blandos (carbones, sales potásicas) se pueden emplear "tajos largos" comúnmente llamados "frente largo en dirección", con arranque y carga efectuada por la misma máquina (cepillos, rozadoras, minadores continuos etc.), que aprovechan la fragilidad del mineral para arrancarlo de manera continua con ruedas giratorias armadas con picas de metal duro. Para capas verticales de carbón con gran potencia se utiliza el "método de subniveles con sutiraje", o "plantas horizontales descendentes con sutiraje".

El postaller (hueco producido por la extracción del mineral) se puede dejar libre (filones de minerales metálicos), se puede rellenar (masas de diversos minerales metálicos e industriales) o simplemente provocar su hundimiento (capas continuas de carbón, minerales de cobre de baja ley), según se estime el comportamiento de la roca de caja.

Los sistemas de explotación admiten muchas variantes, adaptadas en cada caso a las peculiaridades de los depósitos minerales a explotar.

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

2.1. Conocimiento del terreno en minería

El diseño de una explotación minera debe basarse en el estudio y conocimiento de las propiedades geomecánicas del terreno, que serán identificadas previamente a las labores a realizar y a medida que avanzan las excavaciones. Los resultados de las investigaciones, en ocasiones, no son coherentes ni coincidentes con las características reales del terreno que se observan durante la ejecución de las obras.

Nos encontramos trabajando ante un medio heterogéneo y complejo, el macizo rocoso, que varía de unas minas a otras, y conforme van avanzando los trabajos es posible que varíe en diferentes zonas dentro de una misma mina, desarrollándose muchas veces inestabilidades en el macizo rocoso que no se habían previsto.

Por ello, para poder preveer/eliminar posibles inestabilidades, es necesario caracterizar, conocer y controlar los posibles problemas geotécnicos que se pudieran desarrollar en el macizo rocoso. En minería existen diversas técnicas para identificar los peligros geotécnicos. Por ejemplo:

- Llevar a cabo una inspección visual continua de la mina centrada en el control del terreno afectado.
- Revisión de la información disponible, incluyendo los registros de incidentes y accidentes anteriores e informes. Sistemas de monitorización, instrumentación y análisis.
- Realización de consultas y encuestas a los trabajadores, ya que pueden proporcionar información única y valiosa sobre los peligros potenciales existentes en su entorno laboral.

Según la ITC 04.6.05, para las obras a realizar “*Se definirá un perfil geotécnico en el que se contemplen, a lo largo de toda la excavación, los tramos de terreno que tengan características homogéneas especificando sus características geotécnicas*”. Por tanto, será necesario que dicho perfil, se vaya actualizando a la vez que se realizan las excavaciones y, en la medida de lo posible, dejando constancia de la calidad del material atravesado conforme avanzan las labores, haciendo especial hincapié cuando se atraviesen terrenos de escasa calidad geotécnica y con propensión a originarse inestabilidades. La información recogida puede permitir identificar y localizar las zonas que son más peligrosas.

También la investigación de los accidentes, una vez ocurridos, sirve para predecir situaciones análogas.

Si el personal de la mina está debidamente informado y formado, tendrá mayor capacidad para identificar los riesgos potenciales y estarán capacitados para tomar acciones correctas encaminadas a eliminar o minimizar los riesgos asociados, formando así parte en la cadena de control de riesgos.

Entre las señales visuales o audibles de cambio en las condiciones del terreno que pueden ser percibidas por los trabajadores, se encuentran, por ejemplo, observación de cambios estructurales u contactos litológicos, surgencias de agua subterránea, desgaste de las coronas en la perforación barrenos, color del detritus de perforación, sobreexcavación en las voladuras, terreno con sonido hueco o consistencia blanda durante el saneo, existencia de cuñas inestables, flexión o rotura del entibado, pandeo o fisuras en hastiales o techos, fallos de los pilares o existencia de pilares demasiado pequeños (en explotaciones con sistema de cámaras y pilares), presencia de revestimiento sin ejecutar completamente, mal ejecutado o deteriorado, deformaciones del atresillonado, abarcones , placas de reparto de pernos, etc. que indica sobrepresión y movimiento..., etc.

2.2. Caracterización del macizo rocoso

El macizo rocoso es el conjunto de bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades por las que se ve afectado como son fallas, juntas, pliegues, planos de estratificación etc. Los macizos rocosos son por tanto discontinuos y heterogéneos, siendo la consecuencia más importante de ello el efecto escala (Cunha 1990), y que las propiedades tenso deformacionales de los macizos son de naturaleza anisótropa.

El efecto escala corresponde a una disminución de la resistencia y propiedades de deformación de la roca a medida que se incrementa el volumen de la muestra. La extrapolación de los resultados de los ensayos a escala de macizo sólo puede tener validez si el volumen de la muestra que se ensaya es representativo del conjunto.

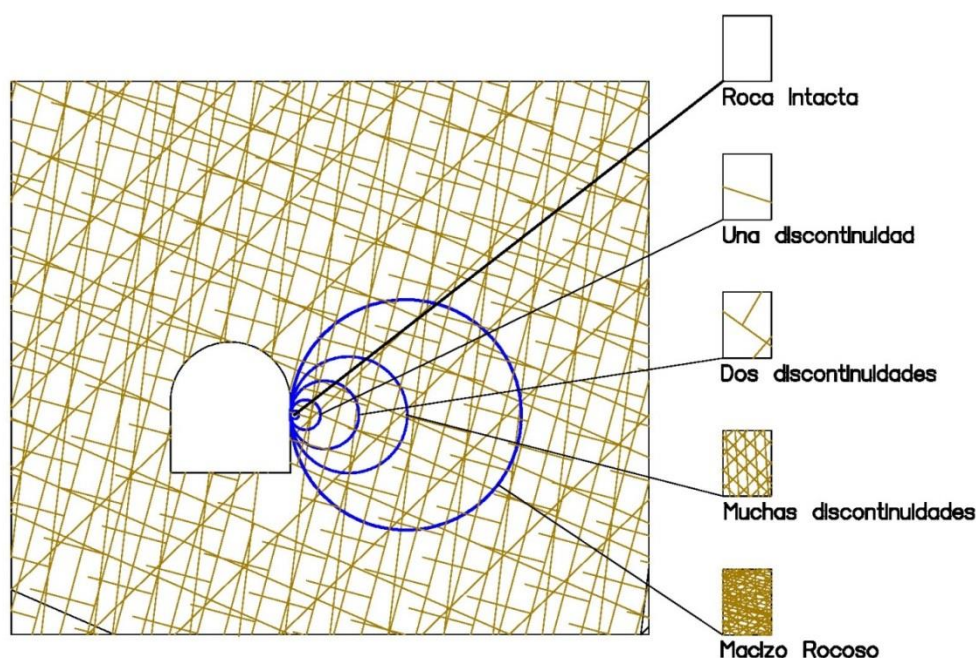


Figura 5 - Efecto escala, desde roca intacta hasta un macizo rocoso muy fracturado.

Salvo para los casos de macizos rocosos muy competentes, en labores mineras en las que la estabilidad viene condicionada por las discontinuidades del macizo rocoso, la predicción de la respuesta del macizo a las excavaciones que se realicen, requiere unos conocimientos básicos de fuerzas, tensiones, deformaciones y desplazamientos.

“La resistencia de los macizos rocosos es función de la resistencia de la matriz rocosa y de las discontinuidades (ambas extremadamente variables) y de las condiciones geoambientales a las que se encuentra sometido el macizo, como las tensiones naturales y las condiciones hidrogeológicas”. (González de Vallejo, 2003).

2.3. Estado tensional

Las tensiones que actúan sobre una excavación subterránea pueden ser naturales e inducidas.

Previamente a la excavación en un macizo rocoso en cualquier punto de su interior existe un estado tensional inicial natural, que es el correspondiente a los procesos tectónicos y gravitacionales. Cuando se ejecuta una obra subterránea en el citado macizo rocoso el estado tensional final depende tanto del estado natural como de las tensiones inducidas por la excavación.

Al existir una relación directa entre las tensiones inducidas y las tensiones iniciales, es obvio que la determinación del estado tensional inicial es un condicionante previo al diseño de cualquier infraestructura subterránea.

2.3.1. Tensiones naturales

Si sólo existieran las tensiones gravitacionales, la tensión vertical en un punto cualquiera de la corteza terrestre tendría una magnitud equivalente a la originada por el peso de los materiales suprayacentes y por tanto:

$$\sigma_V = \rho \cdot g \cdot h$$

Dónde:

- σ_V Componente vertical del estado tensional.
- ρ Densidad media de los materiales suprayacentes
- g Aceleración de la gravedad.

- h Profundidad respecto a la superficie.
- γ Peso específico medio de los materiales suprayacentes.

Las tensiones horizontales que actúan en el seno de un macizo rocoso son mucho más difíciles de estimar, puesto que en general engloban la parte no gravitacional de las fuerzas que inducen el estado tensional y que responden a fenómenos geológico-tectónicos del macizo rocoso, con la correspondiente dificultad.

$$\sigma_H = k_0 \cdot \rho \cdot h$$

Siendo:

- σ_H Componente horizontal del estado tensional.
- k_0 Coeficiente de reparto de tensiones-Coeficiente de empuje en reposo.
- ρ Densidad media de los materiales suprayacentes.
- h Profundidad respecto a la superficie.

Para la estimación del valor del coeficiente k , existen varias formulaciones propuestas por distintos autores, como son Terzaghi y Richard's (1) o Sheorey (2).

Si se supone que el macizo es elástico e isótropo y que se cumplen condiciones de deformación lateral nula:

$$k_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (1)$$

Considerando la curvatura de la corteza terrestre y la variación de las constantes elásticas, densidad y coeficiente de expansión térmica a lo largo de la corteza y del manto:

$$k_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = 0,25 + 7 E_h \left(0,001 + \frac{1}{Z} \right) \quad (2)$$

Siendo E_h el módulo de deformación horizontal medio, en GPa, de la parte superior de la corteza, y z la profundidad en metros respecto a la superficie.

Existen muchos casos en los que la relevancia del estado tensional de la zona donde se excave es fundamental para el diseño del sostenimiento de una galería, tal y como se muestra en la siguiente figura.

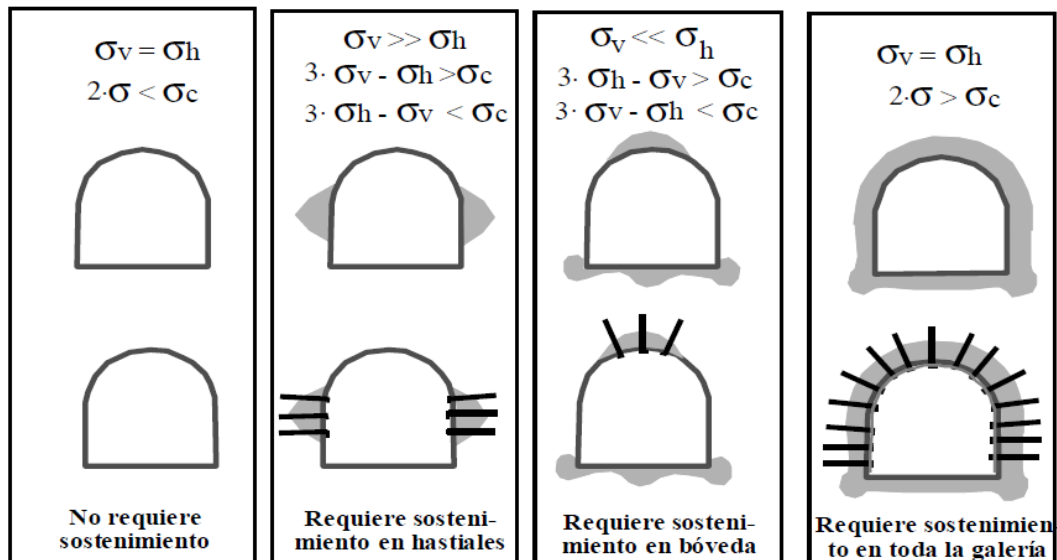


Figura 6 - Relevancia del estado tensional en el diseño del sostenimiento en una galería (Ramírez y Alejano, 2008).

Existen además, otros factores que afectan de forma decisiva al estado tensional inicial, como son:

- **Topografía:** En las cimas de las montañas se produce localmente una reducción del valor de k_0 , que se incrementa en los valles.

En zonas de topografía escarpada como pueden ser valles profundos, cañones o ríos encajados, el empuje de los materiales situados en los laterales hará que aumente de manera importante la tensión horizontal perpendicular a la estructura ($\sigma_H > \sigma_V$) en el fondo de la depresión.

- **Erosión:** Si tras un equilibrio elástico inicial se produce una fase de erosión significativa y las tensiones horizontales se mantienen, entonces éstas tenderán a ser relativamente mayores de lo que inicialmente eran, produciéndose un aumento de k_0 .

- Anisotropía: En una sucesión de niveles geológicos de rigideces diferentes, los niveles más rígidos concentran tensiones, mientras que los niveles más deformables aparecen más descargados. Los niveles más rígidos pueden crear puentes de tensiones hasta el punto que los niveles deformables infrayacentes pueden tener una tensión vertical significativamente inferior al peso de la columna litostática.
- Tensiones residuales: Por enfriamiento de un magma en rocas ígneas, los minerales irán cristalizando a distintas condiciones tanto de presión como de temperatura. Así, según la zona del magma, se irán creando diferentes niveles de tensiones, que se disiparán lentamente, dando lugar a las denominadas tensiones residuales. También puede darse en rocas sedimentarias que hayan sufrido tectonismo en el pasado.
- Efecto de las inclusiones o diques: Siempre que existan materiales de distinta capacidad de transmisión tensional, habrá heterogeneidades tensionales. Así, si en una serie sedimentaria se produce la intrusión de un dique y posteriormente tiene lugar un gran efecto de compresión, el dique al ser rígido tenderá a concentrar las tensiones horizontales.
- Efecto de las discontinuidades: En las zonas con presencia de fallas, éstas tienden a convertir toda la energía en deformación. Así, en una zona muy comprimida tectónicamente ($\sigma_H > \sigma_V$) al producirse la rotura, se liberan las tensiones concentradas y se produce deformación, por lo que las tensiones horizontales y verticales variarán de manera significativa tendiendo a ser mínimas en dirección normal a la falla.
- Efectos de la tectónica: Sin duda los efectos de la tectónica son los que mayor importancia suelen tener sobre el campo tensional, de entre todos los que se señalan. A partir de las características tectónicas observadas regionalmente en la zona a estudiar, se puede tener una idea aproximada de cómo es el campo tensional.

En función de lo anteriormente expuesto puede decirse que, no es posible cuantificar, a priori, el estado tensional de un macizo rocoso, por lo que debe ser determinado experimentalmente.

Una estimación preliminar del estado tensional inicial es suficiente para decidir la orientación de una estructura subterránea, alineando el eje mayor de la estructura con la tensión horizontal mayor, para así reducir los problemas tensionales.

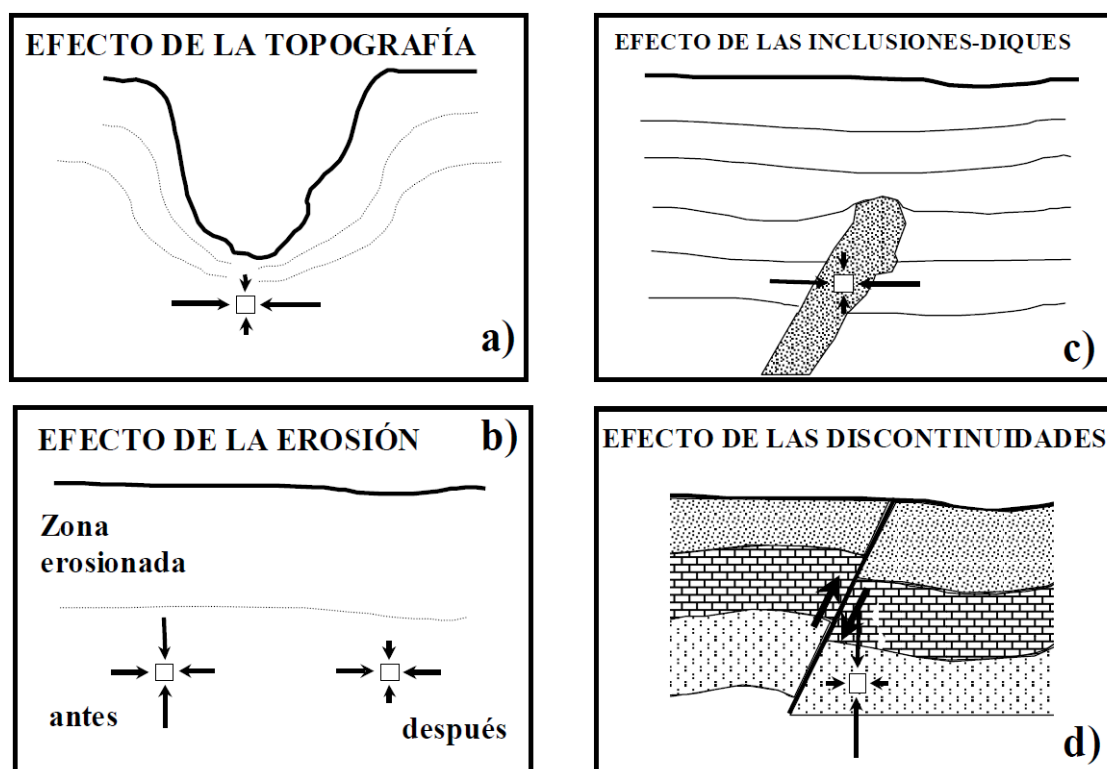


Figura 7 - Algunos de los efectos que contribuyen a separar el campo de tensión natural del elástico y que deben ser tenidos en cuenta para estimar dicho campo (Ramírez y Alejano, 2008).

La estimación del campo tensional no resulta sencilla. Por ello algunos autores han venido recopilando datos reales, medidos "in situ", de los campos tensionales naturales de muy diversas zonas del mundo. Entre las referencias más comunes conviene destacar la recopilación de Hoek y Brown (1980), cuyos resultados más significativos se muestran en las siguientes figuras.

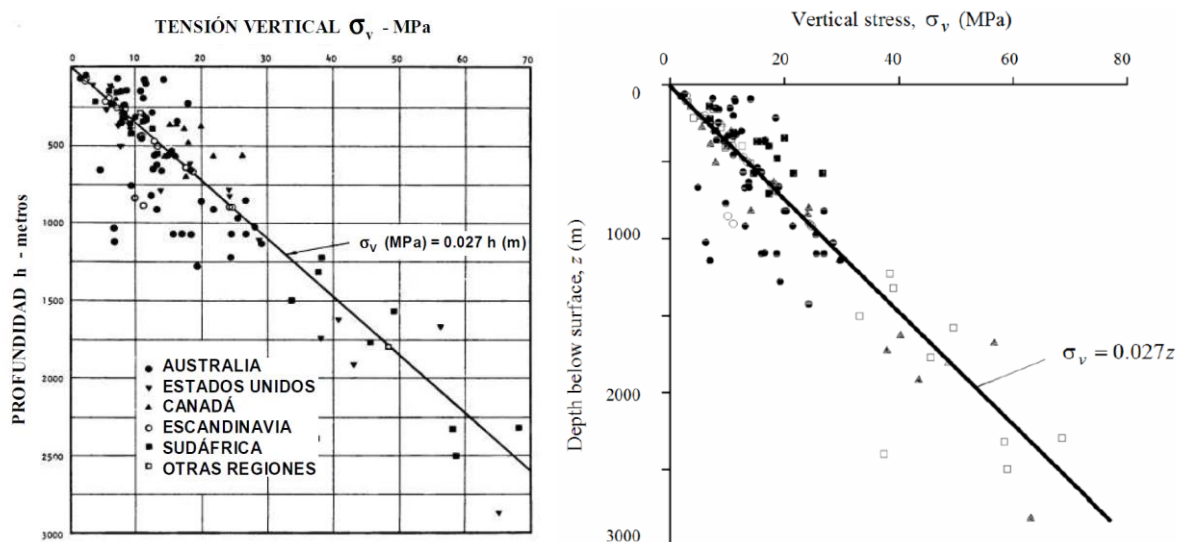


Figura 8 - Tensión vertical en función de la profundidad, a partir de medidas del campo tensional natural "in situ" recopiladas por Hoek y Brown (1980), y Hoek (2006).

De dichas gráficas se puede deducir que, en general, las tensiones verticales obtenidas en la mayor parte de los casos contemplados coinciden (+ ó - 20%) con la tensión correspondiente al peso de los materiales suprayacentes en cada una de las zonas.

En la figura 9 se presentan los valores del coeficiente k (relación de tensiones) frente a la profundidad, a partir de la recopilación de datos realizada por Hoek y Brown (1980).

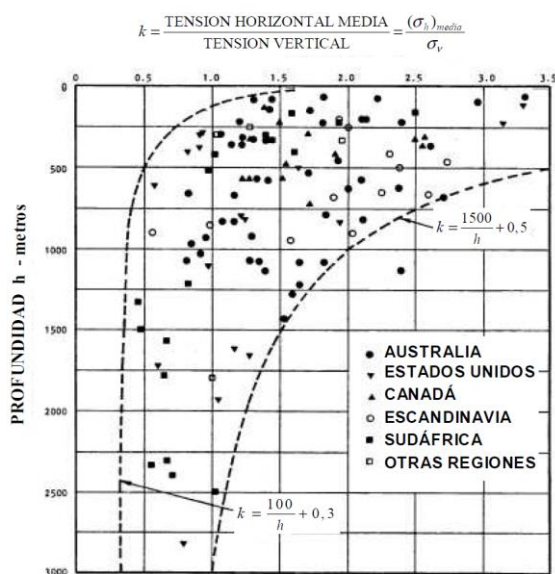


Figura 9 - Valoración de la relación entre tensión horizontal media y la vertical en función de la profundidad a partir de medidas del campo natural recopiladas por Hoek y Brown (1980).

2.3.2. Tensiones inducidas

Son las que se generan como consecuencia de la modificación del estado de esfuerzos naturales debido a un reajuste tensional alrededor de las excavaciones.

Cuando se realiza una excavación subterránea en un macizo rocoso sometido a un estado tensional de partida, las tensiones originales se redistribuyen alrededor del hueco creado. Las nuevas tensiones principales son perpendiculares entre sí pero estarán giradas respecto a las direcciones de aplicación de las tensiones de partida.

Por lo tanto, la redistribución de tensiones alrededor de una excavación subterránea implica que una de las tensiones principales gira, hasta ponerse en dirección radial al túnel, y se reduce hasta anularse. La otra tensión principal gira hasta la dirección circunferencial (puesto que ha de ser perpendicular a la anterior) y cambia su magnitud.

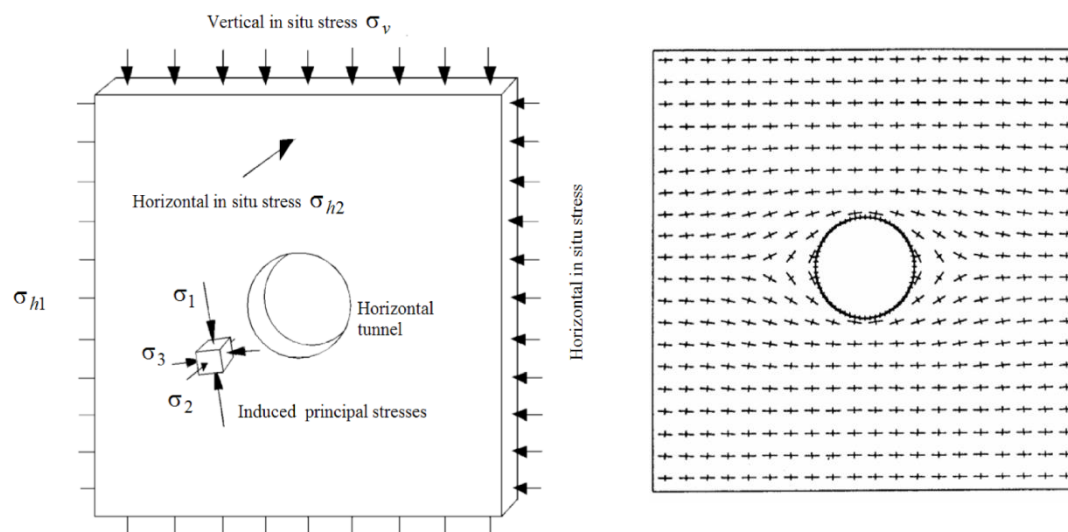


Figura 10 - Tensiones principales inducidas alrededor de una galería (Hoek et al. 1995).

La forma circular en un hueco es la óptima desde el punto de vista de nivel de tensiones, ya que es menor cuanto mayor es el grado de curvatura. En la medida que la forma se aleja de la circular las tensiones disminuyen en la cara paralela a la dimensión mayor (pudiendo llegar a aparecer tracciones).

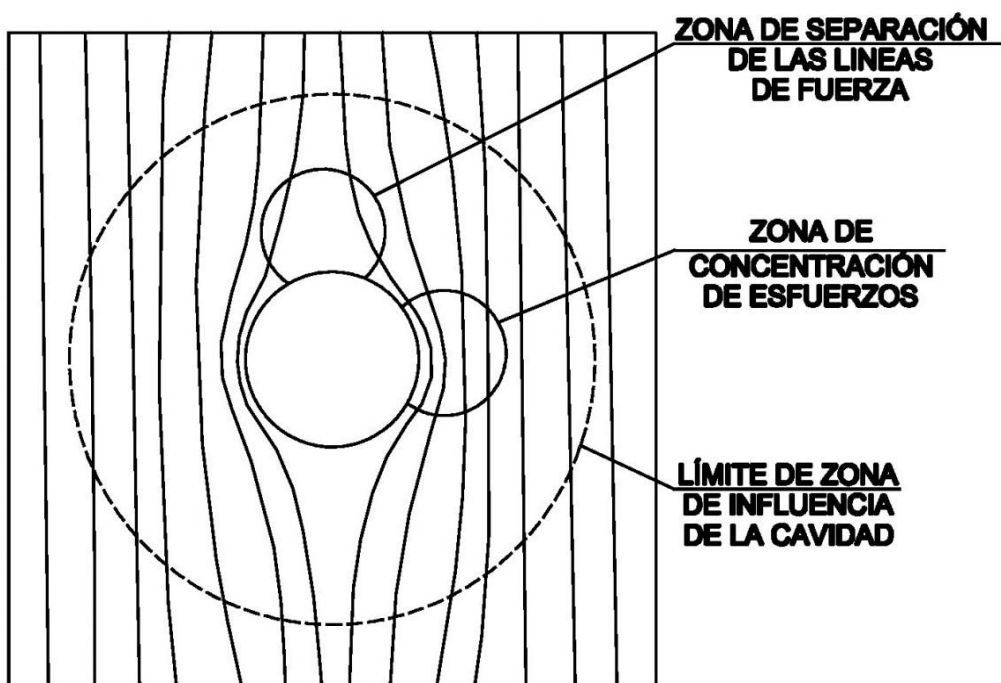
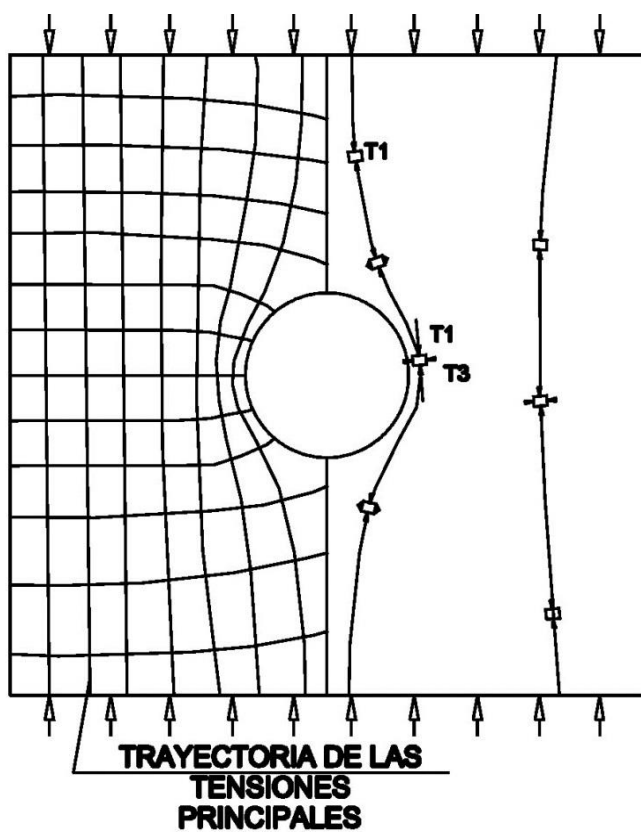


Figura 11 - Figuras que muestran las trayectorias de las tensiones principales mayor y menor, que se producen alrededor de una cavidad realizada en un material sometido a un campo tensional uniaxial.

Para valorar, en primera aproximación, el estado tensional previo a las excavaciones puede utilizarse diversos programas que emplean como datos de entrada el estado tensional in-situ del terreno y la geometría de las excavaciones.

2.3.3. Zona de influencia de una excavación subterránea

Todas las excavaciones subterráneas tienen una zona de influencia en la que se introduce una perturbación significativa al estado tensional de partida. Este concepto de zona de influencia de una excavación es importante pues simplifica el diseño de excavaciones subterráneas al discriminar el volumen de terreno realmente afectado por la excavación.

La extensión de la zona afectada por una excavación se puede ilustrar con el siguiente ejemplo:

La redistribución de tensiones alrededor de un hueco circular de radio a para un estado tensional inicial hidrostático, ($k_0 = 1$, con lo que $\sigma_v = \sigma_h = P_0$) viene definida por las siguientes ecuaciones en coordenadas polares:

$$\sigma_r = P_0 \frac{1 - a^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = P_0 \frac{1 + a^2}{r^2}$$

$$\zeta_{r\theta} = 0$$

Dichas ecuaciones indican que las tensiones tienen simetría axial y se ilustran en la figura siguiente.

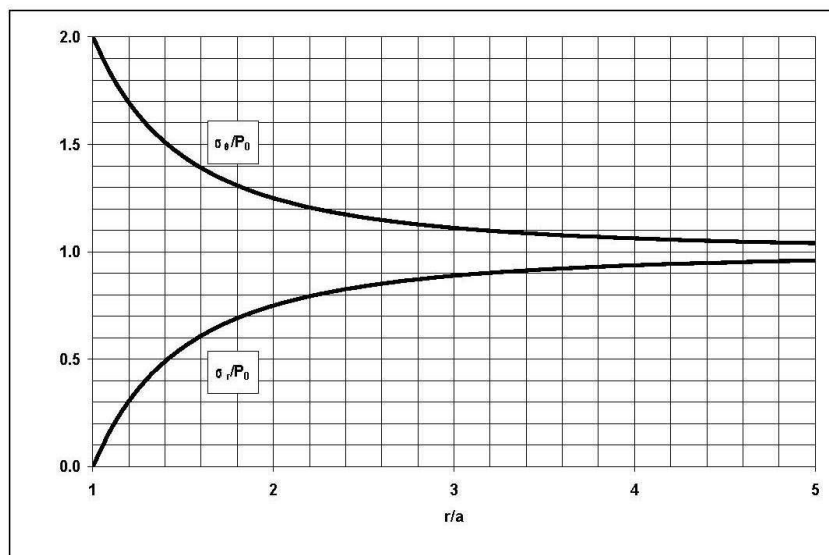
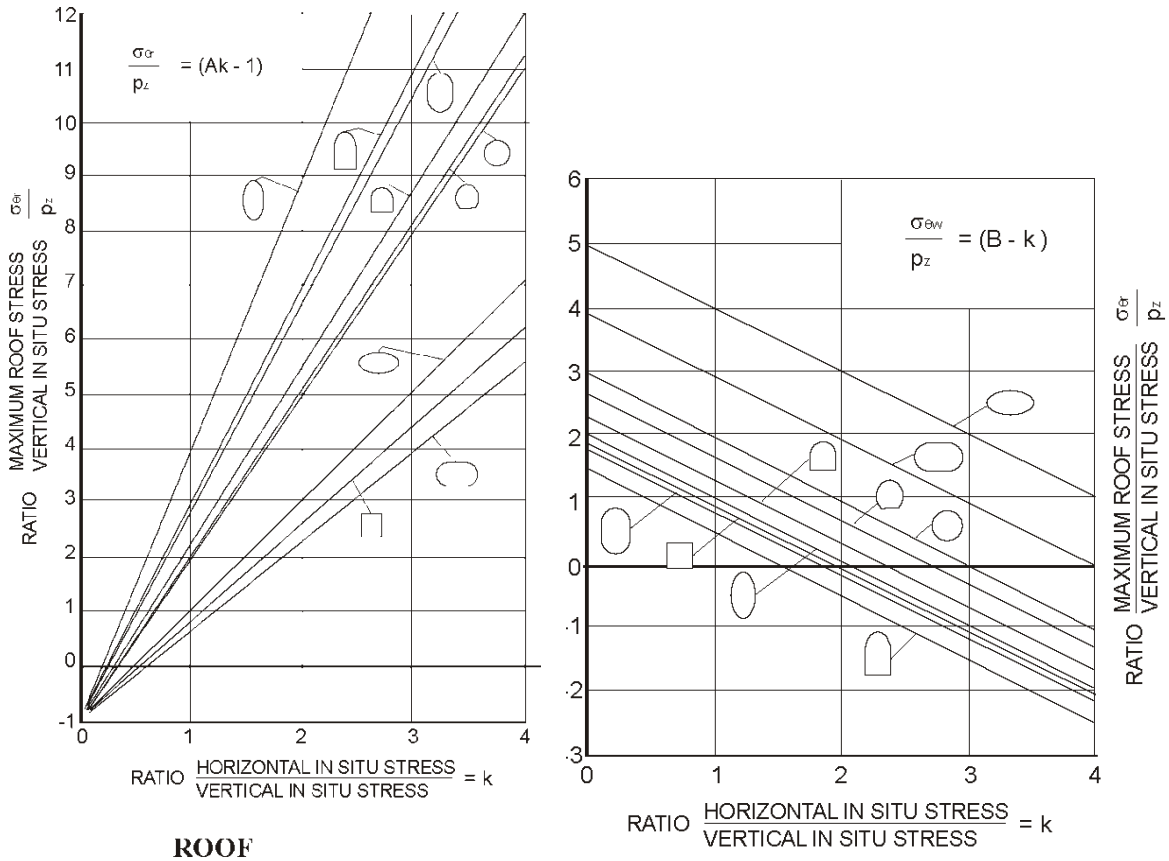


Figura 12 - Distribución de tensiones alrededor de un hueco circular bajo un estado tensional hidrostático en medio elástico.

Evaluando las tensiones en un punto situado a una distancia del centro de la excavación de $r = 5a$ resulta que $\sigma_r = 0,96 P_0$ y $\sigma_\theta = 1,04 P_0$, con lo que el estado tensional no es significativamente diferente (<5%) al estado tensional de partida. Es decir, si una segunda excavación se sitúa a una distancia superior a $5a$ de una primera excavación (siendo a el radio de esta excavación), el estado tensional previo a la apertura de la segunda excavación no será muy diferente del estado tensional natural.

Por lo tanto, en primera aproximación, la regla general es que las galerías subterráneas que se sitúen a una distancia entre ejes $> 6a$ se pueden diseñar ignorando la presencia de otras galerías (siendo a el radio de la excavación mayor), y refiriéndose a excavaciones geometría circular.

En la siguiente figura se presentan sintetizadas las distribuciones de tensiones alrededor de excavaciones de geometrías no circulares, pero habituales en galerías, túneles y cavernas subterráneas. Se presentan los valores de la máxima tensión en hastial (con dirección vertical) y en clave (con dirección horizontal) para distintos valores de k .



VALUES OF CONSTANTS A & B									
A	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
B	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

Figura 13 - Influencia de la forma de la excavación y del k en las máximas tensiones en el contorno de la excavación (Hoek and Brown, 1980).

Algunos de los principales criterios de diseño de excavaciones subterráneas se derivan de considerar la redistribución de tensiones elásticas alrededor de excavaciones de distintas geometrías bajo un estado tensional inicial no isótropo:

- La concentración de tensiones aumenta cuando el radio del contorno disminuye. Por lo tanto, deberían de evitarse las secciones de excavación con esquinas.
- Puesto que las menores tensiones alrededor de la excavación se producen para el mayor radio de curvatura del contorno, la forma óptima de un túnel bajo un estado tensional isótropo es la sección circular.
- En la medida que la sección deja de ser circular y se alarga en una dirección, las tensiones se reducen en la cara paralela a la dimensión mayor pero se incrementan en las caras paralelas a la dimensión menor.
- Este efecto es más acusado en la medida que el estado tensional se aleja del isótropo, produciéndose un desconfinamiento importante en el techo, llegando incluso a traccionarse, para $k \ll 1$, o en los hastiales para un $k \gg 1$.
- Para un estado tensional alejado del isótropo, desde el punto de vista Tensional lo óptimo es considerar una sección oval, con su dimensión mayor orientada paralela a la dirección principal mayor del estado tensional de partida.

2.4. Deformabilidad

Cualquier modificación en el estado tensional de un sólido origina desplazamientos relativos entre puntos de su interior, que se cuantifican adecuadamente mediante su deformación.

La relación tensión-deformación de los materiales naturales no suele ser lineal, y se puede describir como un tramo curvo de pendiente creciente a bajo niveles de tensión (debido al cierre de microfisuras), un tramo aproximadamente lineal con la máxima pendiente entorno a su punto medio, y un tramo curvo de pendiente decreciente a niveles de tensión próximos a la rotura.

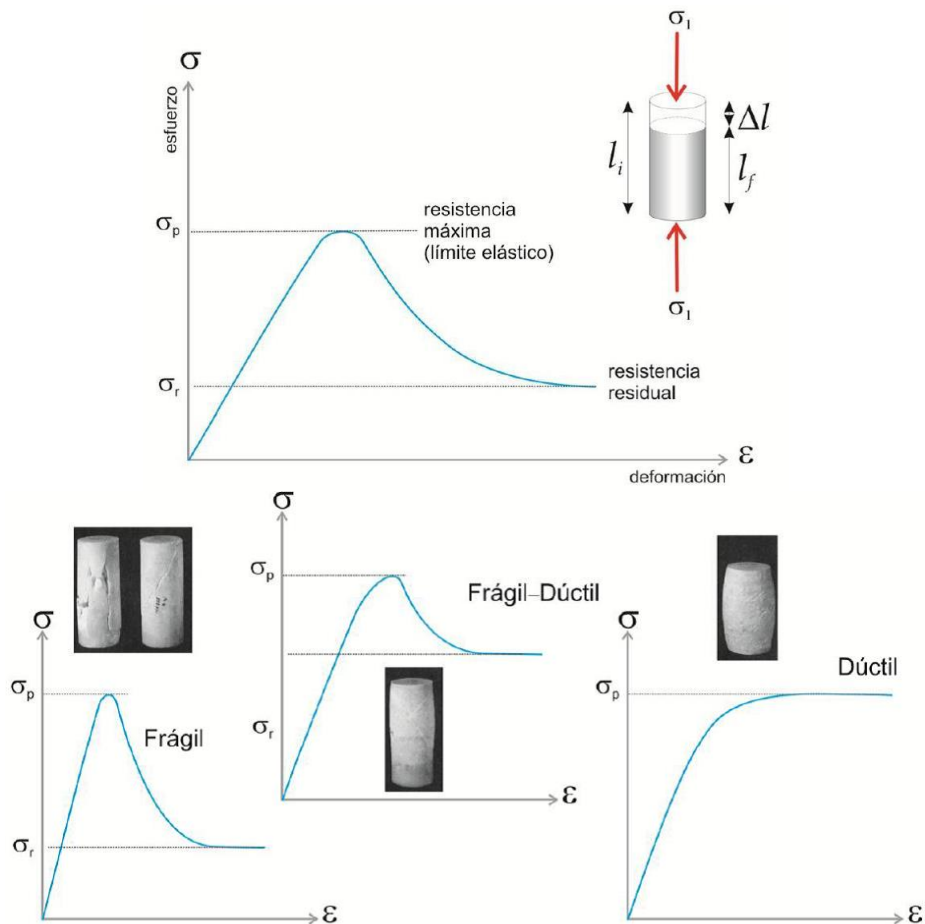


Figura 14 - Curvas esfuerzo-deformación para comportamiento frágil-dúctil. En los materiales con un comportamiento frágil frente al esfuerzo que se ejerce sobre ellos, la rotura tiene lugar cuando supera el llamado límite elástico (Lillo y Oyarzun, 2013).

- **Comportamiento frágil:** implica una deformación elástica con pérdida brusca de la resistencia, a través de un plano o conjunto de planos, sin ninguna o muy poca deformación plástica. Este comportamiento es común en rocas competentes, las típicas rocas “duras”. La resistencia residual es mucho más baja que la resistencia máxima (límite elástico).
- **Comportamiento frágil-dúctil:** implica deformaciones elásticas y plásticas, con una resistencia residual mayor. Este comportamiento es común en rocas con discontinuidades preexistentes y arcillas, las típicas rocas “blandas”. Se produce una deformación plástica inmediatamente antes de la rotura (σ_p), y por lo tanto el límite elástico tiene un valor inferior a σ_p .

- **Comportamiento dúctil:** implica deformaciones plásticas (no recuperables), la resistencia se mantiene constante aunque la deformación aumenta. En sales o en otras rocas, sometidas a alta temperatura, y/o circulación de fluidos. La resistencia residual es prácticamente la misma que la resistencia máxima.

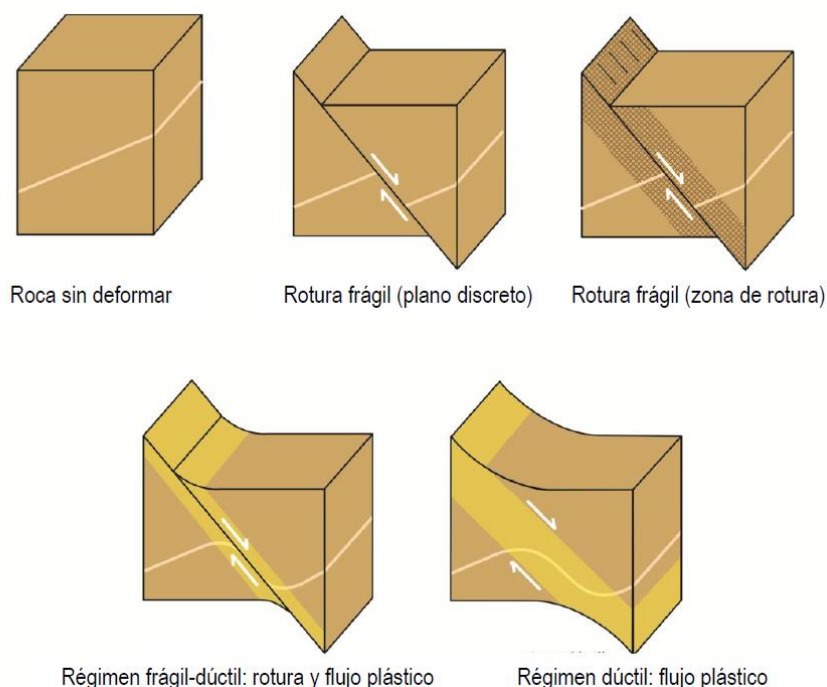


Figura 15 - La rotura y flujo de los materiales siempre supone una discontinuidad en el macizo rocoso, aunque no siempre se manifiesta como un único plano discreto. El flujo plástico supone una zona con deformación intensa, (p.ej., durante la formación de milonitas) (Lillo y Oyarzun, 2013).

La deformabilidad del macizo rocoso es uno de los parámetros más complejos de evaluar dada la heterogeneidad y anisotropía que los caracterizan. Los distintos métodos para su evaluación son:

- Ensayos in situ y métodos geofísicos.
- Correlaciones con el módulo de deformabilidad de la matriz rocosa, el módulo dinámico y el RQD.
- Métodos empíricos a partir de los índices RMR, Q y GSI.

Los **criterios de rotura** son expresiones matemáticas que permiten predecir qué estados tensionales son admisibles (para los que el comportamiento es elástico), y para qué estados tensionales se producirá la rotura. Ésta dependerá de los parámetros resistentes del terreno, parámetros que son propios de cada criterio. En la siguiente figura se ilustra el concepto de estados tensionales admisibles. Como el criterio de rotura es la frontera entre los estados tensionales admisibles e inadmisibles, también se le denomina envolvente de rotura.

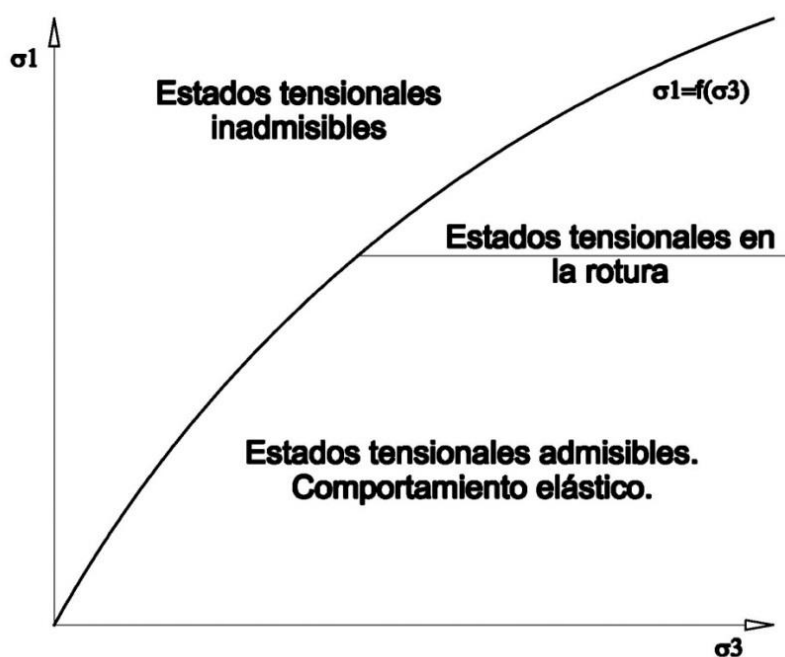


Figura 16 - Representación general de un criterio de rotura

En el **ANEXO IV- CRITERIOS DE ROTURA**, se presenta una profundización al respecto.

2.5. Estabilidad de paramentos

Además del campo de esfuerzos in situ, otro de los principales factores que afectan a la estabilidad minera son las estructuras de la roca.

El comportamiento del terreno alrededor de una excavación está condicionado por su estructura geológica, y sobre todo por las discontinuidades existentes.

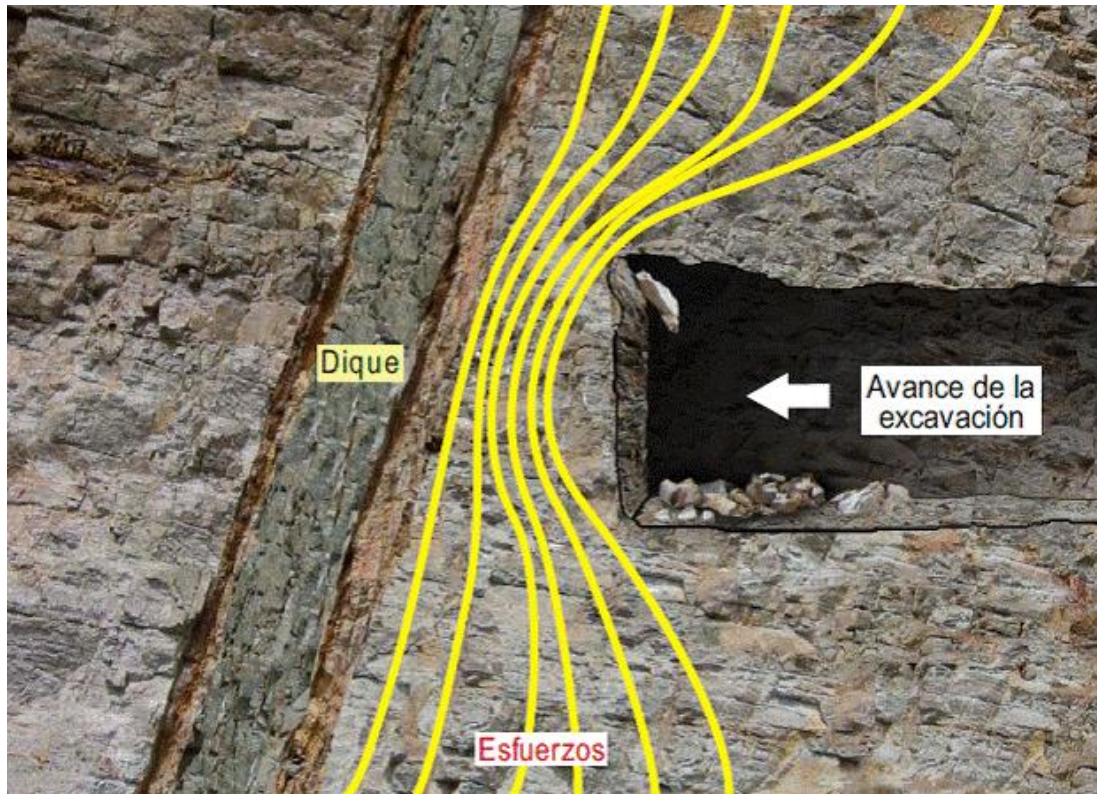


Figura 17 - Inestabilidad del frente de avance originado por la cercanía de un dique (estructura geológica con diferente comportamiento geotécnico) que ocasiona una concentración de tensiones (S.N.M.P.E, 2004)

La presencia de discontinuidades constituye el factor esencial del comportamiento mecánico de un medio rocoso, cualquiera que sea la escala considerada: La rotura de los macizos rocosos se produce casi siempre según superficies de discontinuidad preexistentes. El agua circula preferentemente por las discontinuidades, y las fuerzas hidrodinámicas que produce se orientan básicamente de acuerdo con ellas.

En la siguiente tabla se relacionan los tipos de discontinuidades que pueden afectar a una obra subterránea:

Tipo de discontinuidad	Comentario
Planos de estratificación	<ul style="list-style-type: none"> • Continuidad importante. • Resistencia básicamente friccionante. • Planos de debilidad asociados paralelos a la estratificación.
Fallas	<ul style="list-style-type: none"> • Se identifica un desplazamiento relativo a ambos lados de la misma. • Carácter local hasta regional. • Espesor milimétrico (local) hasta métrico (regional). • Rellenos de arcilla (gouge), brecha (recementado) o fragmentos rocosos. • Labios en "espejos de falla" o alterados con una pátina de minerales de baja fricción. • Baja resistencia.
Zonas de cizalla	<ul style="list-style-type: none"> • Bandas de terreno plastificado. • Fracturas abiertas recubiertas con una pátina de minerales de baja fricción por el desconfinamiento y/o alteración. • Baja resistencia. • Difíciles de detectar a priori.
Diques	<ul style="list-style-type: none"> • Intrusiones de rocas ígneas, subverticales y de caras subparalelas. • Espesores centimétricos a decamétricos. • Continuidades importantes, incluso kilométricas. • Más resistentes que la roca encajante: problemas de estadios de roca.
Juntas	<ul style="list-style-type: none"> • Las más frecuentes. • Roturas de origen geológico que no presentan desplazamiento relativo. • En rocas sedimentarias suelen aparecer 2 familias de juntas ortogonales entre si y con la estratificación. Si atraviesan los planos de estratificación se suelen denominar <i>master joints</i> intrusiones de rocas ígneas, subverticales y de caras subparalelas. • En rocas ígneas o metamórficas suelen aparecer sistemas regulares de 3 o más juntas. • Pueden aparecer sin relleno, o con relleno arcilloso o mineralizado (cuarzo, calcita, etc.).
Fracturas inducidas	<ul style="list-style-type: none"> • Efecto de la plastificación originada por la propia obra o por túneles o galerías próximas.

Tabla 1- Relación de discontinuidades que pueden afectar a una obra subterránea.

Para su caracterización existen abundantes referencias de entre las que se recomienda Ramírez P. et al (1984) y Brady B.G.H y Brown E.T. (2004).

Un resumen de los parámetros geométricos de las familias de discontinuidades son los siguientes: (Ver **ANEXO III- PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS**).

- **Orientación:** en geotecnia se emplea el formato dirección de buzamiento (de 0 a 360 desde el Norte) y buzamiento (de 0 a 90 desde la vertical). De esta manera un plano queda perfectamente definido mediante 2 cifras, p.ej 035/70 significa dirección de buzamiento 35° desde el Norte y buzamiento 70°. Esta información es primordial para valorar la estabilidad de una obra.
- **Espaciado:** distancia perpendicular entre planos de una misma familia de juntas.
- **Persistencia:** extensión areal o “tamaño” de los planos de juntas.
- **Rugosidad** de los labios de la junta.
- **Apertura:** distancia perpendicular entre ambos labios de la junta.
- **Relleno:** tipo de material en el seno de la junta. Puede no existir (junta limpia), de baja fricción (arcilla, clorita, grafito, carbón, etc.) o cristalizado (cuarzo, calcita, etc.).

Estos datos se extraen de afloramientos, sondeos, o frentes de las galerías, y lógicamente suelen mostrar dispersión, por lo que habitualmente se representan mediante nubes de polos en representación estereográfica (los datos de orientación) o histogramas (espaciados y persistencias), lo que permite hacerse una idea más realista de la incidencia de las familias de juntas en la obra subterránea, utilizando bloques diagramas o secciones transversales.

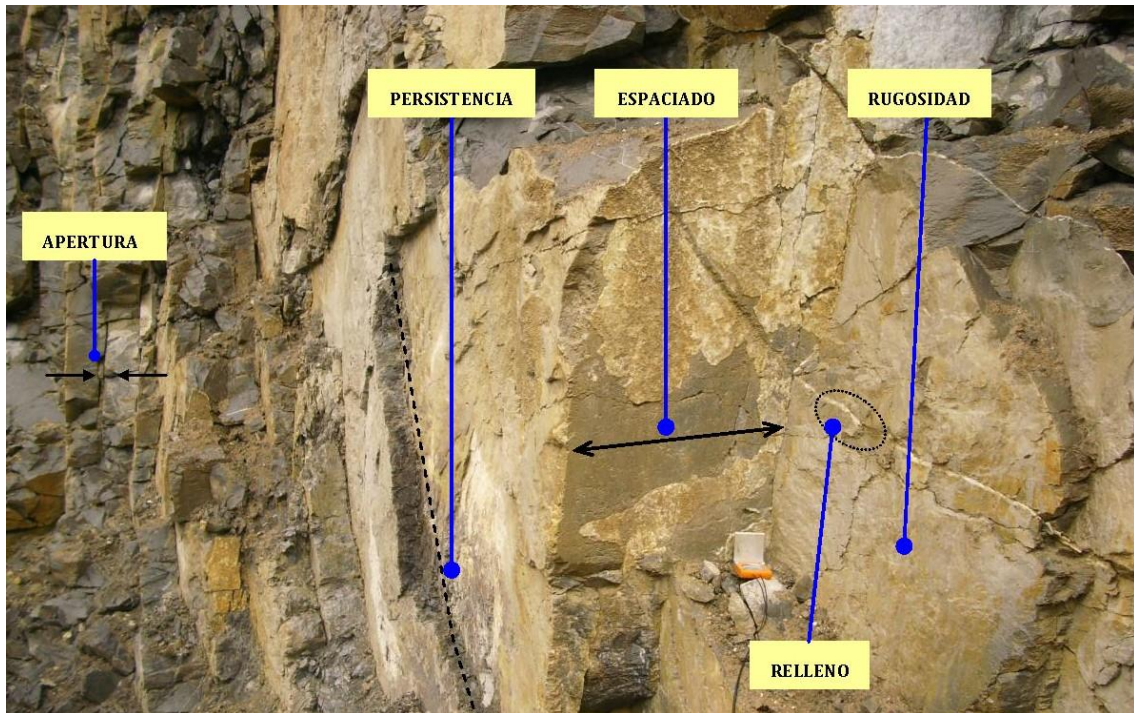


Figura 18 - Parámetros de las discontinuidades en afloramiento.

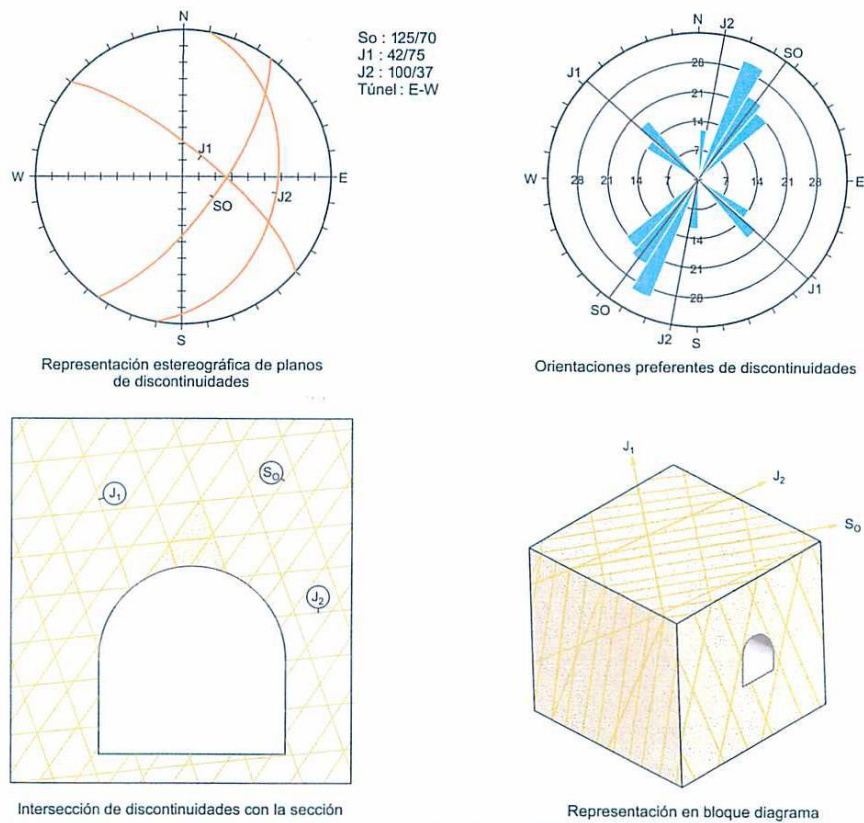


Figura 19 - Representación y análisis de discontinuidades (González de Vallejo et al. 2004).

La presencia de las juntas se cuantifica mediante una clasificación geomecánica (normalmente el RMR o el GSI) con la que se estiman unos parámetros geomecánicos que engloban el efecto de toda la fracturación del macizo.

Para el estudio del comportamiento de dichas juntas, se suele considerar que tienen una resistencia al corte que sigue la ley de Mohr-Coulomb, y por lo tanto se caracterizan mediante una cohesión y una fricción.

El tratamiento depende del número de familias claramente diferenciadas. En el caso de menos de 4 familias de juntas, éstas deberían ser estudiadas específicamente desde el punto de vista de la estabilidad de los bloques y cuñas susceptibles de ser independizados por la excavación de la galería.

Para 4 ó más familias de juntas de resistencia similar, y con un tamaño de bloque significativamente inferior al volumen de la excavación, el macizo rocoso se puede asimilar como un medio continuo de comportamiento isótropo.

Para este tipo de análisis se disponen tanto de herramientas empíricas (basadas en las clasificaciones geomecánicas), analíticas (dependiendo fundamentalmente de la geometría del problema) como numéricas.

Por otra parte, el **método de excavación** influye en la estabilidad general, puesto que el terreno circundante que rodea al frente de avance de una excavación subterránea colabora en contrarrestar las presiones que el macizo rocoso ejerce sobre el hueco abierto. Por tanto, es de vital importancia dañar lo menos posible al macizo rocoso, permitiendo, al mismo tiempo, su deformación hasta un punto de equilibrio en que el sostenimiento controla dicha deformación.

Los sistemas de arranque utilizados actualmente, perforación y voladura o arranque mecánico, influyen considerablemente en el estado de conservación del macizo rocoso.

Cuando se utiliza el arranque mecánico el terreno resulta poco dañado, mientras que cuando se utiliza la perforación y voladura las vibraciones que estas originan provocan la apertura de las discontinuidades, lo que da lugar a la formación de sobreexcavaciones. Llegando, además, a poder inducir movimientos.



Figura 20 - Excavación mediante minador (Inproobras S.L.).

Para evitar lo anterior debe recurrirse a definir el perfil de la excavación mediante técnicas de voladura controlada, que se han generalizado en los últimos años. Entre estos métodos está el del precorte o recorte, cuyo uso reduce la fracturación, minimiza la sobreexcavación y el daño provocado por la explosión en el entorno de la zona volada.



Figura 21 - Pega perforada para voladura en galería. El uso de voladuras puede afectar a zonas ya sostenidas y debilitarlas. (Foto: A.Berrocal).

2.6. Problemas geotécnicos

Los problemas geotécnicos que puedan surgir en el entorno minero deben afrontarse como parte fundamental de la metodología general de diseño y planificación de las excavaciones y explotaciones, analizando e identificando todos aquellos parámetros asociados a posibles problemas geotécnicos según la geología regional (p.ej. estratos masivos, estratos blandos, subsidencia, geología estructural, régimen de tensiones y anomalías) e identificarlos con antiguas inestabilidades ya ocurridas en la zona.

En resumen, cualquier problema geotécnico que desemboca en inestabilidad del terreno viene condicionado por alguno de los siguientes los factores que se presentan en la Tabla 2, ya sea por sí solos, o por la combinación/asociación de entre ellos:

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO
<ul style="list-style-type: none"> - Tipo y distribución de las rocas: litología, petrología, mineralogía, estratigrafía. - Propiedades de la roca matriz: anisotropía, fisuración, resistencia, deformabilidad y durabilidad. - Propiedades del macizo rocoso: estructura y discontinuidades, fracturación, orientación, resistencia a lo largo de discontinuidades, deformabilidad. - Orientación de la estructura y sus discontinuidades principales con respecto a la excavación subterránea. - Espesor y competencia de los recubrimientos.
CONDICIONES AMBIENTALES
<ul style="list-style-type: none"> - Presiones intersticiales y régimen hidrogeológico. - Temperatura y gases existentes en el macizo rocoso.
ESTADO TENSIONAL
<ul style="list-style-type: none"> - Tensiones naturales : orientación y magnitud. - Tensiones inducidas: distribución y magnitud.
GEOMETRÍA DE LA EXCAVACIÓN
<ul style="list-style-type: none"> - Forma, tamaño y orientación. - Situación con respecto a excavaciones adyacentes - Geometría de las intersecciones. - Esquema y secuencia de avance del minado.
CONDICIONES CONSTRUCTIVAS
<ul style="list-style-type: none"> - Métodos de excavación (voladuras). - Sistemas de sostenimiento. - El tiempo de exposición abierta de la excavación.

Tabla 2- -Factores que influyen en la inestabilidad del terreno.

2.7. El agua subterránea

El estudio del agua subterránea en la minería resulta de gran importancia, ya que la mayoría de los yacimientos se encuentran por debajo del nivel piezométrico o influyen en él, pudiendo ocasionar graves problemas durante el avance en las labores.

Las actividades extractivas, en parte, dependen del agua, puesto que si no fuese por ésta, no existirían muchas de las mineralizaciones que se han explotado y se explotan en la actualidad, pero, su presencia condiciona fuertemente la actividad extractiva, siendo un factor influyente de manera directa en la pérdida de rendimiento y la disminución de la productividad.

A pesar del incremento en la seguridad en minería en los últimos tiempos, una decisión errónea en relación al agua subterránea, sistemas de drenaje, bombeo y evacuación, puede derivar en inundaciones, inestabilidades y en el peor de los casos en derrumbes, complicando en menor o mayor medida la situación de la excavación.



Figura 22 - Filtraciones en mina de Áliva, Cantabria (Foto: R.Jordá), zona reforzada con hormigón.

Todo proyecto minero que contemple una excavación subterránea requiere un profundo conocimiento del comportamiento del agua en el macizo rocoso (estudios hidrológicos e hidrogeológicos) que permita gestionar correctamente su presencia desde el punto de vista de la influencia en la estabilidad del hueco minero y en la seguridad geotécnica de la explotación.

Generalmente, la circulación de agua en los macizos rocosos se realiza a lo largo de las discontinuidades, es decir, la denominada permeabilidad secundaria, excepto en las rocas sedimentarias con un alto índice de poros, en las cuales el agua circula por la propia roca, permeabilidad primaria.

En macizos masivos o con escasa fracturación, la presencia del agua no tiene influencia significativa, sin embargo, en rocas fracturadas o estratificadas, la influencia del agua en las fisuras es un aspecto importante a considerar. El agua que circula por ellas, es decir, la denominada permeabilidad secundaria, da lugar a los siguientes efectos:

- Ejerce presión.
- Reduce la resistencia del macizo rocoso.
- Actúa como lubricante en las discontinuidades, pudiendo favorecer deslizamientos.
- Puede producir reacciones químicas y modificar la composición del agua.
- Erosión y lavado del relleno de las fracturas.
- En las rocas expansivas genera hinchamiento, produciendo elevadas presiones y deformaciones.
- Geotécnicamente afecta a la estabilidad de las excavaciones y huecos generados en minería.

Las filtraciones en los macizos rocosos provienen principalmente de:

- Fallas y fracturas.
- Rocas de brecha, rellenos de falla, zonas alteradas.
- Contactos litológicos entre rocas de permeabilidad muy diferente.
- Conductos kársticos, tubos en rocas volcánicas, etcétera.

En el caso de falla y en función de la diferencia de permeabilidad entre los materiales a cada lado de la falla y de la naturaleza del material de relleno, ésta puede ser una barrera frente a las filtraciones o un conducto preferente.

Si actúa como conducto preferente y en función del relleno, se generándose distintos comportamientos frente a la estabilidad que se muestran en la siguiente figura:

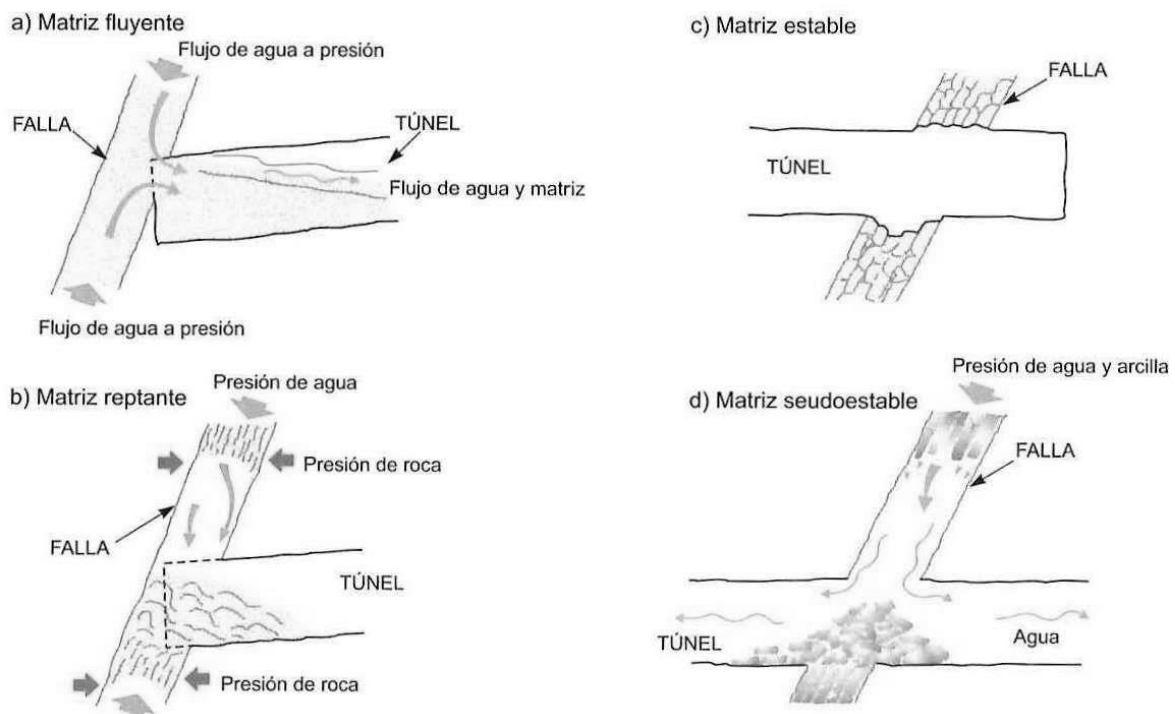


Figura 23 - Estabilidad de las rocas de falla en un túnel (Hansen y Martna, 1988).

Por lo tanto, en el desarrollo de cavidades mineras deben ser tenidos en cuenta los siguientes aspectos:

- Niveles piezométricos en el entorno y su variación estacional.
- Existencia de acuíferos, zonas de recarga y descarga y determinación de sus parámetros hidráulicos.
- Caracterización de zonas kársticas, fallas, fracturas, y rocas con elevada permeabilidad.
- Modelos de flujo.

- Identificación de las zonas de mayor riesgo de filtraciones.
- Composición química y calidad del agua, temperatura y agresividad.
- Posibles riesgos de subsidencia, cambios en los acuíferos y contaminación de las aguas.

Cuando el agua que aparece en las labores alcanza caudales considerables; se obliga al empleo de medios y a la construcción de obras especiales, que, en ocasiones, pueden llegar a incrementar el coste de trabajos. En estos casos forzosamente se necesitará de drenaje continuo para evitar la inundación de las zonas de trabajo, siendo primordial la selección de unos equipos de bombeo adecuados a las necesidades de cada caso. Éstos deberán ser suficientemente potentes, estables, y, dependiendo del tipo de minería, resistentes a la corrosión.



Figura 24 - Bombas de drenaje (Foto: A.Berrocal)

En este aspecto, y a valorar en caso de refuerzos definitivos, también interesa considerar que la presencia de agua ácida daña a los sostenimientos, favoreciendo la corrosión de elementos de hierro, acero y deterioro del hormigón.

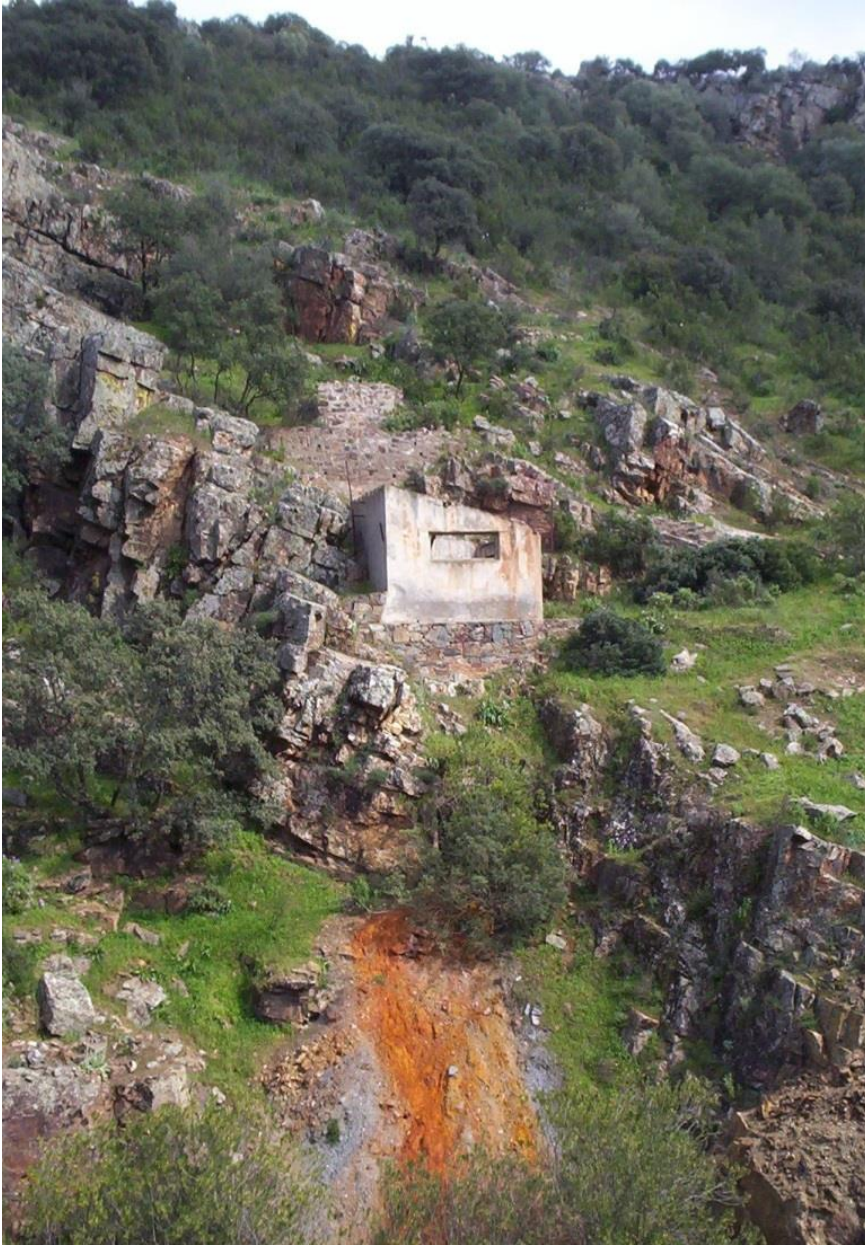


Figura 25 - Salida de aguas ácidas en la galería de drenaje de la mina abandonada de plomo de Los Guindos, La Carolina, Jaén (Foto: L. Jordá).

La observación de cambios en la humedad, en el techo y paredes de la excavación, ayuda en el reconocimiento de posibles inestabilidades. Si aparecen surgencias de agua en zonas que habitualmente se encuentran secas, es un síntoma de que la roca sufre una variación de esfuerzos. Las fracturas y fisuras sufren apertura que conlleva la aparición de humedad.

3. ELECCIÓN DEL MÉTODO DE SOSTENIMIENTO

3.1. Conceptos previos

Si el macizo rocoso es capaz de soportar la presión que se genera al excavar un hueco en el mismo, se dice que tiene un comportamiento elástico o autoportante. La deformación en el entorno de la excavación que cabe esperar en este caso es muy pequeña, en torno a un 1%, relacionándose con la deformación elástica del terreno.

Al colocar un sostenimiento muy próximo al frente de avance de una excavación aquel no se carga inicialmente, entrando en ella cuando el frente de avance se aleja y la excavación comienza a sufrir deformaciones. Por tanto la presión con que va a contribuir el sostenimiento depende de cuánto se haya deformado previamente el terreno antes de su colocación.

La colocación tardía del sostenimiento en un determinado tramo, favorece la relajación y descompresión del terreno, pudiendo ser la causa de manifestaciones de inestabilidad.

La base para dimensionar un sostenimiento correcto, es considerar previamente su interacción con el terreno. Para ello, una práctica habitualmente utilizada, es la fundamentada en las curvas características o de Convergencia-Confinamiento (Propuesta por Panet, 1976, partiendo de estudios de interacción suelo –sostenimiento de Lombardi, 1974). Este método permite analizar la interacción terreno-sostenimiento de una obra subterránea bajo las hipótesis simplificadoras de que se trata de geometría circular y se excava en estado inicial homogéneo e isótropo, permitiendo llegar a cuantificar la necesidad de sostenerlo o no. (Ver: **3.3. Métodos analíticos**).

3.2. Diseño del sostenimiento

El sostenimiento de las obras subterráneas debe permitir, controlar y mantener la estabilidad de las excavaciones para la seguridad del personal que trabaje o circule por ellas, a lo largo de la vida útil de las labores.

Según el Artículo 61. RGNBSM *“En las obras y trabajos subterráneos el sostenimiento se realizará según las instrucciones del Director Facultativo y deberá controlarse y mantenerse empleando sistemas adecuados al terreno y conservarse secciones suficientes”*.

Igualmente, tal como se indica en la ITC 04.6.05 *“El diseño del sostenimiento debe realizarse teniendo en cuenta las características del terreno, las dimensiones de las labores, las condiciones impuestas por la explotación como disponibilidad y facilidad de la instalación y las posibles influencias de explotaciones próximas”*.

Presupone tener en cuenta la deformación que va a sufrir la estructura sostenida que debe ser compatible con el tiempo y servicio previstos, diseñándola siempre teniendo en cuenta los términos económicos.

El comportamiento del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las condiciones de estabilidad y como consecuencia las medidas de sostenimiento a aplicar. Dicha respuesta dependerá principalmente de las características geotécnicas de la masa rocosa.

Si la roca es competente, con características mecánicas y resistentes elevadas y las juntas no son desfavorables, básicamente no aparecerán problemas durante las excavaciones, pudiendo comportarse de manera autoportante sin necesitar ningún tipo de refuerzo ni de sostenimiento.

Por el contrario, si la roca es incompetente, con baja resistencia y las discontinuidades son desfavorables, presentará dificultades cuando se trabaje en ella.

Entre los dos extremos existirán materiales de calidad intermedia. En base a dicha calidad y comportamiento del terreno al verse afectado por la excavación, se diseñará el sostenimiento óptimo según las necesidades de cada labor.

“En el proyecto debe incluirse un plan de control que permita conocer razonablemente el comportamiento del sostenimiento y los desplazamientos del terreno circundante, tanto en las distintas fases constructivas como en las de utilización” (ITC.04.6.05).

El cálculo del sostenimiento de las obras subterráneas se puede efectuar mediante métodos analíticos, observacionales, empíricos y numéricos. Como buena práctica sería conveniente realizar comparativas entre los modelos de sostenimiento óptimos según cada uno de los métodos, no siendo aconsejable tomar como referencia un único método.

3.3. Métodos analíticos

Se basan en el análisis de las tensiones y deformaciones tomando como base los fundamentos de la elasticidad y suponen que el comportamiento del terreno al excavarse es elástico hasta que plastifica cuando alcanza una determinada presión.

El método más utilizado es el basado en las líneas características, citado anteriormente. Las curvas características del terreno representan la variación de la presión en un punto en relación a deformación que se produce cuando se excava en torno a él. Suponiendo que estamos ante un terreno elástico, su línea característica es una recta y el terreno soporta el incremento de presión. Si el terreno no es capaz de soportar la redistribución de tensiones comienza a comportarse plásticamente. En ese caso, la línea característica es curva y la deformación producida es mayor. Posteriormente al reajuste de tensiones, puede llegarse al equilibrio o producirse un colapso.

El sostenimiento igualmente se puede representar gráficamente por su propia curva característica. El punto de corte entre ambas líneas es el punto de equilibrio óptimo de la excavación que representa el estado en el que el sostenimiento consigue estabilizar la excavación soportando la mínima carga posible.

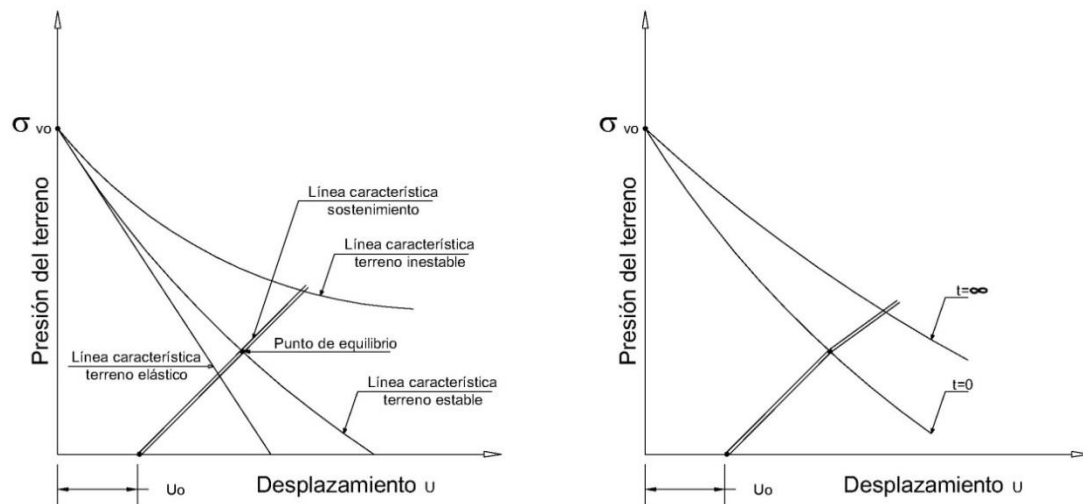


Figura 26 - Curvas características interacción terreno-sostenimiento.

Analizando las figuras anteriores se confirma que la carga de masa rocosa sobre un sostenimiento no es algo que se determina a priori ya que depende de:

- Estado de tensión del terreno.
- Propiedades mecánicas del mismo.
- Rigidez y deformabilidad del sostenimiento.
- Procedimiento constructivo.

Para aplicar este método es necesario determinar:

- Curva característica del terreno.
- Curva característica del sostenimiento.
- Perfil longitudinal de deformación del terreno referido al frente de la excavación subterránea.

Para poder formular analíticamente los conceptos anteriormente expuestos es necesario simplificar el modelo introduciendo las siguientes hipótesis:

- Galería o túnel de sección circular.

- Estado tensional hidrostático (por lo tanto sin gravedad, lo que equivale a una excavación profunda).
- Sostenimiento axisimétrico (es decir, configurando un anillo cerrado).

En Hoek y Brown (1980) se puede consultar el cálculo de las curvas de confinamiento de distintos sostenimientos, como cuadros metálicos (con guarnecido de madera), bulones con anclaje puntual, etc.

No obstante con estas formulaciones no está claro el tratamiento que se ha de dar a un hormigón proyectado (que está fresco cuando se coloca y progresivamente aumenta su resistencia simultáneamente al alejamiento del frente y a su puesta en carga) o a la combinación de varios elementos de sostenimiento con distintas rigideces. El Método Convergencia-Confinamiento tal y como ha sido expuesto presenta una serie de limitaciones que hace que tenga una aplicabilidad limitada en el diseño de sostenimientos. En el cuadro siguiente se presenta una síntesis de las limitaciones, y su implicación en el diseño de sostenimientos.

RESUMEN DE LAS LIMITACIONES DEL MÉTODO CONVERGENCIA-CONFINAMIENTO	
Simplificación del método	- Implicación en el diseño
Deformaciones planas (2D)	- No considera los puentes de tensiones longitudinales que se forman entre el terreno y el sostenimiento, dando lugar a cargas diferentes de las reales. - No valora la estabilidad del frente.
Geometría cilíndrica.	- Sección de excavación circular. - Excavación en una única fase. - Sostenimiento cerrado (incluso en solera/contrabóveda, colocado a la misma distancia del frente). - Sostenimiento sometido a compresión pura (cuando en la realidad se producen deformaciones por flexión).
Estado tensional hidrostático.	- Excavaciones profundas ($H > 10D$ y $K_0 = 1$).
Simplificación excesiva en la formulación de la curva del sostenimiento	- Capacidad limitada de simular sostenimientos combinados.

Tabla 3- Resumen de las limitaciones del método convergencia-confinamiento.

3.4. Métodos observacionales

El método observacional tiene sus orígenes en las experiencias de Terzaghi siendo posteriormente discutido por Peck (1969).

Su utilización es óptima en trabajos en los que existen incertidumbres que no se han aclarado en las investigaciones previas pero tienen posible solución conforme van avanzando los trabajos, facilitando la modificación del diseño a posteriori en base a criterios geotécnicos. Esta forma de actuación tiene sus limitaciones, puesto que es necesario prever medidas de respuesta para cada situación de posible fallo que se reconozca en el terreno. Por dicho motivo, debe ser utilizado con apoyo de métodos numéricos o analíticos. Favorablemente permite la optimización del coste de los trabajos y puede aportar una mayor seguridad en la ejecución de estos.

En obras subterráneas, los métodos observacionales se basan esencialmente en la inspección de los movimientos del terreno cuando es excavado, medición de inestabilidades y en el análisis de la interacción terreno-sostenimiento. Demandan la existencia de una continua monitorización a fin de detectar las zonas poco seguras. Para ello, entre otras, se realizan medidas de convergencias, control de desplazamientos en el interior del macizo rocoso en las proximidades del frente de excavación, registro de las tensiones y cargas en los sostenimientos ya instalados, etc.

La toma de decisiones posteriores, viene determinada principalmente según los parámetros obtenidos en el control y ensayos del terreno, variándose el diseño previsto con anterioridad para amoldarlo las condiciones reales observadas.

Debe actuarse con rapidez y encontrar soluciones a los problemas que se puedan presentar ante condiciones desfavorables o de riesgo potencial.

En la práctica de estos métodos aportan información de relativa importancia los levantamientos sistemáticos de los frentes de excavación que presentan una idea rápida de cambios estructurales, incremento de la fracturación, presencia de agua y rellenos en juntas...etc.

Como ejemplo de aplicación del método observacional cabe destacar el NATM acrónimo “New Austrian Tunnelling Method”, (Rabcewicz 1964).

El NATM consiste en permitir la relajación del estado tensional del macizo rocoso en torno a una excavación subterránea admitiendo su deformación hasta un punto de equilibrio en que la deformación pasa a controlarse mediante el sostenimiento. Se fundamenta en los siguientes principios:

- El principal medio de sostenimiento es el propio macizo rocoso.
- Permitir la deformación controlada del terreno haciendo que el sostenimiento, una vez colocado, se cargue lo menos posible.
- Requiere la utilización principalmente de sostenimientos flexibles, (hormigón proyectado y pernos), para favorecer la máxima deformación del terreno de forma controlada.

3.5. Métodos empíricos. Clasificaciones Geomecánicas

Los métodos empíricos para el cálculo de sostenimientos se basan en las **clasificaciones geomecánicas**, y se utilizan de forma habitual para el diseño previo y estudios preliminares de obras subterráneas. Representan un gran número de experiencias prácticas sobre casos históricos y ofrecen una solución aproximada, rápida y sencilla al diseño del sostenimiento.

Entre las distintas clasificaciones para túneles y excavaciones subterráneas propuestas destacan las de TERZAGHI (1946), LAUFFER (1958), DEERE et al (1967), WICKHAM et al (1972), BENIAWSKI (1973) y BARTON et al (1974).

La gran aportación de estas clasificaciones ha sido la de parametrizar y establecer un lenguaje común entre geólogos, ingenieros y constructores. En el caso de las minas, las clasificaciones y en especial los estadillos de trabajo deben de estar en cierto modo pre-diseñados o pre-establecidos para las características propias del entorno: fracturas según una única familia (modelos de capas), cuñas, zonas de intensa fracturación, fallas y circulación de agua, emboquilles, etc.

Las clasificaciones más utilizadas en la actualidad en obras subterráneas, son la RMR (Índice FMR) y la de Barron (índice Q). En su utilización, se requiere un minucioso reconocimiento geológico, ya que al no cuantificarse el factor de seguridad, existen ciertas limitaciones.

Por otro lado, en el caso particular de Q, se puede obtener el mismo índice a partir de diferentes parámetros, procedentes de casos en los que se precisaron diferentes sostenimientos.

Ambas clasificaciones “se complementan y correlacionan entre sí” (Barton y Bieniawski, 2007).

3.5.1. RMR de Bieniawski

La clasificación RMR- Rock Mass Rating (Bieniawski 1973, con actualizaciones en 1979, 1989 y 2014 por Bieniawski, P. Varona, B. Celada, I. Tardáguila y A. Rodríguez) sirve para caracterizar macizos rocosos según su calidad en función del índice obtenido. Tiene en cuenta los siguientes parámetros:

- Resistencia a compresión simple de la roca.
- Parámetro RQD (rock quality designation Deree et al. 1967).
- Estado de las discontinuidades.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

En el **ANEXO III- PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS**, se presenta la forma de obtención de dichos parámetros.

La suma de la puntuación de cada uno de los parámetros se expresa mediante el índice RMR cuyo valor oscila entre 0 a 100. Cuanto mejor es la calidad de la roca, más elevado es dicho valor. De esta manera, Bieniawski distinguió cinco clases de roca.

CLASE DE ROCA					
R.M.R.	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
CLASE	I	II	III	IV	V
DESCRIPCIÓN	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala

Tabla 4- Clases de macizos rocosos según el índice RMR.

SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE MACIZOS ROCOSOS					
CLASE	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO	10 años para 5 m	6 meses para 4 m	1 semana para 3 m	5 horas para 1,5 m	10 min para 0,5 m
COHESIÓN (kPa)	>300	200-300	150-200	100-150	<100
ANGULO DE FRICCIÓN	> 45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	<30°

Tabla 5- Significado de la clase de macizos rocosos según el índice RMR.

Para su aplicación se dividen las galerías de la mina en tramos que tengan características geológicas similares en base a dicha clasificación.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple		
		Compresión simple	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
3	Separación entre diaclasas (m)		>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Longitud de la discontinuidad (m)		<1	1-3	3-10	10-20	>20		
	Puntuación		6	4	2	1	0		
	Abertura (mm)		Nada	<0,1	0,1-1,0	1,0-5,0	>5,0		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Rugosidad		Muy rugosa	Rugosa	Lig.Rugosa	Ondulada	Suave		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Relleno (mm)		Ninguno	Duro <5	Duro >5	Blando <5	Blando >5		
	Puntuación		6	4	2	2	0		
	Alteración		Inalterada	Lig. alterada	Mod.alterada	Muy alterada	Descompuesta		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Relación presión de agua / tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12		
Orientación de las discontinuidades en el túnel									
Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° cualquier dirección			
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento							
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45				
Muy favorable	favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable			

Tabla 6- Plantilla para el cálculo del RMR de Bieniawski

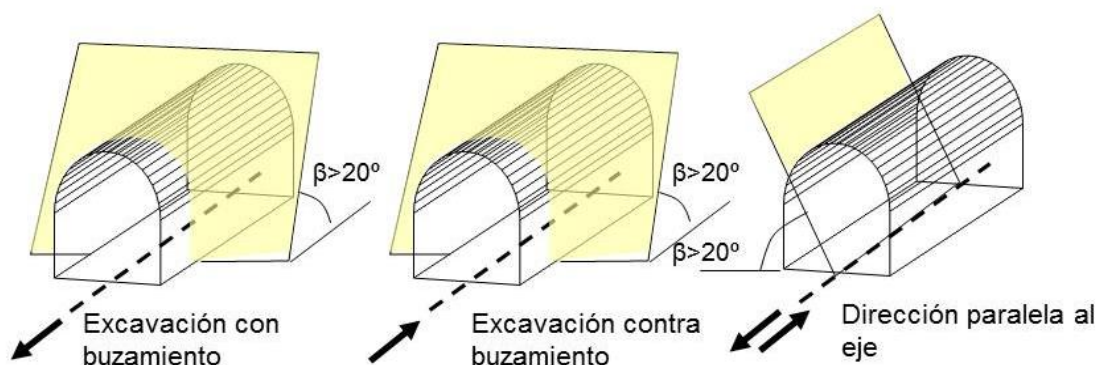


Figura 27 - Orientación de la excavación en relación a las capas.

La clasificación de BIENIAWSKI indica explícitamente el tipo de sostenimiento y modo de excavación a emplear según la categoría RMR, tal y cómo se refleja en la Tabla 7, para las secciones mineras típicas en herradura y anchura máxima de 10 m. La Figura 28 permite estimar, la longitud de pase (vano autoportante) y el tiempo que el terreno puede permanecer sin soporte.

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional	No	No
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m	Bulonado local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m eventualmne copn mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización	No
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 a 3,0 m. completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales	No
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1,0 a 1,5 m. completar Sostenimiento inmediato del frente, completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando se requieran.
V ≤20	Fases múltiples. Avances de 0,5 a 1 m. gunitar inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5-6 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo, çç	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm²

Tabla 7- Sostenimientos a partir del índice RMR.

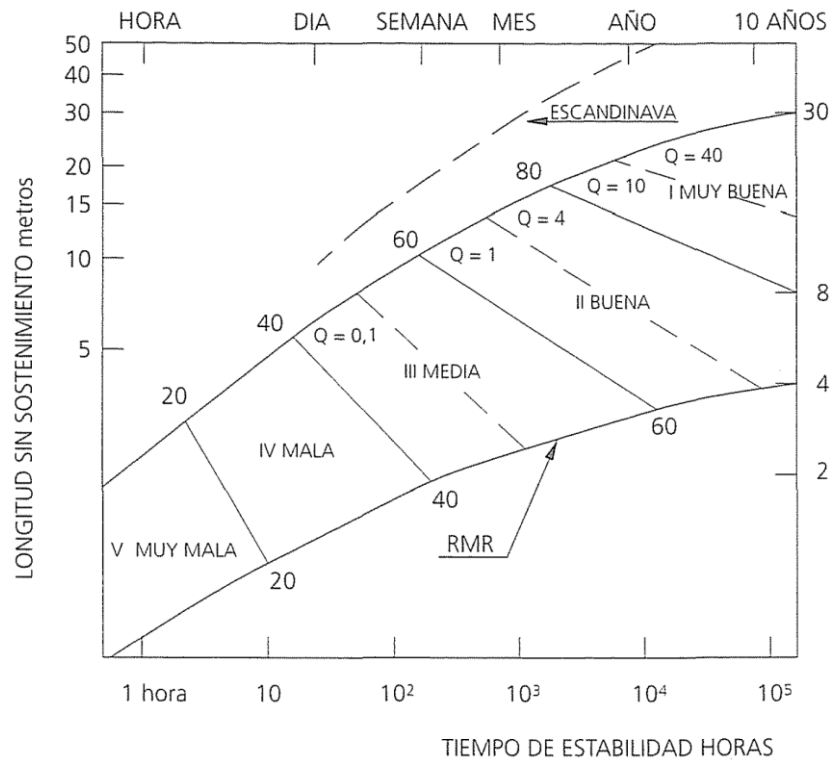


Figura 28 - Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989)

3.5.2. Q de Barton

En esta clasificación se catalogan los macizos rocosos según el denominado índice de calidad Q (Barton et al. 1974):

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

Basado en los seis parámetros siguientes:

$R.Q.D.$: Grado de fracturación del macizo rocoso.

J_n : Número de familias de juntas.

J_r : Rugosidad de las juntas.

J_a : Meteorización de las juntas.

J_w : Agua en las juntas.

$S.R.F.$: (Stress Reduction Factor).

En función del valor del Índice Q Barton clasifica a los macizos rocosos en las siguientes clases:

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

Tabla 8- Tipos de macizos rocosos según Barton.

Para estimar un sostenimiento, además del valor del Q del terreno es necesario realizar una valoración de la Dimensión Equivalente D_e de la excavación:

$$D_e = \frac{\text{Span (m)}}{ESR}$$

El *Span*, o dimensión crítica de la cavidad, puede ser la anchura, altura, diámetro equivalente o pase de excavación, dependiendo de la geometría final de la cavidad y de la geometría en cada fase constructiva. El *ESR* (excavation support ratio que depende del tipo de excavación) es un factor de seguridad que modifica el D_e en función del uso futuro de la obra subterránea: p.ej. minora el diámetro para galerías mineras y lo mayor para cavernas de uso industrial o civil. En la tabla siguiente se muestran los valores adoptados para el *ESR* en función del tipo de obra a construir.

TIPO DE EXCAVACIÓN		ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	2-5
B	Galerías mineras permanente, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión) túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6-2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1,2-1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles, e intersecciones de túneles.	0,9-1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5-0,8

Tabla 9- Valores del índice ERS de la clasificación Q (Barton, 2000).

Se definen 9 tipos de sostenimiento, compuestos cada uno de ellos por los elementos que figuran en la leyenda. Conviene señalar que este ábaco está realizado para un valor del $ESR = 1$, lo que quiere decir que la longitud de los bulones a utilizar es la teórica que se obtenga multiplicada por el valor real del ESR .

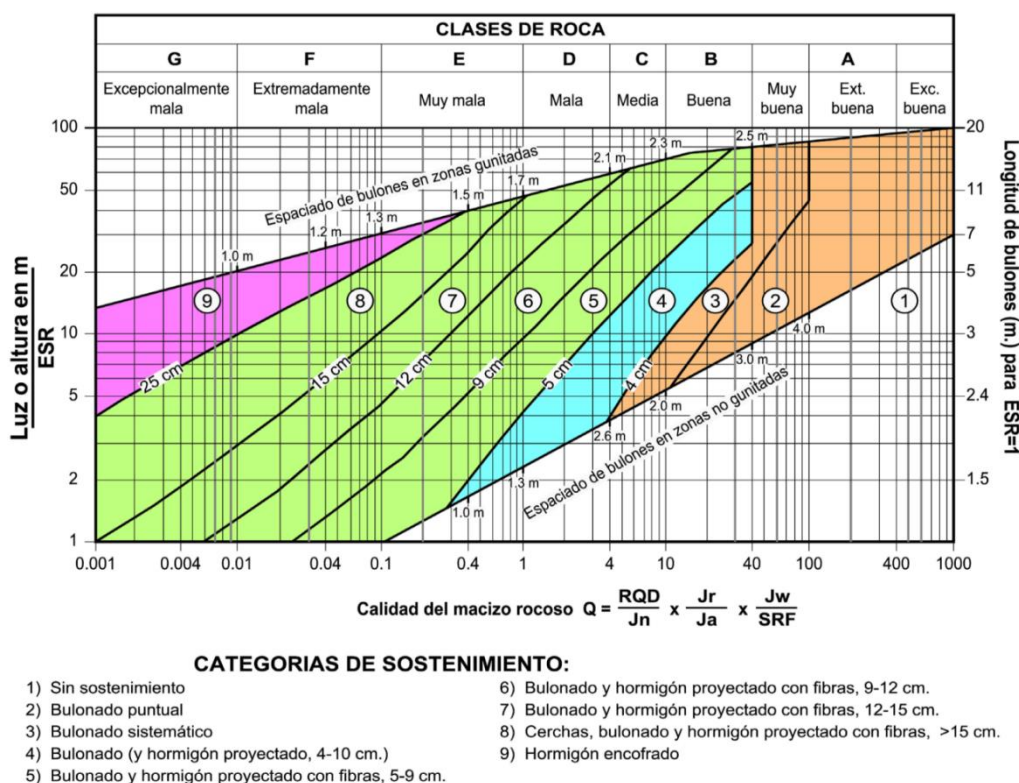


Figura 29 - Sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).

Existen numerosas ecuaciones, formuladas por distintos autores, que correlacionan el Índice Q con las variables constructivas, a modo de ejemplo en el cuadro siguiente se muestran algunas de ellas.

Máximo Span estable sin sostenimiento.	$Span (m) = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0,4}$
Longitud de bulones	$L(m) = 2 + 0,15 \cdot anchura/ESR$ para la clave $L(m) = 2 + 0,15 \cdot altura/ESR$ para los hastiales
Presión terreno-sostenimiento en clave	$P(kp/cm^2) = \frac{2}{J_r \sqrt[3]{Q}}$, para ≥ 3 familias de juntas $P(kp/cm^2) = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r \sqrt[3]{Q}}$, para < 3 familias de juntas
Presión terreno-sostenimiento en hastiales	En las expresiones anteriores introducir: <ul style="list-style-type: none"> ▫ $5Q$ si $Q > 10$ ▫ $2,5Q$ si $10 > Q > 0,1$ ▫ Q si $0,1 > Q$

Tabla 10- Correlaciones entre Q y algunas variables constructivas.

El índice Q es la base de otros métodos empíricos como el ancho escalado y el método gráfico, para el cálculo del pilar corona que se resumen a continuación:

3.5.2.1 Método del ancho escalado

El concepto de ancho escalado (“Scaled Span”) para analizar pilares corona es una metodología empírica desarrollada en Canadá en los años 1980 a raíz de varios incidentes producidos por el colapso de pilares corona (Carter, 2014). A lo largo de los últimos 20 años se ha estado empleando en el mundo entero como el método empírico más aceptado para la evaluación preliminar del rango de estabilidad de pilares corona. El factor de seguridad para el pilar corona viene de la relación entre el denominado ancho crítico “ S_c ” y el ancho escalado “ C_s ”, según la fórmula:

$$FoS = \frac{S_c}{C_s}$$

El ancho escalado del pilar corona se determina mediante la fórmula:

$$C_s = S \left\{ \frac{\gamma}{T[(1 + S_R)(1 - 0,4\cos\theta)]} \right\}^{0,5}$$

Dónde:

- C_s = es el ancho escalado en metros.
- S = es el vano real del minado en metros.
- γ = es la densidad de la roca de la corona en g/cm^3 . En caso de sobrecargas, lagunas o material de relleno o tipo suelo se considera como una densidad a añadir o densidad efectiva.
- T = es el espesor del pilar corona en metros.
- S_R = es el ratio entre el ancho o vano y la longitud del minado = S/L .
- θ = es el buzamiento del cuerpo mineralizado o de la foliación.

Los resultados de la estabilidad del pilar corona pueden, además de evaluarse según el factor de seguridad, introducir la probabilidad de fallo del mismo, considerando las incertidumbres por la variabilidad de la calidad Q , el buzamiento de estratos, geometría de la cámara, etc. La fórmula de probabilidad de fallo en función del factor de seguridad es según Carter (2014):

$$Pf(\%) = \frac{100}{1 + 441 \times e^{\left(\frac{-1,7C_s}{Q^{0,44}}\right)}}$$

Una vez analizado el pilar corona desde el punto de vista de la seguridad (FoS) y de su probabilidad de fallo ($Pf\%$) resulta de interés, clasificar los rangos de estabilidad y en base a ello establecer unas recomendaciones sobre accesibilidad o prohibición de acercamiento a dichas zonas, que se presentan en la siguiente tabla.

Clase	Pf%	Fiabilidad (%) ^o	FoS mínimo	Criterios de diseño para una probabilidad de fallo aceptable				
				Vida de servicio del pilar corona (años)		Acceso público	Actitud reguladora	Supervisión requerida
A	50 – 100	0 – 50	<1,0	Cero en términos efectivos	<0,5	Prohibido	Totalmente inaceptable	No es efectivo
B	20 – 50	50 – 80	1,0	Muy corto plazo - solo para propósitos mineros temporales - riesgo inaceptable en emboquille de túneles	1,0	Fuertemente evitado	No aceptable	Monitorización continua sofisticada
C	10 – 20	80 - 90	1,2	Muy corto plazo - pilares corona casi temporales – riesgo no deseable en trabajos temporales de ingeniería civil	2-5	Activamente evitado	Muy preocupante	Monitorización continua con instrumentos
D	5 – 10	90 – 95	1,5	Corto plazo - coronas semi temporales, por ejemplo debajo de infraestructuras mineras poco sensibles	5–10	Evitado	Preocupante	Monitorización continua simple
E	1,5 – 5	95 – 98,5	1,8	Medio plazo – coronas semi permanentes posibilidad bajo infraestructuras	15–20	Disuadido	Algo preocupante	Monitorización superficial
F	0,5 – 1,5	98,5 – 99,5	2	Largo plazo- coronas casi permanentes – portales de obra civil – túneles alcantarillado	50-100	Permitido	Preocupación limitada	Monitorización superficial ocasional
G	Menos de 0,5	Más de 99,5	>>2	Muy largo plazo – coronas permanentes sobre túneles civiles	>100	Libre	No hay preocupación	No se requiere monitorización

Tabla 11- Categorías de estabilidad, consecuencias y actuaciones según resultados del análisis por ancho escalado (traducido y modificado de Carter, 2014).

3.5.2.2 Método gráfico de estabilidad

El método gráfico de estabilidad también llamado “método gráfico de Mathews” es una metodología ampliamente usada en el proceso de prediseño de cámaras mineras de grandes dimensiones. Se emplea para definir las dimensiones de unidades de explotación de cuerpos tabulares, normalmente verticalizados. Este método fue desarrollado en los años 80, a partir de los trabajos de Potvin (1988) y Mathews (1989). Está basado en el índice Q y utiliza información sobre la resistencia del macizo rocoso y estructura, tensiones alrededor del hueco y dimensiones, forma y orientación de la futura excavación:

todo ello para determinar gráficamente si la cámara es estable sin sostenimiento, estable con sostenimiento o inestable incluso con sostenimiento.

El procedimiento de diseño se basa en el cálculo de dos factores (N' y S), que se llevan al siguiente ábaco:

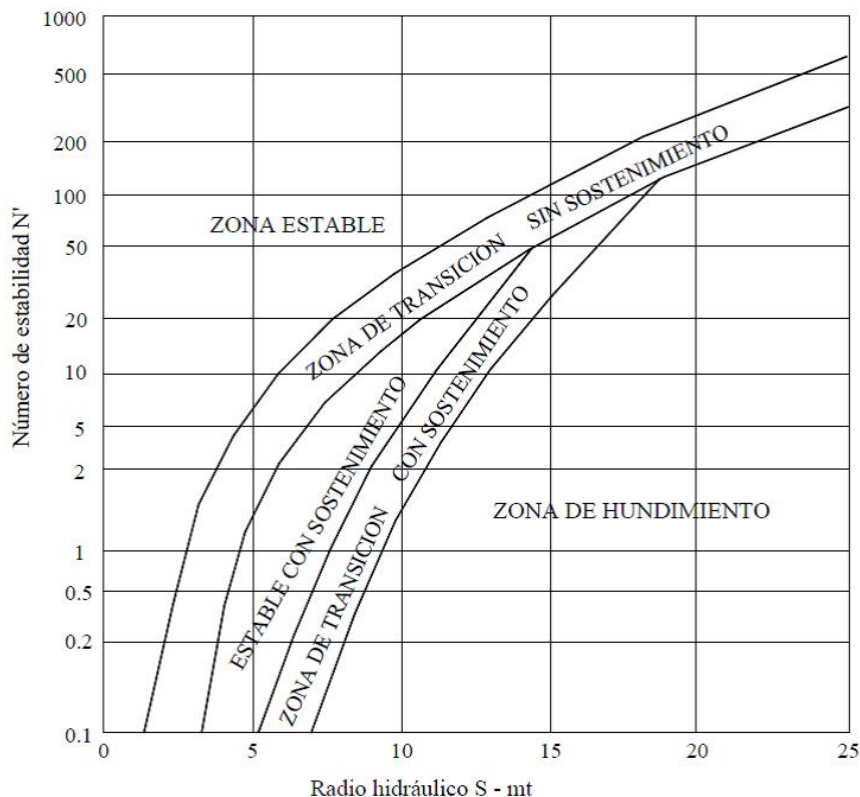


Figura 30 - Gráfico de estabilidad que muestra las zonas de terreno estable, hundido y el que requiere sostenimiento. Tomado de Potvin (1988) modificado por Nickson (1992).

- Número de estabilidad modificado (N'): Representa la habilidad del macizo rocoso para permanecer estable bajo unas determinadas condiciones de esfuerzos.
- Radio hidráulico (S): Es el factor de forma, que tiene en cuenta la forma y tamaño de la pared o techo de la cámara para la superficie de la cámara que se esté estudiando y se determina como: $S = \text{Área de la sección a analizar} / \text{perímetro de la superficie}$.

El número de estabilidad N' , está basado en el índice de calidad Q , aunque no directamente sino a través del Q' , siendo este:

$$N' = Q' \cdot A \cdot B \cdot C$$

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{1}{1}$$

Dónde:

- Q' = es el índice de calidad Q modificado, fijando el factor $SRF = 1$ y dado que no se basa en casos con importantes cantidades de agua, o bien zonas drenadas o sin presión hidrostática, se emplea $J_w = 1$.
- El factor A es el denominado “rock stress factor” o factor de condición de esfuerzos; refleja las tensiones máximas - incluyendo la concentración de tensiones alrededor del hueco - que actúan en las caras libres de la cámara en profundidad. Este factor se determina a partir de la resistencia a compresión simple no confinada o uniaxial y las tensiones que actúan paralelas a la cámara expuesta que se está considerando.

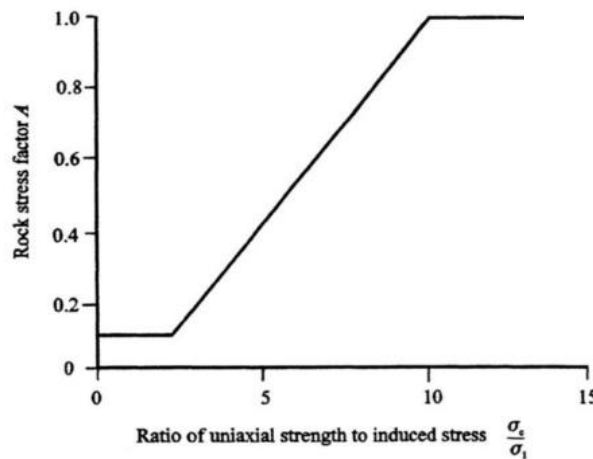


Figura 31 - Gráfico para determinar el factor A en función del ratio resistencia a compresión/tensión mayor, (Hoek Kaiser y Badwen, 1995).

- El factor B es el de ajuste por orientación de juntas. Se determina mediante la gráfica siguiente. El ángulo que se representa en abcisas es la diferencia entre la pared y techo estudiados y la familia de juntas dominante más desfavorable en la zona.

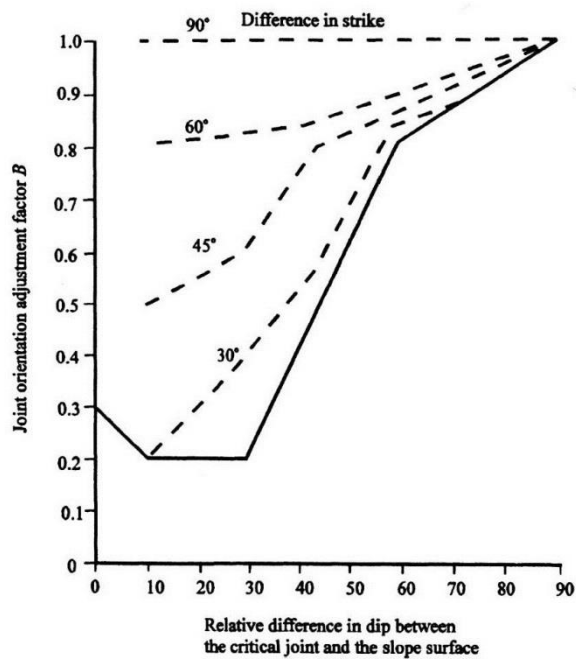


Figura 32 - Gráfico utilizar para determinar el factor de ajuste B, (Modificado de Potvin, 1988)

- El factor C es un ajuste por efectos de la gravedad: trata de evaluar la posibilidad del desprendimiento de bloques por efecto puro de su peso en el techo o bien en el caso de las paredes de la cámara por deslizamiento o vuelco. Puede obtenerse mediante las siguientes gráficas o con la ecuación $C = 8 - 6 \cos\alpha$ y tiene un valor máximo de 8 para paredes verticales y mínimo de 2 para techos.

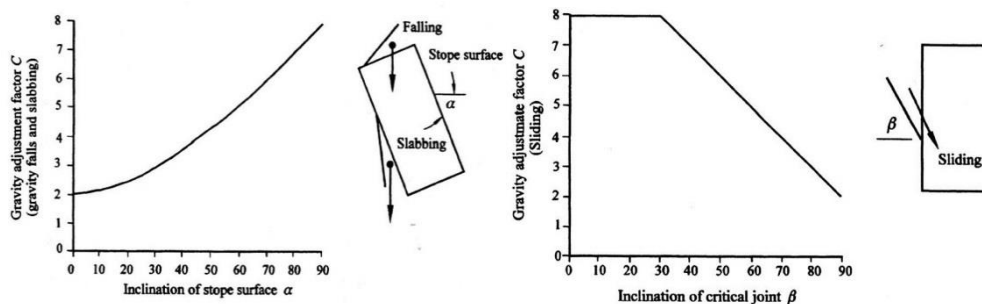


Figura 33 - Factor de corrección C en el caso de que el modo de caída de bloques sea por gravedad desde el techo de la cámara y en el caso de cuñas que deslizan en hastiales (Modificado de Potvin, 1988).

3.5.3. GSI

El GSI (Geological Strength Index) es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo, propuesto por Hoek et al, (1995), cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físicomecánicas de un macizo rocoso: la macroestructura y la condición de las superficies de las discontinuidades, (grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades).

La caracterización del macizo rocoso es simple y se basada en la impresión visual de la estructura rocosa, en términos de bloques y de la condición superficial de las discontinuidades indicadas por la rugosidad y alteración de las juntas. La combinación de estos dos parámetros proporciona una base práctica para describir un rango amplio de tipos de macizos rocosos.

Con este sistema se pueden obtener una relación aproximada entre la resistencia a compresión simple del macizo rocoso σ_{cm} , la de la roca intacta σ_{ci} y el valor del GSI, cuya expresión es la siguiente:

$$\sigma_{cm} = 0,019 \cdot \sigma_{ci} \cdot e^{0,05GSI}$$

También permite obtener valores bastante aproximados de los parámetros necesarios para el cálculo del criterio de rotura de Hoek y Brown de macizos rocosos diaclasados, a partir del aspecto del macizo rocoso *insitu* (m_b , s , a) definido mediante la expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a$$

Dónde:

- σ'_1 y σ'_3 = tensiones efectivas máxima y mínima en la rotura.
- m_b = constante de Hoek y Brown para macizos rocosos.

- s y a = constantes que dependen de las características del macizo rocoso.
- σ_{ci} = resistencia a compresión simple de los bloques de roca intacta.

Los distintos valores que toma el GSI en función de las distintas estructuras y estados de alteración de las superficies observados quedan resumidos en la siguiente tabla





GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)		CONDICIÓN				
ESTRUCTURA		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	POBRE	MUY POBRE
		Superficies muy rugosas sin alterar	Superficies rugosas ligeramente alteradas, con pátinas de oxidación	Superficies suaves moderadamente alteradas	Superficies muy alteradas, con rellenos compactos (fragmentos rocosos)	Superficies muy alteradas, con rellenos arcillosos
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques cúbicos, en contacto y sin relleno, formados por tres familias ortogonales.	80	70			
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques angulosos, formados por cuatro o más familias, en contacto o con rellenos con baja proporción de finos.		60	50		
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con pocos finos			40	30	
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado, formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos					20
						10

Figura 34 - Geological Strength Index GSI. Hoek (1994).

Tal y como se observa, los valores de GSI cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

3.5.4. Correlaciones entre las clasificaciones geomecánicas

Existen numerosas correlaciones entre las clasificaciones geomecánicas, entre otras las que se presentan a continuación:

- $RMR = 9 \ln Q + 44$ (Bieniawski, 1976, para túneles civiles).
- $RMR = 10 \ln Q + 42$ (Abad, 1983, para galerías en minas de carbón españolas).
- $RMR = 13,5 \ln Q + 43$ (Rutledge, 1978).
- $RMR = 15 \log Q + 50$ (Brady & Brown, 2004).
- $GSI = RMR - 76$ (para macizos rocosos secos y sin considerar la orientación de la excavación).
- $GSI = RMR - 89$ (para macizos rocosos secos y sin considerar la orientación de la excavación).

3.6. Métodos numéricos

Los métodos numéricos son formulaciones que permiten resolver, mediante las técnicas de análisis numéricos, el problema de la redistribución de tensiones alrededor de los huecos abiertos en un medio (continuo o discontinuo), y calcular las deformaciones asociadas según el modelo constitutivo asignado al terreno.

La formulación numérica también incorpora elementos de sostenimiento, con su propia ley de comportamiento, y por lo tanto los modelos numéricos reproducen también el fenómeno de interacción entre el terreno y el sostenimiento.

Son los que proporcionan resultados más precisos y se aproximan más a la realidad pero se recomienda monitorización del comportamiento del terreno y de los sistemas de estabilización para la verificación de los modelos aplicados. Los métodos numéricos se han convertido en una herramienta muy útil para

diseñar estructuras subterráneas, en gran parte gracias al desarrollo de la informática permitiendo trabajar con modelos en dos y tres dimensiones capaces de modelizar las geometrías complejas de las labores mineras.

Se evidencia que es preferible comprender el cálculo del problema a tratar a enfocándolo sobre la base de una simplificación de cálculos en dos dimensiones. Si no se asimila de esta manera no se debería proceder al enfoque tridimensional, de mayor complejidad, ya que la utilización de estos métodos implica un alto nivel de comprensión de los programas a manejar así como de sus limitaciones, y de los mecanismos de fallo de las rocas.

Es necesario el empleo de modelos numéricos cuando las simplificaciones propias de los métodos anteriores no son asumibles. A continuación se presentan los casos en los que los métodos numéricos son la única herramienta de análisis disponible para la solución completa del reajuste tensodeformacional alrededor de una excavación con sostenimiento:

- Geometrías 3D.
- Estado tensional in-situ litostático $K_0 \neq 1$ bajo el efecto de la gravedad.
- Estados tensionales iniciales derivados de la presencia de excavaciones próximas.
- Secciones no circulares.
- Procesos de construcción multifásicos (p. ej. avance y destroza) o en 3D (p. ej. varios frentes decalados).
- Interacción entre distintas excavaciones.
- Macizos rocosos heterogéneos (distintos tipos de terreno, presencia de fallas, etc.).
- Modelos constitutivos avanzados (con post-rotura, presencia de juntas, fluencia, degradación a largo plazo, etc.).

- Presencia de discontinuidades.
- Interacción compleja con los distintos elementos de sostenimiento (hormigón proyectado, bulones, cerchas metálicas, hormigón encofrado, anillos de dovelas, cables de anclaje, micropilotes, etc.).
- Grandes deformaciones y plasticidad (p.ej., en explotaciones mineras).
- Interacción con otros fenómenos geotécnicos (p. ej. interacción con freáticos).

Los métodos numéricos para el análisis tenso-deformacional de problemas geomecánicos se puede dividir en dos grupos:

- **Métodos Integrales o Métodos de Contorno** (Boundary Elements Method, BEM), en los que sólo el contorno de la excavación se discretiza en elementos y el interior del macizo rocoso se considera como un medio semi-infinito.
- **Métodos- Diferenciales o Métodos de Dominio**, en los que el interior del macizo rocoso se discretiza en elementos a los que se asigna un comportamiento específico de manera que la interacción conjunta de estas elementos reproduce el comportamiento complejo de todo el dominio. El conjunto de elementos en los que se ha discretizado el dominio, y los nodos de intersección entre elementos, se denomina genéricamente malla del modelo numérico.

Los Métodos de Elementos Finitos (Finite Element Method, FEM) y de Diferencias Finitas (Finite Difference Method, FDM) pertenecen a este tipo de métodos, en los que se trata al macizo rocoso como un continuo. El Método de Elementos Definidos (Distinct Element Method, DEM) se puede considerar también un método de dominio que modeliza cada bloque del macizo rocoso como un medio continuo, pero que además incorpora un algoritmo para simular la interacción entre los diferentes bloques que forman el macizo rocoso.

En el cuadro siguiente se presenta una lista de programas comerciales para la modelización numérica en Elementos Finitos o Diferencias Finitas.

PROGRAMA	DIMENSIONES	MÉTODO	REFERENCIA
PHASE2	2D	Elementos finitos	www.rocscience.com
FLAC		Diferencia Finitas	www.itascacg.com
FLAC3D	2D / 3D	Elementos finitos	
PLAXIS			www.principia.es/abaqus/abaqus.htm
ABAQUS			www.midasoftce.com
MIDAS GTS			www.civildfem.com
ANSYS / CivilFEM			

Tabla 12- Programas comerciales para la modelización numérica.

3.6.1. Limitaciones de la Modelización Numérica

En el estado actual de la práctica, la modelización numérica aplicada al diseño de excavaciones subterráneas, considera al macizo rocoso como un continuo, lo que tiene una serie de limitaciones que hay que tener presente:

- No debe sustituir, sino complementar al resto de técnicas de diseño de obras subterráneas.
- No proporciona criterios de estabilidad locales, por lo que normalmente es necesario complementar con análisis de caída de cuñas, y valorar las características del macizo rocoso para definir un sostenimiento adecuado ante los pequeños desprendimientos o derrabes.
- La modelización numérica en geomecánica, y especialmente en aplicaciones subterráneas incorpora muchas incertidumbres, lo que requiere un mayor juicio ingenieril por parte de los responsables del diseño. En concreto, este tipo de análisis están muy limitados para la disponibilidad real de todos los datos geotécnicos y parámetros del macizo rocoso y sostenimiento que son necesarios para alimentar al modelo.

- En general, los modelos numéricos no se deberían de emplear como herramientas de diseño salvo que estén suficientemente contrastados, y su uso debería limitarse a determinar los mecanismos de deformación y/o inestabilidad, estudiar la redistribución de tensiones y las deformaciones asociadas, la extensión de las zonas plastificadas y el proceso de transferencia de carga del terreno al sostenimiento.
- Los modelos numéricos son más adecuados para mejorar un diseño previo, al poder incorporar en el análisis aspectos no contemplados por las técnicas habituales de diseño.
- Debería preverse la comprobación de varias hipótesis y realizar análisis de sensibilidad con el modelo. El error más frecuente en modelización numérica es pensar que proporciona un grado de resolución o precisión mayor del que tienen los propios datos de entrada.
- Una aplicación muy razonable de la Modelización Numérica sería calibrar un modelo contra la formulación analítica disponible que mejor reproduzca el mecanismo que se desea estudiar, y a partir de ahí incluir en el modelo las singularidades que están contempladas en la formulación.

4. SOSTENIMIENTOS EN MINERÍA

Previamente a la colocación de sostenimiento y para facilitar la interacción terreno-sostenimiento debe realizarse un “saneo” completo del terreno a sostener, el cual consiste en la eliminación de las rocas sueltas que puedan existir en los paramento de la excavación.

El saneo puede realizarse con medios manuales (barra de hierro) o mecánicamente (retroexcavadora con martillo hidráulico) y se considerará finalizado cuando el sonido de la roca suene a metálico.

La buena práctica minera aconseja realizar el saneo después del desescombro y posteriormente a la perforación de los barrenos de la voladura, ya que las vibraciones producidas por la percusión del martillo abre las discontinuidades y genera cuñas de rocas inestable.

El saneo debe comenzarse siempre desde un lugar con sostenimiento y progresando hacia el frente, sin colocarse bajo la zona a sanear.



Figura 35 - Trabajos de saneo manual (Inproobras S.L.)

4.1. Tipos de sostenimientos

Actualmente se dispone de una amplia gama de elementos para el sostenimiento de las excavaciones subterráneas, entre los que pueden citarse:

- **El hormigón**, en sus distintas formas de aplicación.
 - Encofrado y armado.
 - Proyectado.
- **Los bulones**, en sus distintas variedades.
- **Cuadros y cerchas metálicas.**
 - Rígidos.
 - Deslizantes.
- **Entibación con madera.**

Los elementos de sostenimiento descritos se pueden utilizar de forma aislada, o combinados entre sí para formar diferentes tipos de sostenimiento.

El hormigón se utiliza de forma puntual en zonas muy inestables y de mucho tránsito, al ser un elemento caro y de ejecución laboriosa y lenta al necesitar encofrados y tiempos de fraguado.

El sostenimiento con bulones consiste en introducir en el interior de las rocas una barra (generalmente de acero). El perno trabaja sosteniendo un nivel de roca inestable, anclándolo a otro nivel más estable. Pero si además se colocan varios anclajes, éstos ejercen el papel de consolidar el terreno.

En una galería, cuando se producen problemas de inestabilidad, casi siempre llevan asociados pequeños desprendimientos, lo que quiere decir que aunque se estabilicen los grandes fragmentos con bulones, tendríamos que combinarlos con otro sistema (malla metálica, gunita, etc.) que nos protegiera de fragmentos pequeños.

Actualmente en la minería lo habitual es el sostenimiento con cuadros metálicos, ya que la entibación con madera se ha ido abandonando progresivamente, tanto por problemas medioambientales, como por su escasa duración (se pudre) frente a la entibación metálica.

El sostenimiento con cuadros metálicos aporta además de estabilidad global al terreno, la facilidad de combinarlo con revestimientos metálicos o de hormigón que proporcionan protección frente a pequeños desprendimientos.

4.2. Sostenimiento de galerías con madera

La forma más antigua y sencilla de soporte es el entibado mediante vigas de madera, actualmente apenas tiene repercusión frente a los avances que ha habido en las técnicas de la estabilidad del terreno.

En España apenas se utiliza pero sí en muchos países extranjeros y siendo utilizada e instalada cuando se trabaja en terreno inestable y en sostenimientos provisionales.

Entre las ventajas que presenta es el fácil manejo y manipulación, adaptabilidad a todo tipo de terreno, versatilidad para soportar diferentes tipos de esfuerzos, etc., además gracias a las señales que genera previas al fallo, como ruido al romperse y rotura de parte las estructuras fibrosas, contribuye a detectar de manera prematura los desplazamientos hacia el interior de la excavación.

Entre los inconvenientes que presenta están la vida útil temporal (por descomposición aunque existen productos para tratarla), la presencia humedad que reduce su resistencia y riesgo por combustión.

Pueden utilizarse mampostas individuales y cuadros. Los distintos tipos de cuadros de galería difieren en la posición y el tamaño de las trabancas y los postes laterales, pudiéndose utilizar una trabanca y uno o dos postes. Se eligen unos u otros dependiendo de factores como la presión del terreno si es mayor en techo o en hastiales, inclinación y potencia de la capa de avance. Es muy

importante en este tipo de entibaciones que se ejecuten correctamente las uniones entre los diferentes elementos del cuadro y el pie del cuadro con el piso de la galería.

Asimismo es imprescindible establecer una correcta unión entre cuadros y paramentos, incluyendo cuñas y guarnecido si es necesario.

Cuando la presión es elevada se puede reforzar el sostenimiento mediante colocación de puntales entre trabanca, arriostamiento entre trabanca y pies de cuadro, doblaje de pies de cuadro, doblaje de trabanca, puntal entre pies de cuadro, enmaderamiento con longarinas, dependiendo de la zona a reforzar y si la presión se ejerce desde hastiales o techo.

En el **ANEXO II- ENTIBACIÓN CON MADERA**, se profundiza en todos los conceptos descritos anteriormente.



Figura 36 - Sostenimiento de galería con cuadros de madera. Mina Solita de Bembibre (Foto: L.Jordá).

4.3. Sostenimiento de galerías con entibación metálica

La entibación con cuadros metálicos, tanto rígidos como deslizantes, es una de las más versátiles, habiendo sido aplicada en macizos rocosos de muy distintas propiedades geomecánicas.

Indicar que la utilización de cerchas en minería requiere certificación de las mismas. Ver **ANEXO I- CERTIFICACIÓN DE PRODUCTO**, donde se detallan las especificaciones requeridas.

La entibación de acero ofrece la ventaja de ser resistente tanto a los esfuerzos de compresión como a los de tracción, de este modo pueden resistir elevados momentos de flexión poseyendo características favorables más allá del límite elástico.

Consecuentemente con lo anterior, esta técnica de entibación es conveniente para condiciones del terreno en las cuales exista una importante tendencia al colapso y cierre, debido a los esfuerzos progresivos inducidos por la convergencia de las excavaciones.

Las secciones más utilizadas en túneles y galerías con sostenimiento de acero son: rectangular-cuadrado, circular y arco-herradura, debiendo decirse que la utilización de cuadros con forma rectangular o cuadrada viene disminuyendo desde hace tiempo en beneficio de la forma circular o arco-herradura, ya que estos últimos permiten el deslizamiento de las partes del cuadro entre sí, adaptándose, en consecuencia, a los movimientos del terreno.



Figura 37 - Cuadros metálicos sobre cuadros de madera (Inproobras S.L.)

4.3.1. Características de la entibación metálica

El uso del acero, en sus diversas formas, como elemento de sostenimiento se ha venido aplicando a un amplio rango de condiciones del terreno, tanto en el campo de la minería como en el de la obra civil, debido a las siguientes razones:

- Excelentes propiedades mecánicas ante los esfuerzos de tracción y compresión.
- Elevado módulo de elasticidad y ductilidad.
- Relativa facilidad para su fabricación y moldeado.
- Adaptabilidad a cualquier tipo de sección de excavación.
- Si durante su tiempo de utilización no se supera su límite elástico, pueden ser recuperados y reutilizados.

Sus inconvenientes se refieren a su elevado coste, y su baja resistencia a la corrosión, lo cual implica a menudo métodos de protección, como en el galvanizado o pintado de los segmentos.

4.3.2. Propiedades de los perfiles preformados

Los perfiles son los elementos que se emplean en la construcción de la entibación y pueden estar sometidos a esfuerzos de compresión, torsión, pandeo y flexión.

El momento flector M_b permisible para un perfil de resistencia σ_b se puede calcular mediante la fórmula:

$$M_b = W_x \cdot \sigma_b$$

Los perfiles preformados se clasifican por las siguientes características:

- Sección: las resistencias a la compresión σ_b y a la tracción σ_t son proporcionales.
- Módulos de flexión:

$$W_x = I_x / v$$

Representa la capacidad del perfil a resistir los esfuerzos de flexión situados en el plano de la cimbra.

$$W_y = I_y / v$$

Representa la capacidad del perfil para resistir los esfuerzos de flexión normales al plano de la cimbra.

Para evitar deformaciones laterales:

$$W_x / W_y = 1$$

- Coeficiente de Rankine: Se llama así al coeficiente:

$$K = \frac{\sigma_c}{\sigma_p} = 1 + 0,00008 \left(\frac{L}{r} \right)^2$$

Dónde:

- σ_c = resistencia a la compresión.
 - σ_p = resistencia al pandeo.
 - L = longitud de apoyo.
 - r = radio de giro $(1 + S) \cdot 0,5$.
- Rendimiento estático o rendimiento del perfil: es la relación entre el módulo resistente (W) y el peso por metro lineal del perfil (G) y se representa por las expresiones:

$$\eta_x = \frac{W_x}{G} \quad , \quad \eta_y = \frac{W_y}{G}$$

La comparación de diferentes tipos de perfiles basadas en esta propiedad solo es correcta si se hace con valores de G semejantes. Según Vieregge la relación determinante de las cualidades de un perfil es $\eta_0 = W_x / W_0$, siendo W_0 el módulo resistente de un perfil circular de igual área de sección al perfil comparado.

4.3.3. Sostenimiento de galerías con cuadros metálicos deslizantes

El sostenimiento deslizante fue aplicado por primera vez en 1.932 por su creador Troussaint-Heintzmann, de allí denominación TH, sin embargo también se le conoce con las denominaciones de perfil V o Ω .

La entibación deslizante se compone de tres o más segmentos que deslizan entre si, sujetos y ajustados con uniones de tornillo.

El funcionamiento del cuadro deslizante es el siguiente: cuando la presión del terreno sobre la cimbra supera cierto valor, los elementos empiezan a deslizarse al vencerse la fuerza de rozamiento entre ellas, modificando su curvatura. Lo anterior permite que no se agote de forma prematura la resistencia del acero.

Para que este tipo de sostenimiento funcione bien debe cumplir las siguientes condiciones:

- Suficiente longitud de deslizamiento en las uniones, no menor de 40 cm.
- Riguroso paralelismo de los elementos (aplomar los cuadros).
- Adecuada adaptación a las paredes, si no los elementos flexionarán hacia el exterior.
- Resistencia conveniente del conjunto (solidarizar el sostenimiento).

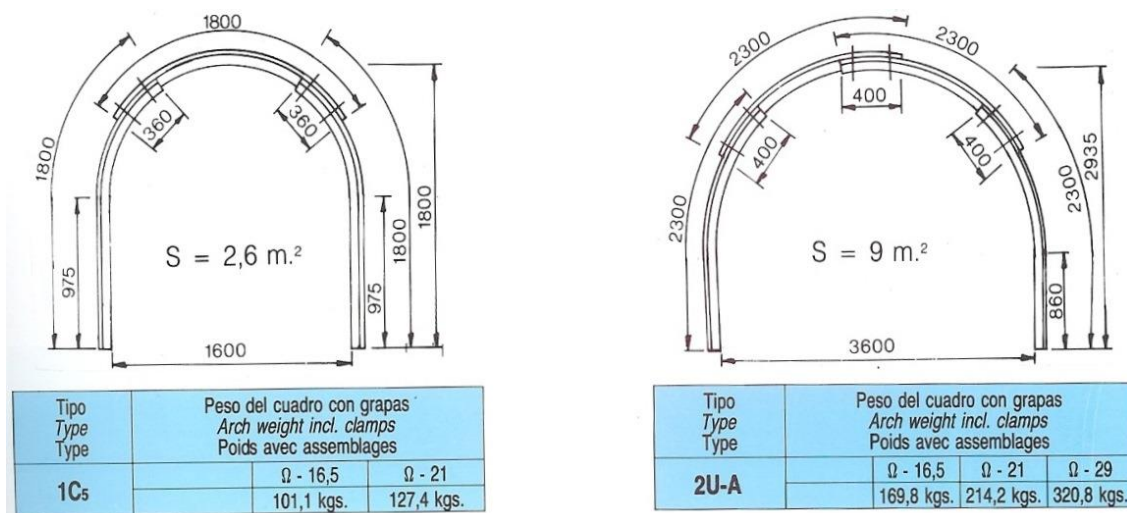


Figura 38 - Ejemplos de cuadros con secciones estandarizadas (TEDESA).

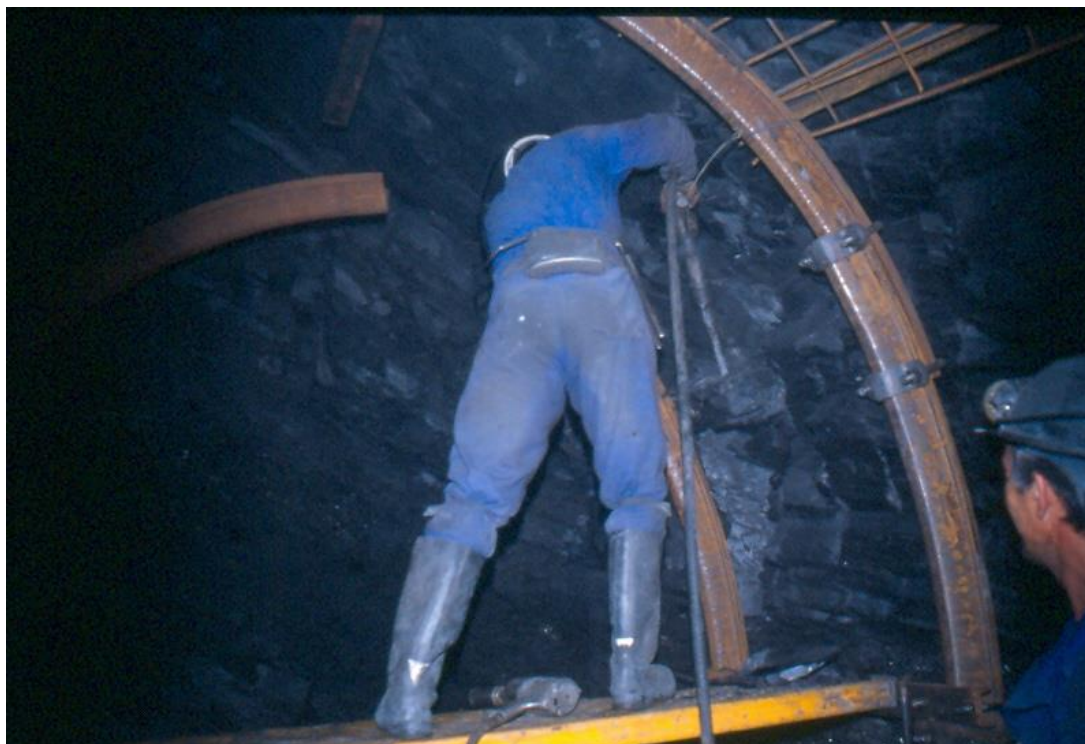


Figura 39 - Colocación de cuadros metálicos (Foto: L. Jordá).

Este tipo de sostenimiento permite configurar multitud de secciones. El cuadro más común es el compuesto por tres elementos simétricos, una trabanca y dos postes; aunque en ocasiones se emplean cuadros especiales de dos o cuatro elementos. La trabanca se encaja en los postes realizándose la unión mediante grapas. En los solapes el perfil de la trabanca puede deslizarse en los perfiles de los postes cuando la presión del terreno sobre el cuadro adquiere un valor determinado.

La unión de los perfiles se realiza mediante grapas metálicas, dependiendo en gran parte el funcionamiento del conjunto de las características de éstas. Los tipos de unión más usuales son “abarcón” y “G”.

4.3.4. Uniones

La unión de las distintas partes del cuadro se realiza mediante grapas metálicas, dependiendo en gran parte el funcionamiento del conjunto de las características de éstas.

Las uniones pueden ser:

- **UNIÓN TIPO ABARCÓN:** compuesta de dos estribos y placas estampadas, según su ajuste la unión resiste de 5 a 18 t.

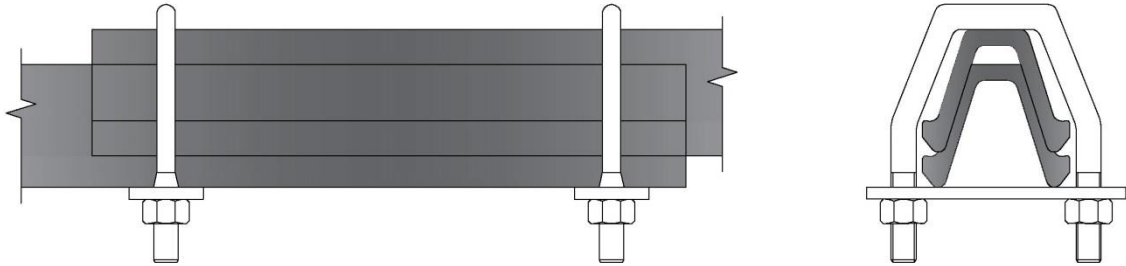


Figura 40 - Unión tipo abarcón.



Figura 41 - Unión tipo abarcón (Foto: A. Berrocal)

- **UNIÓN TIPO G:** son grapas en forma de cajón con grandes superficies de apoyo sobre los puntos de deslizamiento. Están compuestas por una grapa principal y una grapa guía.

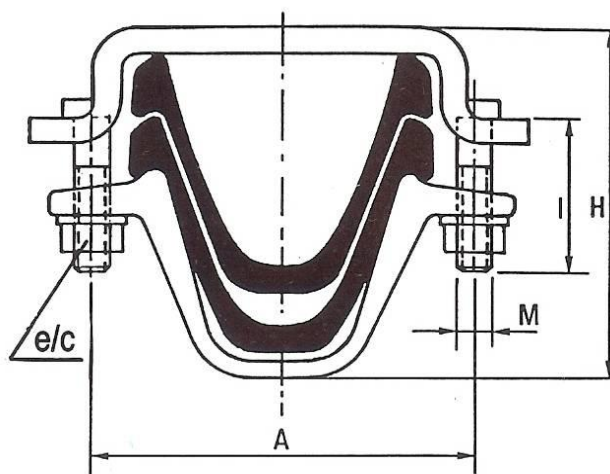


Figura 42 - Unión tipo G (TEDESA).

4.3.5. Guarnecido, arriostramiento y unión al piso de la excavación

El buen funcionamiento del cuadro TH depende no sólo del cuadro en sí, sino del guarnecido (relleno de huecos), de la unión de cuadros y de la unión de los pies de cuadro al piso de la excavación. Si el guarnecido es deficiente no se garantiza la interacción terreno sostenimiento y el cuadro flexa, si además los cuadros no están unidos puede suceder que la cimbra salga del plano del cuadro. Una buena unión entre los cuadros de entibación da al conjunto mucha solidez, repartiéndose los esfuerzos excesivos sobre los cuadros adyacentes.

El guarnecido (revestimiento) puede realizarse con los siguientes materiales: escombro, madera, parrillas metálicas, chapa de enfilaje, chapa tipo bernold y hormigón ligero.

El relleno de los huecos que quedan entre la fortificación y los hastiales de la galería tiene por finalidad unirla al terreno de manera firme y elevar su capacidad portante mediante una distribución de cargas lo más regular posible, de esta manera se evitan las cargas puntuales (puntos duros) aplicadas al sostenimiento.

Asimismo, no es recomendable dejar vacíos apreciables o mal rellenados entre el marco de sostenimiento y el terreno (puntos blandos), pues en cualquier caso habrá una mayor posibilidad a la deformación del arco o poligonal de entibación



Figura 43 - Guarnecido con chapa tipo bernold (Inproobras S.L.).

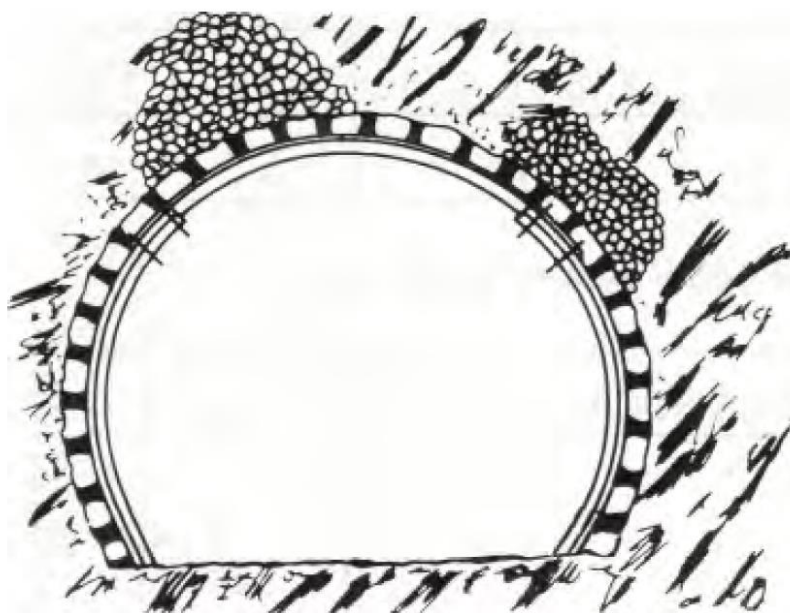


Figura 44 - Correcto relleno de los huecos de perfil de excavación (Gobierno de Canarias, 2011).

La unión entre cuadros o arriostramiento se realiza mediante piezas metálicas (tresillones). Normalmente se utilizan de 4 a 5 tresillones de cuadro a cuadro, que se colocan dos en los postes, a unos 50 cm del suelo, uno en la clave y los dos restantes equidistantes de los tres primeros. Al colocarse no deben interferir con el deslizamiento de los segmentos, por lo que no deben colocarse sobre las grapas de los cuadros.

Es importante que al instalarse los acodalados entre los distintos cuadros no estén a distinta altura para evitar sobre el perfil TH esfuerzos de flexión y torsión. Los acodalados resisten y transmiten los empujes del terreno, así como los ocasionados por los disparos de la pega, en dirección al eje de la excavación. Se deben usar acodalados de metal para satisfacer tanto los esfuerzos de tracción como los de tensión, lo que no sucede con la madera.

Según la duración de la galería y la magnitud de las presiones, se recomiendan las distintas clases de tresillones de viguetas en U o tubulares que se muestran en las siguientes figuras.

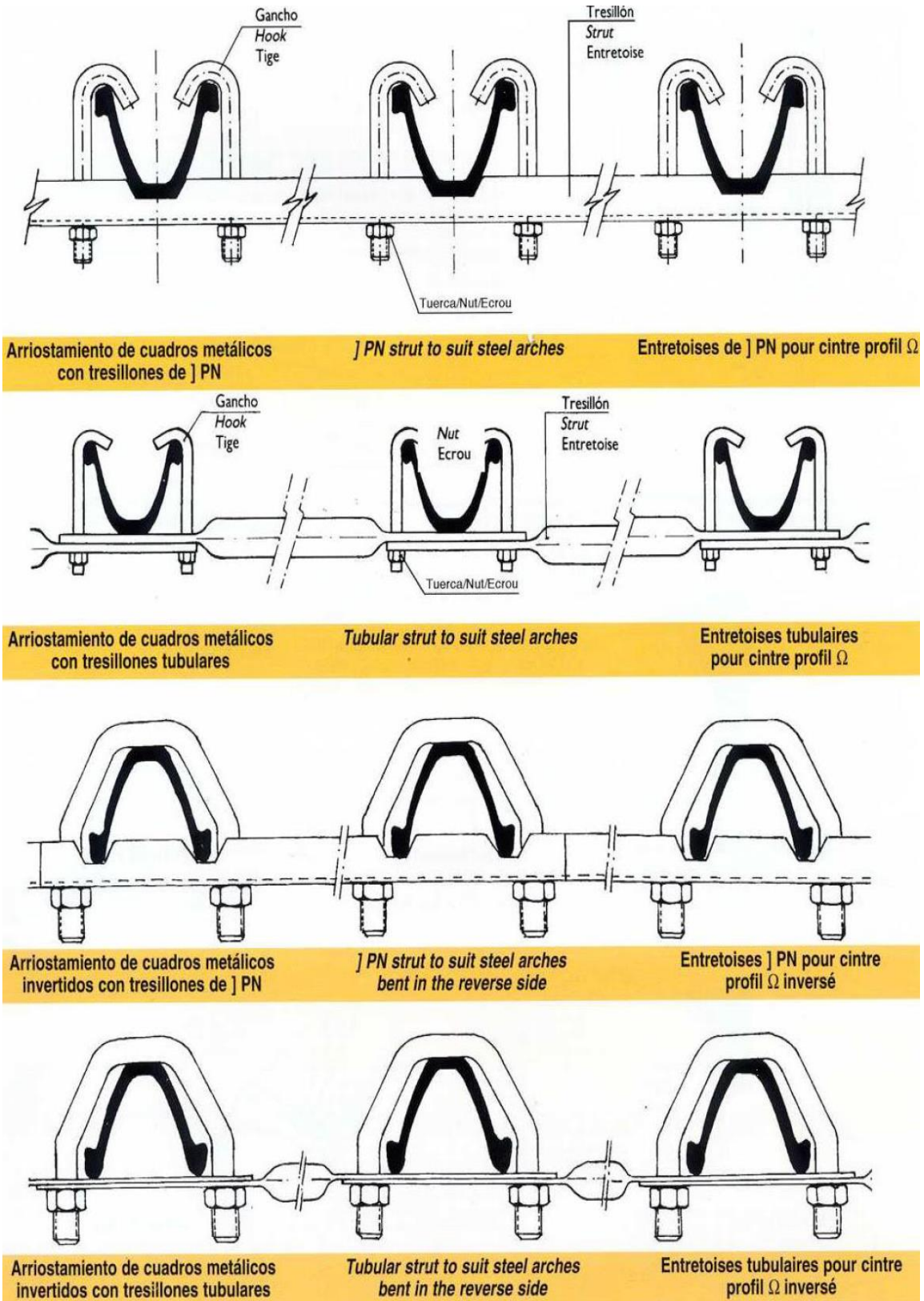


Figura 45 - Distintas uniones de cuadros mediante tresillones. (TEDESA)



Figura 46 - Guarnecido con parrilla metálica y madera, (MSP).

La unión de los pies de cuadro con el piso de la excavación debe garantizar que el cuadro está firmemente anclado y que no se clava en el terreno, por lo que cuando este tiene poca resistencia los pies de cuadro deben apoyarse, para repartir las presiones, sobre una solera metálica o de madera.

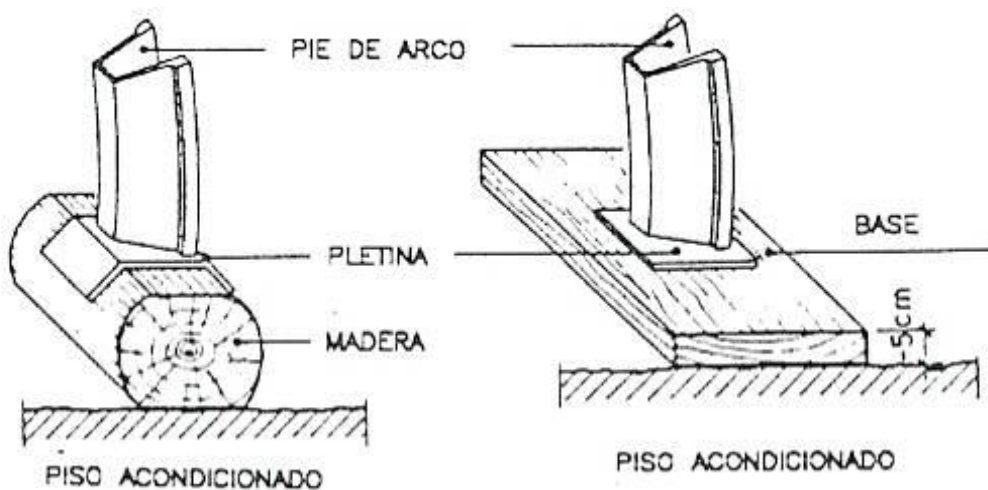


Figura 47 - Pie de cuadro sobre solera.

Entre las ventajas de los cuadros metálicos en perfil Ω sobre los de acero rígido podemos enumerar las siguientes:

1. Mayor resistencia a todos los esfuerzos, tanto transversales como longitudinales.
2. Permite una convergencia de la sección de la galería muy grande.
3. Montaje simple y rápido.
4. Mejor adaptabilidad a la sección excavada, con mayor sección útil.
5. Menor resistencia a la circulación del aire en las galerías.
6. Reutilización, después de su recuperación y de conformado en frío.

La mayor desventaja es su mayor precio, fundamentalmente por llevar elementos de unión más complejos.

4.3.6. Dimensionado y espaciado de los cuadros metálicos deslizantes

Para el cálculo de la entibación se consideran las siguientes hipótesis:

- El cuadro se comporta como una estructura biarticulada en sus apoyos.
- Las cargas se suponen verticales y uniformemente repartidas.
- El sostenimiento fallará por flexión. Antes de que el arco falle debe deslizar por esfuerzo axial.
- En minería la máxima tensión admisible en los elementos de acero del cuadro es la tensión de rotura. En obra civil se considera la deformación permanente del cuadro.
- El cuadro se monta correctamente, según instrucciones del fabricante.

La presión ejercida sobre la entibación se determina por la expresión:

$$P_i = (1 - \text{sen}\phi) \sigma_x \left(\frac{a}{b} \right) f(\phi) - 1$$

- P_i = Presión radial uniforme sobre el sostenimiento.
- Φ = Angulo de fricción interno de la roca.
- σ_x = Presión del terreno, equivalente a la presión de profundidad.
- a = Radio final estimado.
- b = Radio de plastificación, asumido.
- $f(\Phi)$ = Valores tabulados, según la roca.

Φ (°)	20	26	30	37	42	46	49	51	55
$\text{tg } \Phi$	0,36	0,47	0,57	0,75	0,90	1,03	1,15	1,23	1,43
$f(\Phi)$	2	2,5	3	4	5	6	7	8	10

Tabla 13- Valores de los parámetros Φ (°), $\text{tg } \Phi$, $f(\Phi)$

Asumiendo que la presión está uniformemente distribuida alrededor del perímetro de la excavación, la carga en cada poste de la entibación sería, aproximadamente:

$$F = P_i \cdot a \cdot s$$

- P_i = Presión radial uniforme sobre el sostenimiento.
- a = Radio nominal de la excavación.
- s = Espaciamiento entre cuadros.

La relación existente entre el radio de la zona plastificada y el radio final está dada por la expresión:

$$a^2 = b^2 - K \cdot (b^2 - R^2), \quad K : \text{Coeficiente expansión roca.}$$

De esta expresión se puede determinar la excavación a realizar, teniendo en cuenta la convergencia y su estabilización, para que el hueco excavado tenga un diámetro final adecuado a la actividad a desarrollar.

La presión máxima que puede soportar un sostenimiento compuesto por cuadros metálicos se puede calcular mediante la expresión:

$$p_s^{\max} = \frac{3}{2} \frac{\sigma_{ys}}{S R \theta} \frac{A_s I_s}{3I_s + D A_s [R - (t_B + 0,5 D)] (1 - \cos \theta)}$$

La rigidez elástica de este sostenimiento se obtiene por la expresión:

$$\frac{1}{K_s} = \frac{S R^2}{E_s A_s} + \frac{S R^4}{E_s I_s} \left[\frac{\theta (\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2S \theta t_B R}{E_B B^2}$$

Siendo:

- D (m) = Anchura de la sección de acero.
- I_s (m⁴) = Momento de Inercia de la sección.
- σ_{ys} (MP_a) = Límite elástico del acero.
- S (m) = Espaciado de los cuadros de acero en la dirección del eje de la galería.
- θ (radianes) = Mitad del ángulo existente entre los puntos medio de dos bloques de madera consecutivos de la misma circunferencia (cuñas).
- t_B (m) = Espesor del bloque.
- R (m) = Radio del túnel o galería.
- A_s (m²) = Superficie de la sección transversal estudiada.
- B (m) = Ancho de ala del acero y longitud lateral de los bloques.

- E_B (MP_a) = Modulo de Young del material de que estén construido los bloques.
- E_S (MP_a) = Modulo de Young para el acero.

Cuando los cuadros metálicos se encuentran espaciado a una distancia d_s diferente de la unidad, los valores obtenidos tanto para la **presión máxima**, como para la **rigidez**, se deben dividir por $d_s/1,0$ m.

DESIGNACIÓN	E_S (MP _a)	σ_{ys} (MP _a)
S_t 37-11	210×10^3	80 - 120
S_t 50 -11	210×10^3	100 - 150
G_s 38	220×10^3	80 - 100

Tabla 14- Valores del Módulo de Young E_S y del límite elástico σ_{ys} (para diferentes tipos de acero (adaptado de Gieck, 1977).

En el cuadro siguiente se representan los valores de D , B , A_s , e I_s para secciones típicas de acero (adaptado de Constrado, 1988).

SECCIÓN	D (mm)	B (mm)	A_s (m ²)	I_s (m ²)	t (mm)	T (mm)
457 x 142	461	153	$9,50 \times 10^3$	$324,35 \times 10^6$	9,9	17,0
406 x 140	402	142	$5,90 \times 10^3$	$156,47 \times 10^6$	6,9	11,2
356 x 127	353	126	$4,94 \times 10^3$	$100,87 \times 10^6$	6,5	10,7
305 x 127	304	124	$4,75 \times 10^3$	$71,62 \times 10^6$	7,2	10,7
254 x 102	260	102	$3,62 \times 10^3$	$40,08 \times 10^6$	6,4	10,0
203 x133	203	133	$3,23 \times 10^3$	$23,56 \times 10^6$	5,8	7,8
203 x 102	203	102	$3,23 \times 10^3$	$22,94 \times 10^6$	5,8	10,4
152 x 89	152	89	$2,18 \times 10^3$	$8,81 \times 10^6$	4,9	8,3
127 x 76	127	76	$1,70 \times 10^3$	$4,76 \times 10^6$	4,5	7,6
102 x 64	102	64	$1,23 \times 10^3$	$2,18 \times 10^6$	4,1	6,6
89 x 89	89	89	$2,94 \times 10^3$	$3,07 \times 10^6$	9,5	9,9
76 x 76	76	76	$1,63 \times 10^3$	$1,59 \times 10^6$	5,1	8,4

Tabla 15- Valores de D , B , A_s , e I_s , para secciones típicas de acero (adaptado de Constrado, 1988).

El ángulo θ se puede calcular a partir de la expresión $\theta = \pi/n_b$, donde n_b representa el número de bloques de apoyo instalados en la sección transversal.

Algunos fabricantes (Tedes) proporcionan ábacos para calcular la distancia de posteo en función de carga a soportar (t/m^2) y del radio del cuadro.

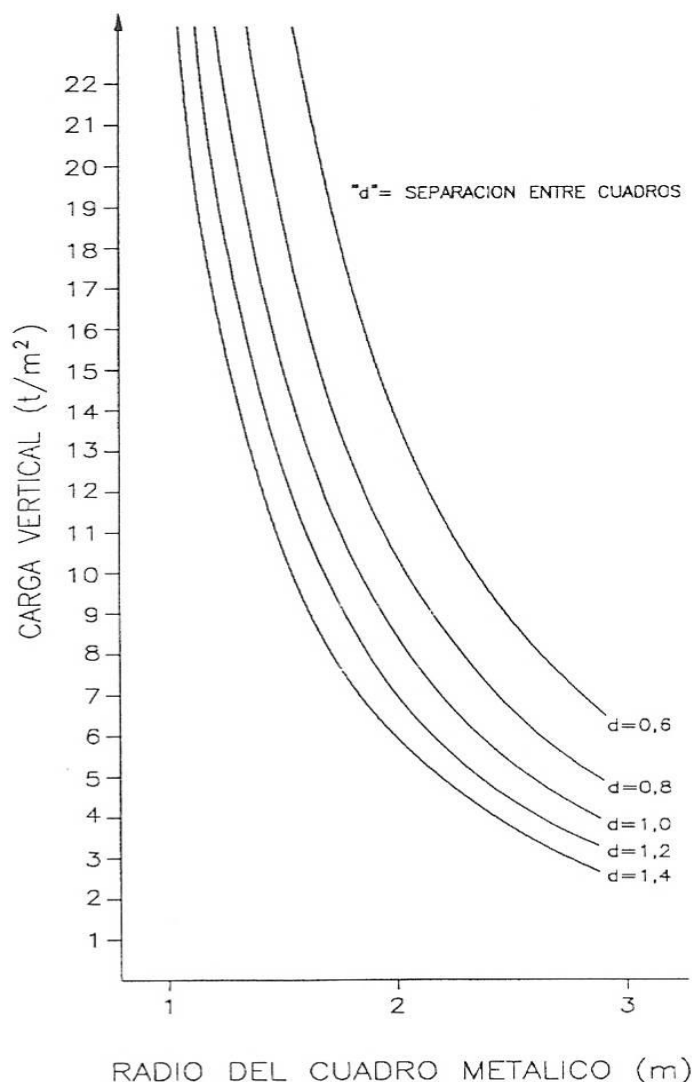


Figura 48 - Ábaco para el cálculo de espaciamiento entre cuadros de 29 kg/m (TEDESA).

4.3.7. Control del sostenimiento metálico, cuadros o cerchas

Al igual que en el sostenimiento con madera el buen funcionamiento de la interacción terreno/sostenimiento implica, tanto que sus elementos constituyentes estén solidarizados y en buenas condiciones, como que exista contacto entre el sostenimiento colocado y el terreno.

En función de lo anterior, cuando se quiera inspeccionar el sostenimiento de una galería realizado con cuadros o cerchas metálicas deberá comprobarse, al menos que:

- Previamente a la colocación del cuadro, se reconoce y sanea el contorno de la galería, librándolo de piedras sueltas. Si se lleva la entibación retrasada, este reconocimiento y saneo debe hacerse todas las veces que se considere necesario a lo largo de la jornada.
- Los cuadros o cerchas están perfectamente aplomados (no están desplazados hacia delante o hacia atrás, ni la trabanca ni los pies).
- Existe interacción terreno/sostenimiento, directamente o mediante cuñas y guarnecido.
- No existen roturas ni dobleces ni en la trabanca ni en los pies.
- El guarnecido no está roto.
- El par de apriete de las grapas es el recomendado por el fabricante.
- Los cuadros están unidos mediante tresillones, para que el sostenimiento trabaje solidariamente.
- Los pies de cuadros no están descalzados.
- La distancia de posteo es la recomendada en el proyecto de sostenimiento.

4.4. Sostenimiento de galerías con bulones

La utilización de pernos en minería requiere certificación de los mismos. Ver **ANEXO I- CERTIFICACIÓN DE PRODUCTO**, donde se detallan las especificaciones al respecto.

El bulonaje es una técnica de sostenimiento que consiste en anclar en el interior de las rocas una barra de material resistente que aporta una resistencia a la tracción y confina al macizo rocoso, permitiendo aprovechar las características resistentes propias de las rocas, facilitando así su sostenimiento. En rocas incompetentes el bulonado sistemático confiere nuevas propiedades al macizo que rodea el hueco, de tal manera que se modifica su comportamiento aumentando la cohesión (Figura 49). En rocas estratificadas o con sistemas de fracturas paralelas el bulón ayuda a sostener el desplazamiento relativo de los estratos, aumentando la rigidez de la viga conformada creando compresión entre bloques (Figura 50).

Actualmente los bulones que se utilizan pueden realizar el anclaje por Adherencia o por Fricción.

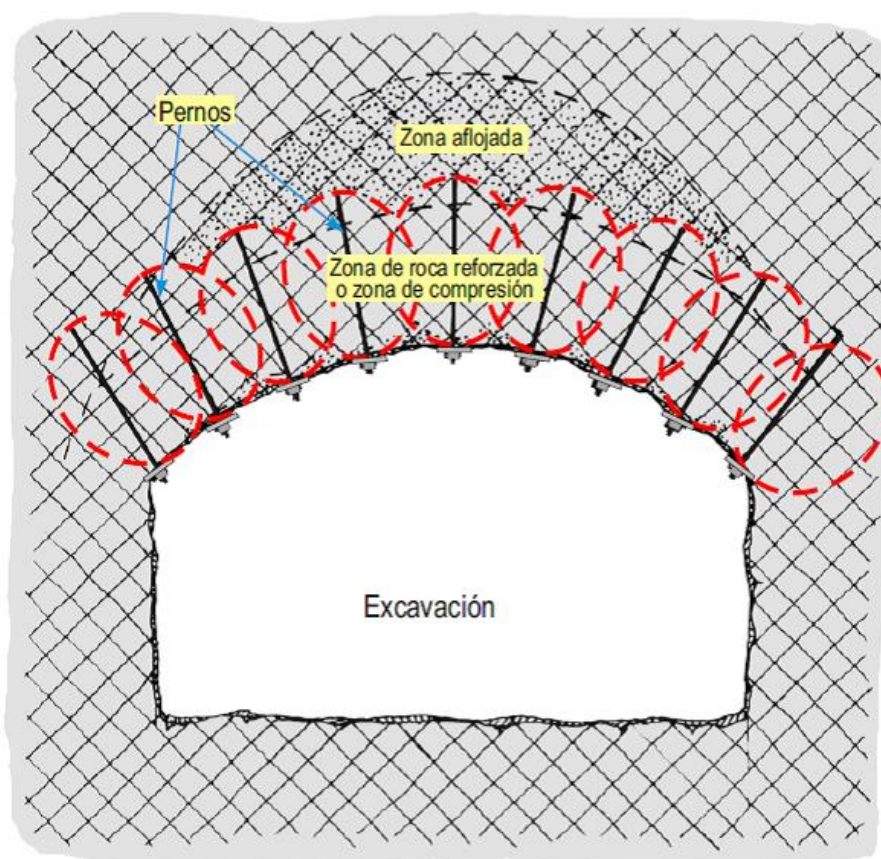


Figura 49 - Creación del efecto arco mediante bulonaje. (S.N.M.P.E, 2004).

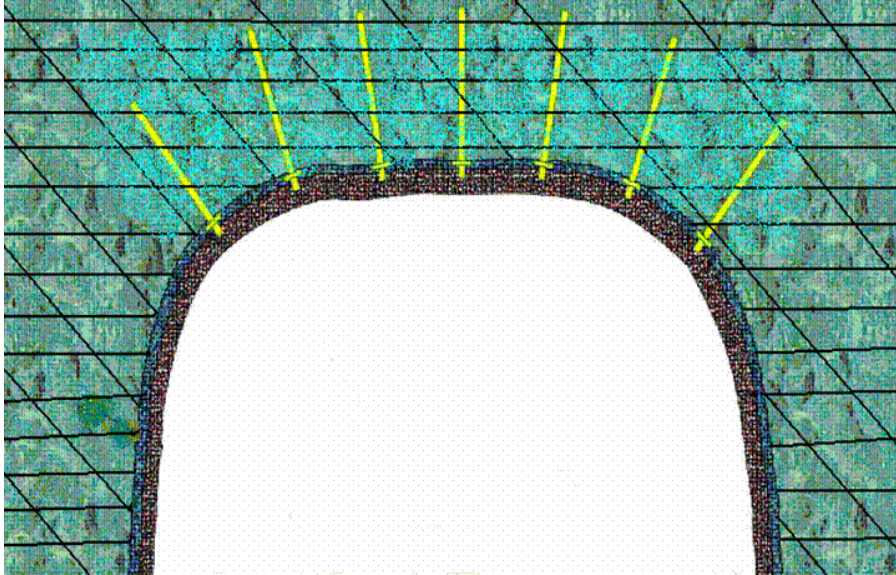


Figura 50 - Creación del efecto viga (S.N.M.P.E, 2004).

4.4.1. Parámetros del bulonaje

En un sostenimiento compuesto exclusivamente por bulones se deben conocer, al menos, los siguientes parámetros: malla de bulonado, densidad de bulonado, curva característica, rigidez axial, rigidez tangencial, resistencia a tracción de un bulón, y presión máxima que puede soportar.

- **Malla de bulonado:** está definida por $S_t \times S_v$ y está directamente relacionada con la calidad geotécnica del macizo rocoso, cuanto peor sea la calidad más cerrada será la malla.

Siendo:

- S_t (m): separación transversal entre bulones del mismo arco.
- S_v (m): separación longitudinal entre arcos consecutivos de bulones.
- **Densidad de bulonado:** se define como el número de bulones que se colocan en un m^2 .
- **Curva característica de un bulón:** es la curva que representa, a lo largo del tiempo, el previsible comportamiento de un bulón sometido a una carga.

- **Rigidez axial de un bulón (K_a):** Se define mediante la expresión:

$$K_a = \frac{E_b \cdot \pi \cdot D^2}{4L}$$

- **Rigidez tangencial de un bulón (K_b):** Se define mediante la expresión:

$$K_b = \frac{FT}{U_a} L$$

Siendo, en ambas expresiones:

- E_b : Módulo de elasticidad del acero del bulón.
 - D : Diámetro del bulón.
 - L : Longitud del bulón.
 - FT : Fuerza de adherencia del bulón.
 - U_a : Desplazamiento del bulón hasta deslizar.
 - L : Longitud del bulón.
- **Resistencia a tracción:** se calcula mediante la expresión:

$$R_T = S \cdot \sigma$$

Siendo:

- S (mm²): sección del bulón.
 - σ (kg/mm²): Resistencia del acero del bulón.
- **Presión máxima:** En un bulón anclado con cemento o resina la relación entre el alargamiento (Δu) y la carga T viene dado por la expresión:

$$\Delta u = I\varepsilon = \frac{4TI}{\pi(d_b)^2 E} \quad (1)$$

Dónde:

- E : Módulo elástico del acero del bulón.
- D_b = Diámetro del bulón.

Si se define un módulo de rigidez asociado a los bulones como $p^{eq} = \frac{k\Delta u}{r_i}$ (2)

se obtiene, teniendo en cuenta las ecuaciones (1) y (2):

$$\frac{1}{k} = \frac{s_i \cdot s_t}{r_i} \frac{4l}{\pi d_b^2 E}$$

Hoek –Brown modifican la expresión anterior y la sustituyen por:

$$\frac{1}{k} = \frac{s_i \cdot s_t}{r_i} \frac{4l}{\pi d_b^2 E} + Q$$

y dan valores de Q a partir de ensayos de carga.

La carga máxima se suele obtener también en ensayos de carga llevados hasta la rotura (T_{rto}), por la expresión:

$$P_{s\max} = \frac{T_{rto}}{S_l \cdot S_t}$$

4.4.2. Formas de actuación del bulonaje

El bulonaje puede utilizarse para anclar bloques de rocas o para aumentar la tensión radial en terrenos plastificados.

- **Anclaje de bloques**

El concepto de anclaje de bloques se basa en que cada bulón debe estar anclado a lo largo de una longitud suficiente para agotar su carga axial. La densidad de bulonaje (b/m^2) debe ser la necesaria para equilibrar el peso de la roca que debe ser suspendida.

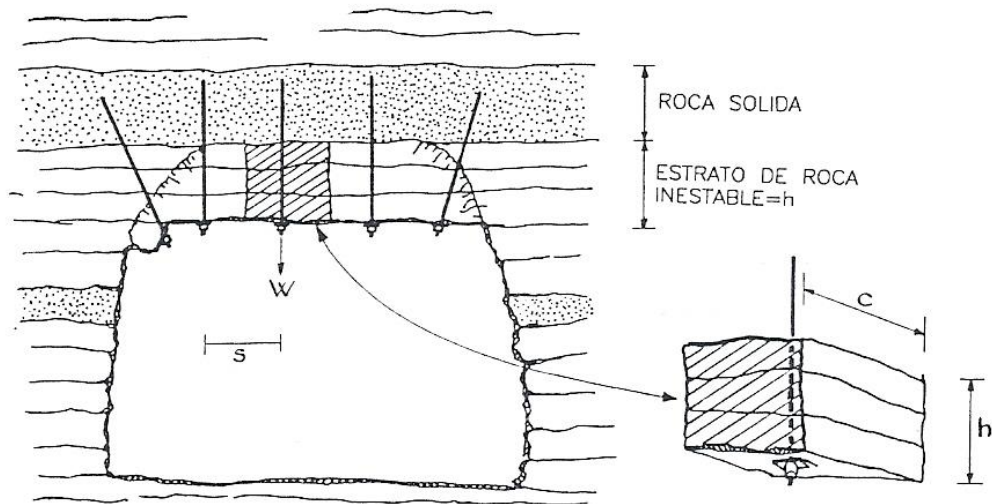


Figura 51 - Anclaje sin cohesión en las juntas.

El número de bulones que deberá colocarse para sujetar un bloque está dado por la expresión:

$$N = \frac{W \cdot S}{FA}$$

- N : Número de bulones.
- W : Peso del bloque de roca.
- S : Coeficiente de Seguridad, comprendido entre 2 y 4.
- FA : Fuerza axial que es capaz de soportar un bulón.

La Fuerza Axial que puede soportar un bulón se calcula por la expresión:

$$FA = \frac{\pi D^2}{4} \sigma_a$$

- D : Diámetro del bulón.
- σ_a : Límite elástico del acero del bulón.

En el caso de existir cohesión entre las juntas el número de bulones que es necesario colocar está definido por la expresión:

$$\frac{N}{W(S \cdot \operatorname{sen} \beta - \cos \beta \cdot \operatorname{tag} \phi)} - \frac{C \cdot A}{FA(\cos \alpha \cdot \operatorname{tag} \phi + S \cdot \operatorname{sen} \alpha)}$$

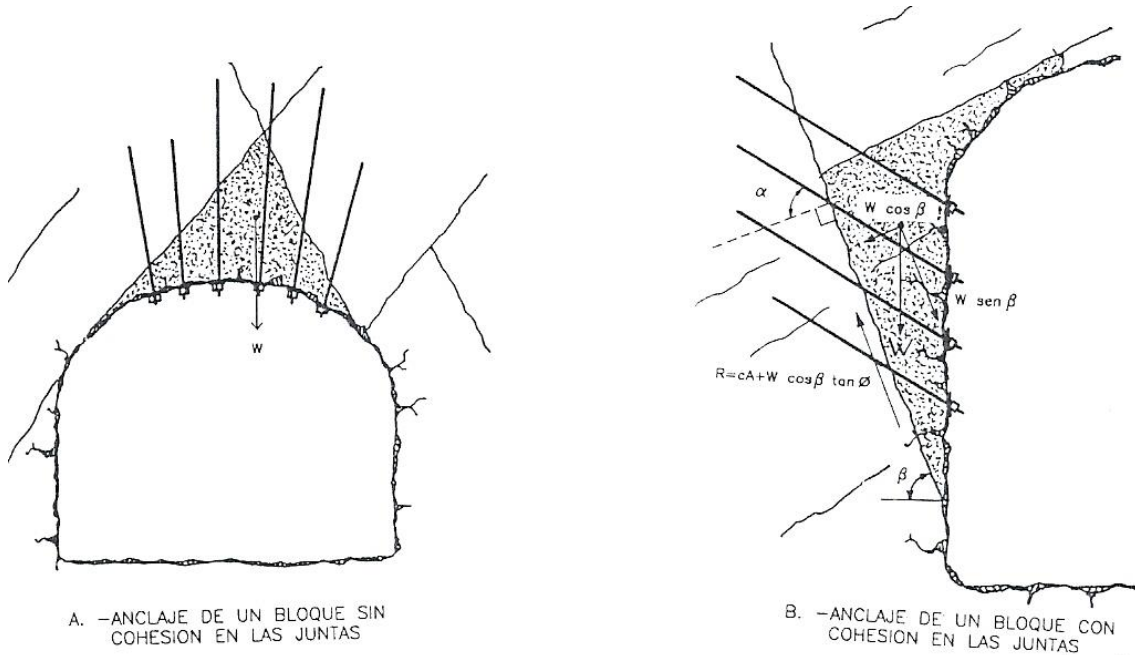


Figura 52 - Anclaje con cohesión en las juntas.

Siendo:

- **N**: Número de bulones colocados con una inclinación de α .
- **W**: Peso del bloque de roca.
- **S**: Coeficiente de Seguridad.
- ϕ : Ángulo de fricción en la superficie de la junta de inclinación β .
- **FA**: Fuerza axial que puede soportar el bulón.
- **A**: Longitud de la junta afectada por el deslizamiento.

La fuerza de adherencia (**FT**) que se puede conseguir en un bulón de anclaje repartido se calcula por la expresión:

$$FT = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

La resistencia del bulón está determinada por la menor de las dos fuerzas, FA o FT .

- **Anclaje en terrenos plastificados**

La mayor parte de las veces el espesor de los terrenos que plastifican, como consecuencia del reajuste tensional que sigue a una excavación, es inferior a 2 m. El efecto del bulonaje en un terreno plastificado se traduce en una disminución de la tensión circunferencial y en un aumento de tensión radial.

4.4.3. Tipos de anclajes con bulones

En la actualidad los sistemas de anclaje se clasifican según el mecanismo en que se fundamentan: ADHERENCIA o FRICCIÓN.

Cuando se utiliza la adherencia como elemento de unión entre el bulón y el terreno, el bulón puede ser un redondo de acero o un cable trenzado, en el primer caso como elemento de unión se utiliza resina o cemento, mientras que en el segundo caso solo es posible utilizar una lechada de cemento.

Cuando se utiliza la fricción como elemento de unión entre el bulón y el terreno la misma se puede conseguir con una alta carga de contacto (anclaje mecánico), con una baja carga de contacto por compresión del bulón (tipo Spli Set), o con una alta carga de contacto por expansión del bulón (tipo Swellex).

En la elección de los bulones se deben considerar los siguientes factores:

- Tipo de terreno.
- Tiempo de uso.
- Sección de las labores.

4.4.4. Anclaje por adherencia

Este tipo de anclaje se utiliza fundamentalmente en galerías de infraestructura, bien como único elemento de sostenimiento, o en combinación con hormigón proyectado y cuadros metálicos. La capacidad portante de este tipo de anclaje depende del diámetro del bulón y de la resistencia del acero.

- **Bulones de acero corrugado**

Para la realización de este tipo de anclaje se puede utilizar redondos de acero corrugado BS-500 con diámetros comprendidos entre 20 y 32 mm, y longitud menor de 6 m. La perforación del barreno se realiza con un ligero sobrecancho respecto al diámetro del redondo y el anclaje se consigue rellenando el espacio anular entre el bulón y el taladro con un elemento de fraguado (cartuchos de resina o de cemento), aunque también se conseguir inyectando directamente lechada de cemento en el taladro.

Para longitudes de bulones entre 4 m y 6 m y utilizando cartuchos de resina como elemento de fraguado, es aconsejable utilizar una máquina con suficiente potencia (bulonadora) para introducir totalmente el bulón antes de que se produzca el fraguado de la resina.



Figura 53 - Pernos de acero corrugado (Transgoal S.L.).



Figura 54 - Cartuchos de resina (EMICO S.A.).

El número de cartuchos necesarios para cada caso se determina de la siguiente forma:

- Volumen del barreno (V_B) = $\pi r^2 \times l_B$
- Volumen del bulón (V_b) = $\pi r^2 \times l_b$
- Volumen del espacio anular (V_{EA}) = (V_B) - (V_b)
- Volumen de cartucho resina/cemento (V_{cr}) = $\pi r^2 \times l_{cr}$
- Número de cartuchos: (V_B) - (V_b) / (V_{cr})

- **Bulones de cables**

Es recomendable utilizar este tipo de anclaje cuando la longitud del anclaje es mayor de 8 m o cuando se requiere una gran capacidad portante (25 t). El principio de trabajo es igual que el de los redondos de acero, pero con cables.

La implantación del cable en el interior de barreno puede ser manual o mecanizada, embebiéndolos en una lechada de agua cemento. Para realizar la inyección de la lechada es aconsejable utilizar el sistema tubo manguito.

Este tipo de anclaje se adopta principalmente para el anclaje de los cielos de cámaras de explotación, y tienen utilidad en zonas con gálibo escaso, en los que es necesario instalar bulones largos ya que al ser flexibles pueden colocarse fácilmente.

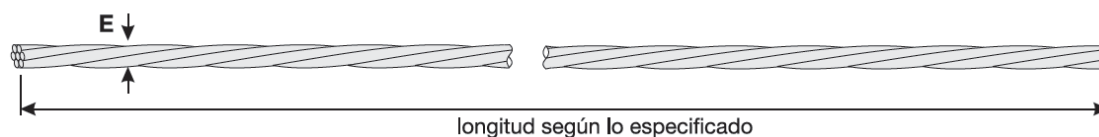
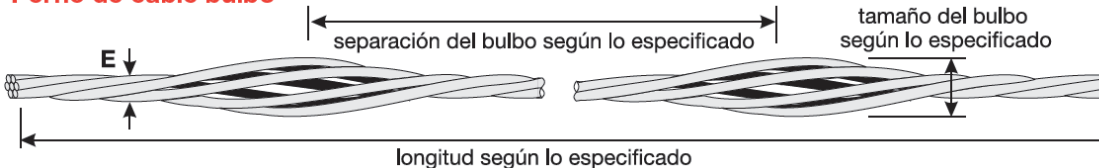
Perno de cable normal**Perno de cable bulbo**

Figura 55 - Pernos de cable (DSI).

4.4.5. Anclaje por fricción

En este tipo de anclaje existe un contacto directo entre el bulón y la roca, generalmente los distintos tipos de bulones a utilizar requieren un diámetro de perforación muy preciso, para que el anclaje pueda realizarse correctamente en toda su longitud.

- **Alta carga de contacto (anclaje mecánico)**

Un perno de anclaje mecánico, consiste en una barra de acero, dotado en su extremo de una cubierta expansión ubicado al fondo del taladro. Ésta suele estar formada por hojas dentadas de hierro fundido maleable con una cuña cónica roscada. Cuando el perno se gira dentro del barreno, el cono se introduce a presión dentro de las hojas y las comprime contra las paredes del taladro. La cubierta de expansión aumenta su agarre a la roca a medida que aumenta la tensión en el perno.

Existen pernos de diferentes longitudes con sus correspondientes accesorios. Son relativamente económicos y, por tanto, se utilizan mucho en las minas subterráneas para soportes a corto plazo, puesto que la acción de refuerzo de la roca es inmediata después de su instalación.

La clavija enlechada consta de una barra de refuerzo nervada que se inserta en la perforación y se sujeta a la roca en toda su longitud, lo que refuerza el estrato rocoso de forma prolongada.

Hay diferentes tipos de lechadas de cemento y de resina de poliéster. La lechada puede colocarse en la perforación mediante bombeo o utilizando cartuchos, una operación que resulta rápida y sencilla.

Estos pernos están en desuso, y se utilizan solamente para refuerzo temporal, tienen el inconveniente de que proporcionan una tensión limitada.

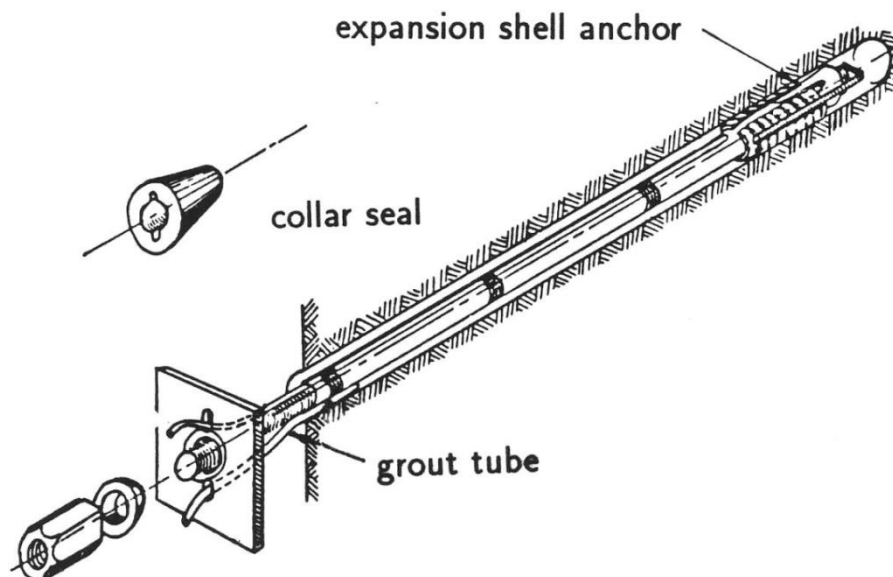


Figura 56 - Bulón de anclaje mecánico (Hoek & Wood, 1987).

- **Baja carga de contacto por compresión (tipo Split Set)**

Los bulones Split Set fueron introducidos comercialmente en 1977 por Ingersoll Rand. Tienen únicamente dos partes: el tubo y la placa. El tubo, de acero de alta resistencia, tiene una abertura en toda su longitud. Un extremo termina en una conicidad para facilitar su introducción en el taladro y en el otro hay un anillo soldado que permite sostener la placa.

Con la placa en su lugar, se introduce el bulón en un taladro de un diámetro ligeramente inferior al diámetro del Split Set. Cuando el bulón desliza dentro del taladro, la abertura se cierra y el tubo ejerce una fuerza radial contra la roca a lo largo de toda la superficie de contacto. La placa entra en carga inmediatamente.

Los split sets son utilizados mayormente para sostenimiento temporal, usualmente conformando sistemas combinados de refuerzo en terrenos de calidad regular a mala. En roca intensamente fracturada y débil no es recomendable su uso.

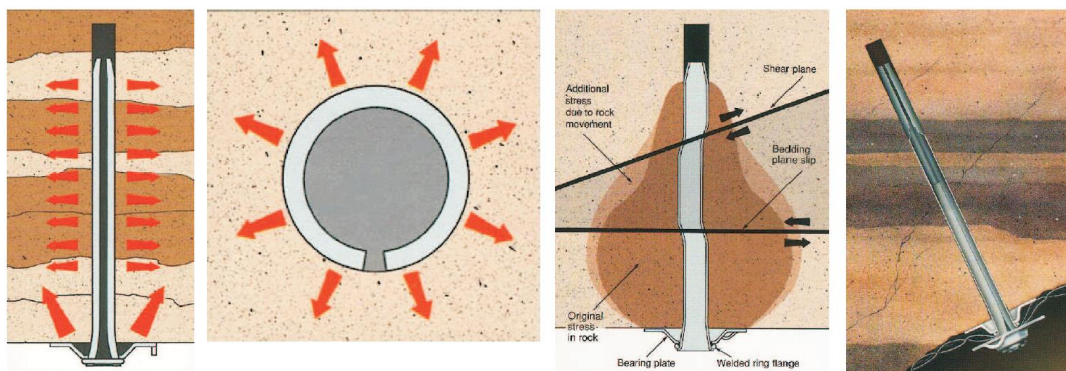


Figura 57 - Anclaje con bulones Split-Set (Split Set® MINING SYSTEMS).

- **Alta carga de contacto por expansión (tipo Swellex)**

Sistema desarrollado en Suecia por la empresa Atlas Copco que sale al mercado a inicios de los ochenta, siendo en muy poco tiempo admitido internacionalmente como método inmediato de sostenimiento tanto en minería como en ingeniería civil.

Están formados por un tubo de acero, fabricado a partir de una lámina doblemente plegada, que están cerrados en sus dos extremos mediante dos manguitos soldados.

Se colocan en taladros que tiene un diámetro en el entorno de 15 mm superior al diámetro del bulón. Una vez introducido, con ayuda de una bomba portátil y una mordaza, se hinchan mediante agua a una presión de 30 MPa, adaptándose perfectamente a las paredes del taladro.



Figura 58 - Expansión del perno Swellex (Atlas Copco).

Con varios rangos de longitud y portancia los pernos de anclaje tipo Swellex se pueden usar en la mayoría de las aplicaciones de refuerzo y de soporte.

Son los más utilizados de forma generalizada por su rapidez de colocación hasta longitudes de 6-8 m.

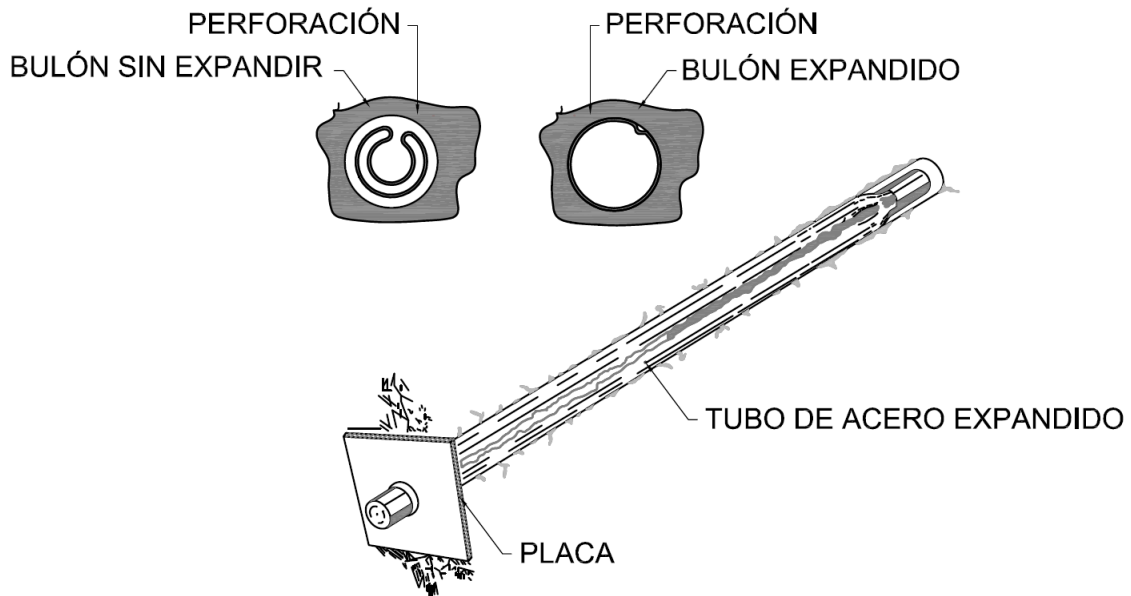


Figura 59 - Bulón tipo Swellex.

- **Autoperforantes**

Este tipo de bulón presenta las ventajas de que permite alcanzar longitudes muy superiores a la de los anclajes convencionales y puede atravesar cualquier tipo de material, incluyendo terrenos difíciles, sin que haya problemas de pérdida de la perforación al realizarse la misma con la misma barra de anclaje.

El sistema autoperforante permite taladrar y consolidar el terreno en una sola operación, produciéndose un ahorro de tiempo en la realización del ciclo de avance.



Figura 60 - Bulones autoperforante y accesorios (Superior DSI- Inferior Atlas Copco).

Para la perforación se utiliza una barra hueca con cabeza perdida, inyectándose por el interior lechada o mortero que empuja al detritus y cementa el espacio anular entre el agujero realizado y el diámetro exterior del bulón.

Los bulones autoperforantes se utilizan en materiales blandos como arena, grava, lodo, arcilla y formaciones fracturadas blandas a semiduras.

- **Bulones de fibra de vidrio**

Los bulones de fibra de vidrio representan una alternativa válida a los pernos tradicionales de acero, siendo fáciles de destruir al tener una resistencia al corte muy inferior a la de aquellos, por lo que se usan en zonas que han de ser excavadas en fases posteriores.

Se comercializan tanto en barra sólida como perforada para inyecciones y existen diferentes tipos de placas dependiendo de la aplicación.



Figura 61 - Bulón autopercorante de fibra de vidrio (Sireg SpA).

4.4.6. Placas de reparto

Las placas de reparto tienen una importancia fundamental en los bulones de anclaje mecánico, ya que si la misma se perfora desaparece el anclaje. En los bulones de anclaje repartido la importancia de las placa de base es mucho más relativa y, en gran medida, depende del nivel de sollicitación de los bulones y de la localización de esta sollicitación.

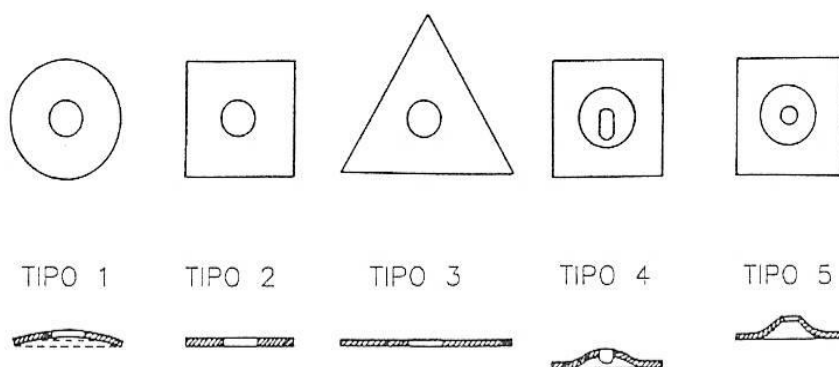


Figura 62 - Tipos de placas de reparto(Schach et al,1979)

4.4.7. Elementos de refuerzo

Entre pernos, en ocasiones se utiliza la malla metálica como como sostenimiento para prevenir la caída de cuñas rocosas aisladas y, para retener los trozos de roca caída desde la superficie ubicada entre los pernos, actuando de esta forma como elemento preventivo (protegiendo de hundimientos y desprendimientos de bloques).

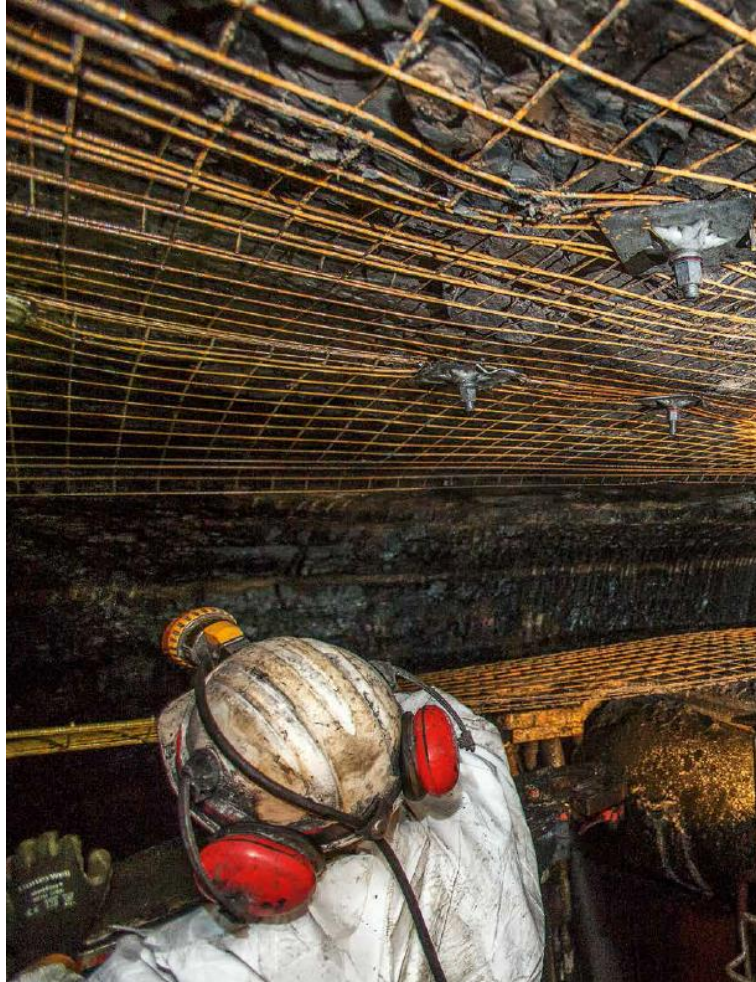


Figura 63 - Protección mediante pernos y mallazo (DSI).

4.4.8. Cálculo de la longitud de los bulones

Las fórmulas de cálculo que se proporcionan a continuación solo deben ser tomadas a título orientativo.

✚ Galerías de pequeña sección ($s < 12 \text{ m}^2$)

$$L = \frac{2 \cdot B^2 \cdot P_v \cdot S}{K \cdot F \cdot N \cdot n} \text{ (Galzinski-Dudek)}$$

- L (m)= Longitud de los bulones.
- B (m)= Radio de la galería.
- P_v (MPa)= Presión de los terrenos.

- S = Coeficiente de seguridad adoptado.
- K = Coeficiente de reparto de tensiones = $\nu/1 - \nu$.
- V = Coeficiente de Poisson.
- F (MPa)= Coeficiente de Protodiakonov = $R.C.S./10$.
- N (KN)= Carga de rotura de los bulones.
- n = N° de bulones en un arco con separación longitudinal de 1 m.

Galerías de gran sección ($s < 15 m^2$)

El espaciado de los bulones se calcula en base a la presión (P) sobre la excavación y la carga de trabajo de cada bulón.

La longitud de los bulones para la zona de corona se obtiene de la expresión:

$$L = \frac{2 + 0,15B}{ESR}$$

La longitud de los bulones para la zona de hastiales se obtiene de la expresión:

$$L = \frac{2 + 0,15H}{ESR}$$

Siendo:

- L (m): Longitud del bulón.
- B (m): Anchura de la excavación.
- H (m): Altura de la excavación.
- ESR : Parámetro tabulado (Ver: **Tabla 9**).

4.4.9. Métodos de control

El control de un sostenimiento mediante bulonaje se debe realizar tanto sobre los elementos materiales, como sobre la disposición de los esquemas previstos en el lugar de aplicación, por lo que deberá comprobarse que:

- Los bulones, placas de base y morteros a utilizar cumplen con las especificaciones aplicables y con las características del pedido realizado.
- La longitud y diámetro de los bulones es la apropiada, según las recomendaciones del proyecto y modificaciones añadidas por técnico competente.
- El equipo de bulonaje funciona correctamente.
- Se programan y se realizan ensayos de tracción sobre bulones escogidos al azar o ubicados en los lugares más desfavorables con el fin de verificar la capacidad de anclaje.
- La malla de bulones se encuentra colocada conforme a las recomendaciones de sostenimiento de proyecto.
- Las placas de base se colocan en contacto con el terreno.
- En caso de ser necesario se colocan más bulones de los contemplados en los esquemas iniciales.
- El anillo de bulones se comienza colocando desde lugar protegido.
- Los diámetros de perforación están en concordancia con el diámetro del bulón a colocar.
- Cuando se utiliza un mortero de cemento o resina, el número de cartuchos garantiza el anclaje del bulón en toda su longitud (la resina o el cemento debe salir por la boca del barreno).
- Las placas de base no están dobladas ni punzonadas.

- Los bulones no se colocan paralelamente a la estratificación.

En las figuras siguientes se muestran formas correctas e incorrectas de colocar los bulones.

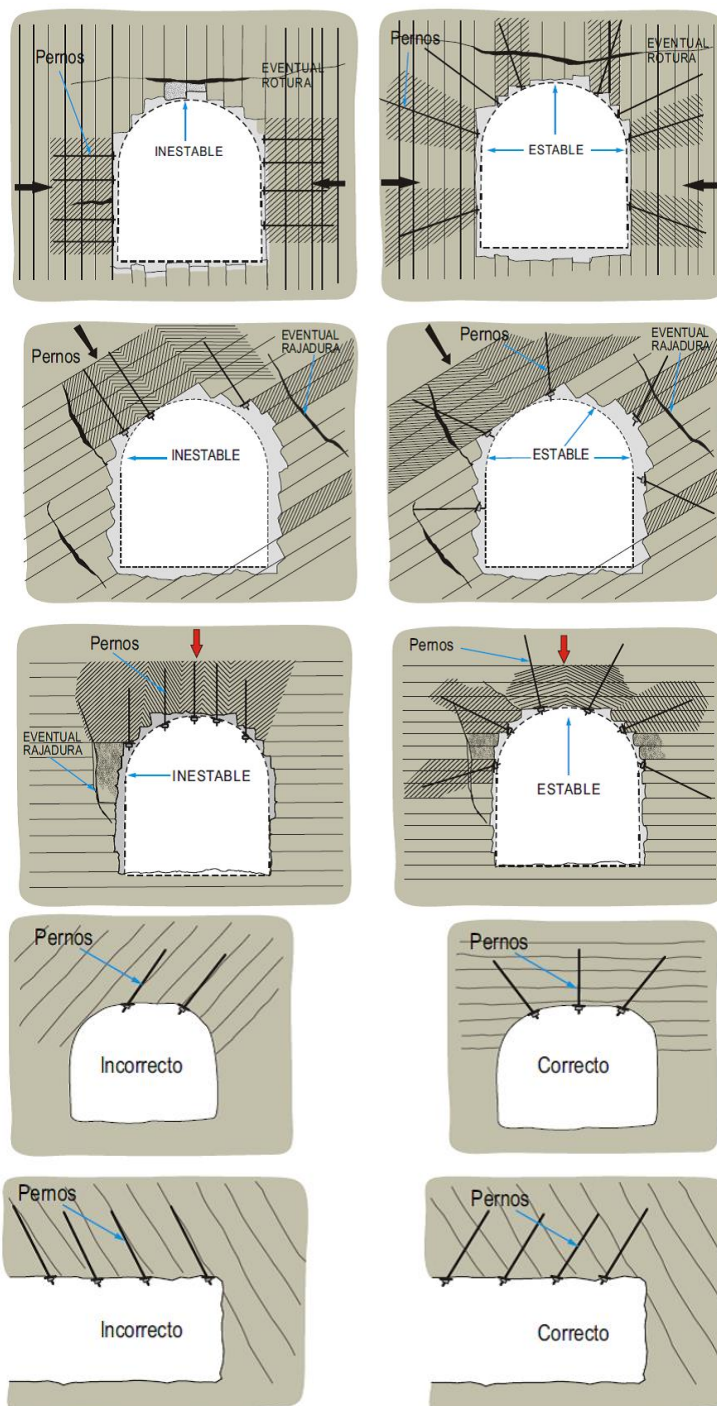


Figura 64 - Formas correctas e incorrectas de colocar los bulones en función de la estratificación (S.N.M.P.E, 2004).

4.5. Sostenimiento mediante mortero proyectado (gunita)

Es un hecho conocido que cuando se realiza una excavación en un macizo rocoso se altera el equilibrio natural de tensiones produciéndose, generalmente, una degradación de la roca en el entorno del hueco excavado.

La descompresión que se produce en el macizo rocoso a consecuencia de la excavación es acompañada por una pérdida de las características mecánicas del macizo rocoso en dicha zona (se abren las discontinuidades y se meteorizan y fisuran las rocas, etc), pudiendo llegarse a la plastificación del terreno si las deformaciones no son estabilizadas por el sostenimiento.

El sostenimiento a colocar para estabilizar una excavación puede ser simple o compuesto, utilizando un solo elemento o varios elementos, cuando se utiliza el segundo caso uno de los componentes suele ser el mortero proyectado que, colocado a los pocos instantes de realizar el avance preserva a las rocas de la meteorización y las confina para evitar su pérdida de resistencia.

4.5.1. Morteros y hormigones proyectados

En la proyección de hormigón existe un amplio vocabulario que a veces puede inducir a error, por lo que a continuación se definen el significado de las palabras normalmente utilizadas:

- **Gunitar:** puesta en obra de un mortero u hormigón a gran velocidad, que es transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente.
- **Hormigón proyectado:** Hormigón fabricado con un tamaño de árido mayor de 8 mm, se aplica con máquina y se proyecta a gran velocidad a través de una manguera y una boquilla.
- **Mortero proyectado:** Hormigón fabricado con un tamaño de árido menor de 8 mm, se aplica con máquina y se proyecta a gran velocidad a través de una manguera y una boquilla, se le conoce con el nombre de **gunita**.

- **Gunitado por vía seca:** Procedimiento en el que todos los componentes del mortero se mezclan previamente, a excepción del agua, que se incorpora en la boquilla de salida antes de proyectar la mezcla. Prácticamente ya no se utiliza.
- **Gunitado por vía húmeda:** Procedimiento en el que todos los componentes del mortero, incluido el agua; se mezclan previamente a su incorporación a la manguera, a través de la cual son transportados hasta la boquilla de proyección.
- **Rebote o rechazo:** Material proyectado que no queda retenido en la superficie a revestir.



Figura 65 - Sostenimiento con cuadros y gunita (Inprobras S.L.).

4.5.2. Materiales para el mortero proyectado

Los áridos y sus granulometrías, el cemento y su dosificación, el lugar y las condiciones de trabajo, y el equipo a emplear, son parámetros que tienen una gran influencia en la gunita a realizar. No obstante lo anterior, cuando se fabrica una gunita y antes de proceder a su proyección, es necesario realizar pruebas que demuestren su capacidad de adherencia y su facilidad de adquirir resistencia en el tiempo deseado.

- **Áridos**

Los áridos a emplear en los morteros y hormigones proyectados pueden ser de origen natural, o procedentes de machaqueo. El empleo de áridos finos o gruesos, o una mezcla de ambos, debe hacerse de acuerdo con el espesor a aplicar en el mortero u hormigón proyectado.

Estos áridos estarán compuestos de partículas limpias, duras, resistentes y de una calidad uniforme. Su forma será redondeada o cúbica y contendrá menos del 15% de partículas planas, delgadas o alargadas, definiendo como una partícula alargada aquella que tiene su máxima dimensión cuatro veces mayor que la mínima.

El empleo de árido fino o gruesos, o una mezcla de ambos, se hará de acuerdo con el espesor a aplicar en el mortero u hormigón proyectado, aunque como norma general, en ningún caso se emplearán tamaños superiores a 25 mm.

Se define como árido fino para morteros y hormigones el material compuesto por partículas duras y resistentes del que pasa por el tamiz nº 4 ASTM un mínimo del 95% en peso.

Se define como árido grueso para hormigones la fracción de árido mineral de la que queda retenida en el tamiz nº 4 ASTM un mínimo de 70% en peso.

En ambos casos los áridos deberán estar exentos de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento (EHE-08).

- **Cementos**

Normalmente los cementos a utilizar en los morteros u hormigones proyectados serán del tipo I, categorías 35 y 45. En los casos en que la gunita vaya a ser expuestas a la acción de suelos o aguas subterráneas con una alta concentración de sulfatos, debe emplearse un cemento resistente a los sulfatos.

- **Agua**

El agua para mezclar y curar debe ser limpia y estar exenta de sustancias que puedan dañar al hormigón o acero. El agua debe cumplir las prescripciones de la EHE-08. Los límites máximos de cloruros y sulfatos serán, en peso, los siguientes: Cloruros: 6000 ppm Cl^- , Sulfatos: 1000 ppm $SO_4^{=}$.

Antes de emplear cualquier clase de agua en el lavado de áridos, amasado y curado, será necesario efectuar cuantos ensayos se consideren necesarios para comprobar su idoneidad.

- **Aditivos**

Tanto para los procedimientos por vía seca como por vía húmeda, se dispone en la actualidad de los aditivos necesarios para confeccionar el tipo de hormigón proyectado que se desee.

Los estudios iniciales para alcanzar los resultados que establezcan las especificaciones correspondientes serán, como mínimo:

- Curvas granulométricas, especificando las proporciones de mezcla de los áridos.

- Dosificación mínima de cemento.
- Aditivos a utilizar.
- Sistemas de proyección.

Los aditivos actualmente utilizados se pueden clasificar en:

- Acelerantes de fraguado (silicatos, aluminatos, libres de álcalis).
- Plastificantes (fluidificantes reductores de agua).
- Superfluidificantes (para la producción de hormigón y mortero fluido como reductor de agua)
- Retardadores de fraguado.
- Impermeabilizantes (para hormigones y morteros impermeables).
- Estabilizadores (para estabilizar hormigones y morteros hasta 40 horas).
- Reductores de rechazo.
- Reductores de polvo.

4.5.3. Elementos de refuerzo del hormigón proyectado

Cuando al hormigón se le quiere dar una capacidad resistente se arma para reforzarlo. Para ello es frecuente utilizar fibras de acero o sintéticas. El uso de las fibras para reforzar el hormigón proyectado es una alternativa que se ha hecho frecuente durante los últimos años, tanto en obras superficiales (taludes), como en obras subterráneas (galerías y túneles), debido a un conjunto de ventajas técnicas que esta tecnología ofrece respecto al tradicional uso de las mallas metálicas electro-soldadas.

- **Fibras metálicas y sintéticas**

Las fibras son alambres de acero conformados en frío con unas patillas que mejoran su adherencia al hormigón. Se fabrican de diferentes tamaños siendo los más utilizados de 0,5 mm de diámetro y 30 mm de longitud. La cuantía empleada está generalmente entre 25-50 kg de fibra por m³ de hormigón. El hormigón proyectado con fibra, tiene buenas propiedades pero presenta el inconveniente que en ambientes donde los esfuerzos cambian de dirección y de magnitud se fisuran, y pierden notablemente su capacidad de soporte. Son por ello recomendables en zonas en las cuales no se estima que habrá variaciones en los esfuerzos.

La adición de fibras presenta las siguientes ventajas:

- Mayor resistencia a la tracción y menor fisuración.
- Disminución del rebote.
- Aumento del desarrollo inicial de resistencia.
- Se recomienda que la longitud de las fibras sea como mínimo de 20 mm, y con cualquiera de las formas habituales según las especificaciones.
- Adaptabilidad para reforzar terrenos con plasticidad.

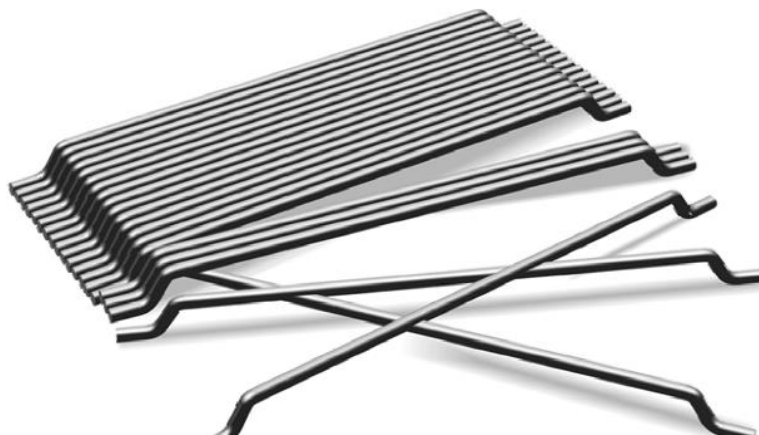


Figura 66 - Fibras metálicas (Dramix®).

En este campo la innovación es constante y en los últimos años se ha dado el aumento en el uso de la fibra sintética estructural como refuerzo para el hormigón armado, debido al valor añadido que tiene en comparación con las estructuras metálicas.

En las labores mineras las aguas subterráneas son muy abrasivas y terminan haciendo desaparecer los refuerzos de acero por la corrosión en el tiempo, cosa que en la fibra sintética no ocurre. Tiene un costo menor que el acero, ambientalmente es mejor porque hay una reducción de dióxido de carbono y ayuda a bajar en un 40% promedio los gastos en material.

- **Mallas metálicas electro-soldadas**

El hormigón se puede completar con el mallazo, que tiene la ventaja de exigir un espesor mínimo de hormigón proyectado y se recomienda su utilización para macizos de calidad mala a muy mala.

En cambio, presenta los inconvenientes siguientes:

- No es adecuado cuando se necesita reforzar terrenos con cierta plasticidad.
- Difícil puesta en obra. Al colocarse en superficies irregulares se apoya de manera puntual dejando huecos, esto provoca que la adherencia no sea tan buena como lo deseado y requiere un mayor consumo de gunita para rellenar esos huecos si son de cierto volumen.
- El rebote con mallazo es bastante mayor que con fibras, es necesaria una mayor cantidad. Habitualmente quedan huecos no cementados en contacto con el mallazo que favorecen la circulación de agua.
- El hormigón proyectado sobre mallazo no permite que este trabaje correctamente ya que le impone una rigidez adicional.

Lo habitual en galerías permanentes y túneles es empezar con una capa inicial de sellado, que no sería necesaria para macizos rocosos de calidad muy buena. Los espesores de cada capa no deben exceder de 10 cm para evitar problemas de adherencia. Los espesores reales dependen de la precisión de la excavación. Si se deben rellenar las sobreexcavaciones, y/o cubrir las cerchas, los espesores reales pueden ser mucho mayores en algunos puntos.

El hormigón proyectado es poco eficaz si no se combina con otros elementos como bulones, por lo que resulta muy caro y no se usa habitualmente en minería, solamente para casos puntuales.

Entre sus ventajas son la gran versatilidad que presenta y entre las dificultades la más importante es el rebote y las pérdidas que se generan.

El rebote en la proyección del hormigón depende de los siguientes factores:

- Cantidad de agua, granulometría de los áridos y proporción de aditivos.
- Velocidad de proyección.
- Destreza del operario.
- Ángulo de impacto en la proyección.
- Espesor de la capa aplicada.
- Distancia entre la boquilla del proyector y la roca, siendo óptima entre 1 y 2 m aunque variará en función de que la proyección se realice de forma mecanizada o manual.

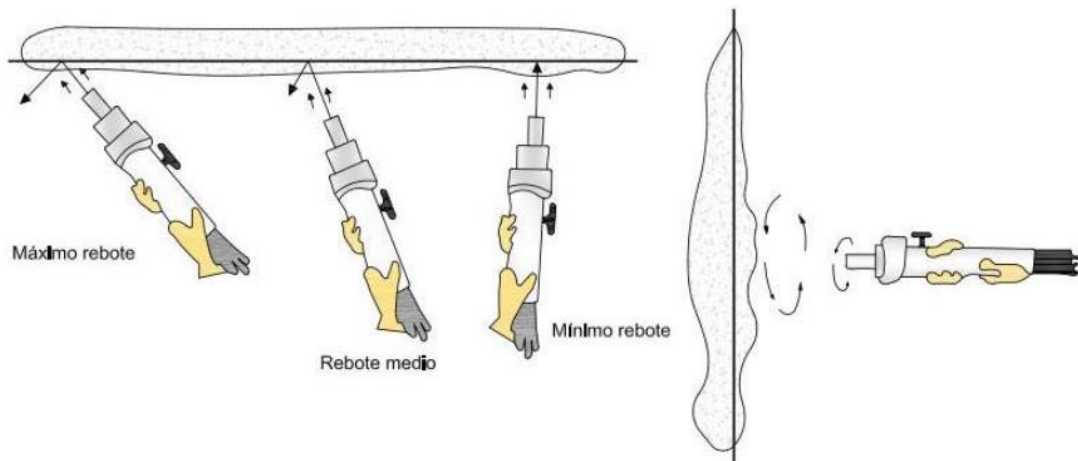


Figura 67 - Proyección correcta del hormigón para lograr menor rebote (AETOS, 2014).

La mezcla de hormigón proyectado debe estar diseñada para alcanzar una gran resistencia en corto plazo de tiempo, además de cumplir las exigencias requeridas para largo plazo. Tiene que adherirse correctamente al terreno soportando la carga de éste y resistir a otros esfuerzos, como la presión procedente de las ondas generadas por las voladuras.

Los valores de resistencia habitual del hormigón a 28 días varían desde los 20 MPa (para hormigones proyectados temporales, o poco solicitados) y en torno a los 45 MPa (para hormigones proyectados permanentes, o fuertemente solicitados).

En galerías y túneles, en caso de terrenos de mala calidad geotécnica, el sellado del frente mediante hormigón proyectado impide que el terreno se degrade entre pases sucesivos y evita desprendimientos de pequeña entidad. Este tratamiento es efectivo en frentes con tendencia a meteorizarse o cuando se prevén paradas prolongadas.



Figura 68 - Proyección de gunita con robot en galería (Foto: A.Berrocal).

4.5.4. Parámetros del mortero proyectado

Si se considera un anillo cerrado de hormigón o de hormigón proyectado como representa la figura siguiente:

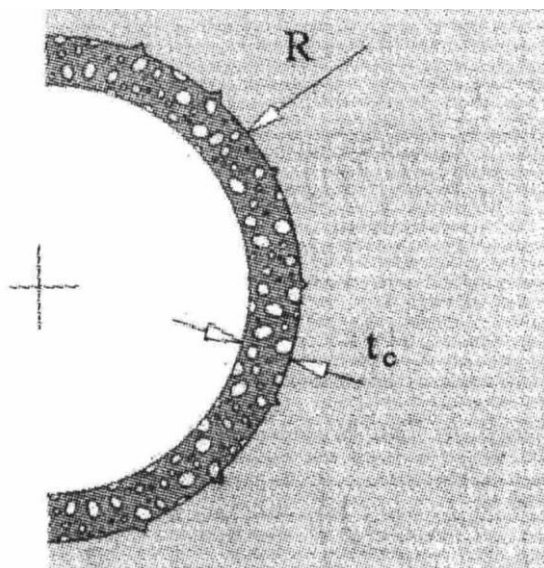


Figura 69 - Representación de una sección de hormigón u Hormigón proyectado (Brady y Brown, 1983)

La presión máxima que puede soportar un sostenimiento de este tipo se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$p_s^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right]$$

$$K_s = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \cdot \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2}$$

Siendo:

- σ_{cc} (MPa)=Resistencia a compresión sin confinamiento del hormigón/hormigón proyectado.
- T_c (m) = Espesor del anillo de hormigón/hormigón proyectado.
- R (m) = Radio externo del sostenimiento.
- E_c (MPa) = Modulo de Young del hormigón/hormigón proyectado.
- ν_c = Coeficiente de Poisson del hormigón/hormigón proyectado.

En el cuadro siguiente se muestran los valores típicos que suelen adoptar σ_{cc} y E_c en mezclas secas o húmedas de hormigón proyectado. El coeficiente de Poisson suele tomar el valor de 0,5 para el caso de hormigón proyectado. El espesor t_c del mismo depende de la irregularidad de la superficie receptora. Cuando el hormigón proyectado se utiliza únicamente como un sistema de sostenimiento temporal, su espesor suele variar entre 50 y 100 mm.

TIPO DE MEZCLA	σ_{cc} (MPa)	E_c (MPa)
Seca (1 día)	20,3	$13,6 \times 10^3 - 23,4 \times 10^3$
Seca (28 días)	29,6	$17,8 \times 10^3 - 23,1 \times 10^3$
Húmeda (1 día)	18,9 a 20,3	$12,3 \times 10^3 - 28,0 \times 10^3$
Húmeda (28 días)	33,3 a 39,4	$23,8 \times 10^3 - 35,9 \times 10^3$

Tabla 16- Valores de σ_{cc} y E_c a 1 día y 28 días.

4.5.5. Métodos de control del hormigón proyectado

Los factores que determinan la calidad del hormigón proyectado y sobre los cuales deben llevarse a cabo controles son: el diseño, los materiales, el equipo, el personal, las técnicas de aplicación, la inspección y los procedimientos de los ensayos.

- Cuando se instala hormigón proyectado en paredes, la aplicación debe iniciarse en la base. La primera capa de hormigón proyectado debe cubrir en lo posible completamente los elementos de refuerzo. Aplicándolo desde la parte inferior, aseguramos que el rebote no se adhiera sobre la superficie rocosa.
- Cuando el hormigón proyectado es aplicado a la masa rocosa con juntas bien definidas y portantes de agua, es importante drenarla, con el fin de liberar las altas presiones.
- Se debe asegurar que el espesor del hormigón proyectado, el refuerzo y las proporciones de la mezcla estén de acuerdo al diseño.
- Se debe asegurar que el suministro, la manipulación y el almacenamiento de los materiales cumplan con las especificaciones requeridas y aprobadas en proyecto.
- Se debe asegurar que los requerimientos de aire, presión y volumen del equipo de aplicación sean los correctos y que la maquinaria utilizada esté en condiciones óptimas de mantenimiento.
- Un factor importante es la capacitación del personal que realiza la proyección.

En zonas en que se ejecute sostenimiento permanente:

- Comprobación de espesores requeridos en proyecto, mediante la realización de medidas en testigos y en taladros.

- Control del contenido en fibra: se puede medir en laboratorio mediante molido y separación del acero en caso de fibras metálicas.
- Revisión de grietas generadas en el hormigón. Tener en cuenta que el hormigón proyectado sufre retracciones y no confundir con grietas derivadas de presión y movimiento del terreno.
- Control de la resistencia del hormigón proyectado antes, durante y después de la colocación, generalmente se mide a los 3, 7 y 28 días. Por tanto sería necesario realizar la verificación documental de resultados de ensayos de probetas.



Figura 70 - Grietas en gunita-hormigón proyectado (Fotos A.Berrocal).

4.6. Tratamientos especiales

Cuando se intercepten zonas en las que la calidad geotécnica de los materiales sea tan mala, (baja resistencia o presenta problemas de estabilidad, filtraciones, hinchamientos, etc.), que no puede ser suficiente con los sostenimientos definidos para terreno normal, es necesario aplicar tratamientos de refuerzo complementarios, conocidos con el nombre genérico de tratamientos especiales de consolidación.

Según la I.T.C.04.6.05, en su apartado 4.2.8 “*Sostenimiento de terrenos notoriamente incompetentes.-El sostenimiento de terrenos notoriamente incompetentes, en los que se cumpla $\sigma(c) / h$ (MPa) < 0,01, o de aquellos sometidos a fenómenos dinámicos, debe realizarse antes de iniciar la excavación, con la ayuda de métodos especiales. Entre esos métodos especiales cabe citar:*

- *Empiquetado.*
- *Paraguas ligeros.*
- *Paraguas pesados.*
- *Inyecciones de cemento.*
- *Inyecciones químicas.*
- *Congelación.*

En estos casos, en el proyecto que se realice se incluirá la justificación del método de tratamiento o refuerzo seleccionado y el dimensionado de la solución adoptada, especificando claramente el ciclo de trabajo previsto”.

Estos tratamientos especiales se usan de forma puntual con objeto de atravesar zonas muy concretas de terreno, aunque no son excesivamente utilizados en minería.

Cuando se pretende la estabilización de techos y clave en galerías se utilizan los **enfilajes y paraguas**. Son elementos lineales de refuerzo previo colocados paralelamente a una galería o túnel, por delante del frente y situados por encima de la línea de excavación. Se usan para pasar zonas de roca muy fracturada o alterada con riesgo de desprendimientos al efectuar el avance. Cuando la zona a atravesar es amplia se colocan paraguas sucesivos con un solape entre ellos que dependerá de la calidad del material a atravesar.

- **Enfilajes:** Consisten en la colocación de bulones, normalmente de barra, inclinados unos 40-45° hacia el frente de avance para prevenir la caída de cuñas, siendo muy útiles cuando se trabaja en terreno muy fracturado. Este tipo de tratamiento puede disponerse, bien en toda la corona ocupada por la bóveda o en puntos concretos de la sección, donde se presenten terrenos de peores características. Las barras deberán tener longitudes tales que permitan el anclaje a zonas poco alteradas por la excavación.

- **Paraguas:** Se usan para pasar zonas de roca muy fracturada o muy alterada, con riesgo de desprendimientos al efectuar el avance. Pueden utilizarse bulones o micropilotes instalados alrededor de la sección o de la clave del túnel. Los bulones suelen tener diámetros de 32 mm (**paraguas ligero**); los micropilotes consisten en tubos huecos inyectados de lechada de diámetro 102-150 mm y espesor 3-4 mm. Cuando la zona a atravesar es amplia se colocan paraguas sucesivos, con un solape mínimo entre uno y otro de 2 ó 3 metros. Los **paraguas pesados** consisten en la realización en la clave del túnel de una protección mediante tubos continuos o micropilotes que eviten la caída del material excavado y mejoren la estabilidad del propio frente. El paraguas actúa como una viga, por lo que es necesario apoyarlo en sucesivas cerchas conforme se va avanzando sobre él.
- **Inyecciones:** En función de sus fines pueden ser de relleno, consolidación o impermeabilización. Estas técnicas de consolidación del terreno mediante inyecciones de lechada de cemento o productos químicos son muy raramente utilizadas en minería subterránea, sin embargo, en algunos casos puede ser necesario particularmente asociadas a la construcción de excavaciones permanentes importantes. Consiste en inyectar soluciones químicas a través de perforaciones, cuya profundidad y espaciamiento dependerán de las características geotécnicas y constructivas de cada proyecto.
- **Machón central:** Consiste en no excavar el frente en su totalidad, dejando en el centro del mismo un contrafuerte o machón que resista los posibles empujes del terreno del frente.
- **Sondeos de reconocimiento en el frente:** no son propiamente un tratamiento del terreno es sentido estricto, pero si permiten el saber que tipo de terreno se puede o se espera encontrar previo al avance de las excavaciones.

- **Taladros para el drenaje:** Para captación de filtraciones, mediante taladros o galerías, de drenaje. Son esencialmente sondeos hidrogeológicos en el frente del túnel para alivio de presiones de agua y rebajamiento del nivel freático. Se dispondrán en las zonas donde al perforar los micropilotes existan irrupciones de agua.
- **Congelación de suelos:** La congelación del terreno con el fin de conseguir su estabilización temporal es una técnica antigua empleada ya en minería desde mediados del siglo pasado. Se basa en la transformación del agua intersticial en hielo, que en ese estado actúa como elemento aglutinante de las partículas que componen el suelo. Este sistema es apropiado para cualquier tipo de suelo y para rocas. El requisito que plantea es la necesidad de que los suelos estén saturados de agua, ya que de lo contrario el método no mejora las características del terreno.

5. CONTROL POR PARTE DE LAS EMPRESAS MINERAS

5.1. Control Geológico-Geotécnico

El control geológico-geotécnico por parte de las explotaciones mineras, puede realizarse por diferentes motivos, siendo el principal objetivo mantener la seguridad en las excavaciones, detectando a tiempo los fallos potenciales del terreno.

El control es además necesario para obtener parámetros geomecánicos y poder comparar los datos reales con los utilizados en el diseño, adaptando los métodos de excavación y que contribuyan a una mejora de la estabilidad, revisión de la efectividad del entibado existente y necesidad o no, de instalación de refuerzos o entibado adicional.

La supervisión puede realizarse mediante inspección visual, revisando posibles anomalías como meteorización, grietas, flujos de agua etc., así como mediante instrumentación.

La revisión periódica de la superficie y del subsuelo debe ser rigurosa y metódica, y, tanto el personal minero como los técnicos desempeñan un papel importante en la realización de las inspecciones.

Al respecto, el Artículo 62. RGNBSM, indica que *“El vigilante o persona responsable de un avance, debe examinar, al menos una vez por relevo, el estado del techo y hastiales de la galería o frente. Sus visitas se multiplicarán en aquellos avances que presenten dificultades o riesgos particulares”*.

La observación del terreno requiere el conocimiento, entre otros, de la geología estructural, de las propiedades de las rocas, de las aguas subterráneas y tensiones del subsuelo, así como la interacción de todos estos factores.

En los últimos tiempos se han realizado importantes desarrollos relacionados con la mecánica de rocas y el control geotécnico, como técnicas de diseño empírico y análisis por ordenador, introducción y uso generalizado de instrumentos de supervisión del terreno y desarrollo de herramientas y técnicas especializadas de refuerzo y sostenimiento.

Es necesario realizar un control sistemático del comportamiento del macizo rocoso durante y después de la ejecución de los trabajos mineros (área con límites definidos), incluyendo una evaluación de:

- Levantamiento geológico de todas las labores mineras de explotación, litología y estructura de los frentes y secciones de avance, destacando los accidentes tectónicos atravesados. Fallas, fracturas y discontinuidades singulares.
- Propiedades mecánicas de los distintos materiales que se encuentran en la zona y datos para las clasificaciones geomecánicas.
- El efecto de tensiones in situ, incluyendo la variación de tensiones que se pueden generar debido a la influencia de la excavación.
- Inestabilidades y deformaciones. Revisión de caídas de materiales del techo, o del propio frente de avance de la galería, consecuencia de la fracturación inducida en el material por la explosión o el avance mecanizado.
- Agua subterránea y filtraciones.
- Cualquier terreno contiguo o estructuras que puedan ser afectados por las excavaciones.



Figura 71 - Proceso de control y seguimiento de una excavación subterránea.

5.2. Auscultación

Como ya se ha reflejado a lo largo de la guía, es fundamental que el sostenimiento utilizado se adecue al tipo de terreno y a sus características geomecánicas y deformacionales. Una vez colocado, es importante realizar inspecciones periódicas del mismo por personal formado y capacitado para poder detectar anomalías y la sintomatología de inestabilidad que pudiera surgir.

La planificación e implantación de **un sistema de auscultación en la mina** constituye un complemento indispensable para verificar que el comportamiento del terreno y el sostenimiento aplicado no difieren de lo previsto. Esta información y su análisis permitirán tomar las medidas preventivas necesarias para corregir en tiempo y forma las posibles inestabilidades y riesgos geotécnicos que pudieran surgir.

Los **objetivos principales de la auscultación** de una mina subterránea son:

- Obtener información de la respuesta del terreno.
- Proporcionar control de la ejecución de la excavación.
- Verificar parámetros y modelos de diseño.
- Medir el comportamiento del sostenimiento durante y después de la excavación.
- Dar aviso de cualquier tendencia crítica para la seguridad.
- Predecir tendencias futuras de los parámetros monitorizados.

En cierto modo, el control y auscultación del terreno requiere: la comprensión de la geología estructural, de las propiedades de las rocas, de las aguas subterráneas y de los regímenes de tensión del terreno, así como de la forma en que interaccionan estos factores.

Un sistema de auscultación consta de sensores que registran los cambios de ciertos parámetros, un sistema de transmisión para enviar la señal al punto de lectura, una unidad de lectura y una unidad de registro/procesamiento.

Las **variables o parámetros** principales (geométricos, mecánicos, hidráulicos) que van a determinar las anomalías, y que deben ser controladas según los condicionantes de la mina, por el sistema de auscultación para su ulterior análisis podrían ser:

- Movimientos, desplazamientos (horizontales, asientos verticales) tanto en superficie como en interior.
- Vibraciones (superficie e interior) (si en el método constructivo se utilizan explosivos).
- Deformaciones en el sostenimiento y el terreno; reducción de dimensiones de secciones (en el interior).

- Las presiones y esfuerzos actuantes sobre el sostenimiento.
- Presión de agua.
- Caudales.

La instrumentación, se puede entender como el conjunto de diversos sensores o equipos utilizados para obtener la lectura de las distintas variables seleccionadas y que se pretenden controlar para conocer el comportamiento temporal del terreno.

La selección del tipo de instrumentos y su ubicación se planificará según el tipo y condiciones de la mina. Un criterio general de ubicación es colocar los equipos en las **zonas críticas** donde se esperen las mayores deformaciones, tanto verticales como horizontales, y en las zonas donde existan discontinuidades y presencia de agua.

Los instrumentos deben seleccionarse de acuerdo a sus especificaciones técnicas en relación a la problemática y los parámetros a controlar.

Existe una amplia variedad de aparatos de medida, que controlan la mayoría de las variables implicadas en el proceso constructivo y evolutivo de una obra subterránea, tal y como se muestra en la siguiente tabla.

VARIABLE	APARATO O EQUIPO
DESPLAZAMIENTOS	ESTACIÓN TOTAL / GPS
	Hitos de nivelación (fijos / combinados)
	LCA
	Electroniveles
	Inclinómetros (fijos / portátiles)
	Columnas inclinoextensométricas
	Extensómetros de varillas
	Extensómetros magnéticos
	Extensómetro incremental
	Bulón Extensométrico
	Clinómetros
	Cinta de convergencia
	Láser 3D
	Fisurómetros
TENSIONES	Células de presión total
	Células de carga en anclajes
DEFORMACIONES	Extensímetros (Strain gages)
	Extensímetros Fibra óptica
PRESIÓN INTERSTICIAL	Piezómetros de tubo abierto o de Casagrande
	Piezómetros de cuerda vibrante

Tabla 17- Equipos para la instrumentación geotécnica

En la siguiente tabla se muestran los posibles equipos de instrumentación del terreno según los parámetros y variables a controlar y el objetivo perseguido.

OBJETIVO	INSTRUMENTACIÓN	RANGO	RESOLUCIÓN	PRECISIÓN
MOVIMIENTOS VERTICALES RELATIVOS	PUNTOS EN SUPERFICIE, ESTRUCTURAS,...		0,1 mm	0,5≈1,0 mm
	LCA LVDTs EN ESTRUCTURAS EN SUPERFICIE	100mm	0,01≈0,02mm	±0,25mm
	EXTENSÓMETRO MAGNÉTICO			±1≈5 mm
	EXTENSÓMETRO DE VARILLAS	100mm	0,01mm	±0,01≈0,05 mm
	GEODESIA		±50mm	±1mm
DESPLAZAMIENTO LATERAL	EXTENSÓMETROS DE VARILLAS	0,01%	0,001≈0,005%	0,01≈0,05 mm
CAMBIOS EN INCLINACIÓN	CLINÓMETROS; ELECTRONIVELES	50mm/m (a 175mm/m)	0,05mm/m (a 0,3mm/m)	0,1mm/m
	SONDA INCLINOMÉTRICA DE SONDEO	±53° vertical	0,04mm/m	±25mm/5m
CAMBIOS EN PRESIÓN TERRENO	CÉLULAS DE PRESIÓN TOTAL Push-in	Hasta 1 MPa	Hasta 0,1% FE	Hasta 1,01% FE
CAMBIOS EN PRESIÓN INTERSTICIAL (AGUA)	PIEZÓMETROS DE TUBO VERTICAL ABIERTOS		±10mm	±10-20mm
	PIEZÓMETRO DE CUERDA VIBRANTE	0-20bar	0,01bar	0,5%FE ±0,02bar
FISURAS Y MOVIMIENTOS DE JUNTAS	MICROMETRO	Hasta 150mm	0,02mm	±0,02mm
	FISURÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE	Hasta 100mm	Hasta 0,02%FE	Hasta 0,15%FE
DEFORMACIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES O REVESTIMIENTOS	EXTENSÍMETROS DE CUERDA VIBRANTE	Hasta 3000CCC	0,5≈1,0 µε	±1≈4 µε
	FIBRA ÓPTICA	100000,003≈0,5 mm (1% def)	5µε	20µε
DEFORMACIONES REVESTIMIENTO MOVIMIENTOS RELATIVOS	CINTA EXTENSOMÉTRICA	Hasta 30mm	0,001≈m	±0,003≈0,5mm
	Nivelación geodésica óptica 3D; nivelación de hitos o prismas		0,1≈1,0mm	0,5≈2,0mm
	BOREHOLE EXTENSÓMETRO	100mm (3000µε)	0,01mm(0,5µε)	±0,01≈0,05mm (±1~10µε)
	SISTEMA DE CONVERGENCIAS	±50mm	0,01mm	±0,05mm
TENSIONES EN REVESTIMIENTO	CÉLULAS DE PRESIÓN TOTAL	2-20MPa	0,025≈0,25%FE	0,1%≈2,0%FE
DRENAJE REVESTIMIENTO	CAUDALÍMETRO		1 litro/min	2 litro/min
VIBRACIÓN	SISMÓGRAFO	250 mm/sec	0,01-0,1mm/sec	3% a 15 Hz

Tabla 18- Criterios para seleccionar equipos de instrumentación en obras subterráneas.

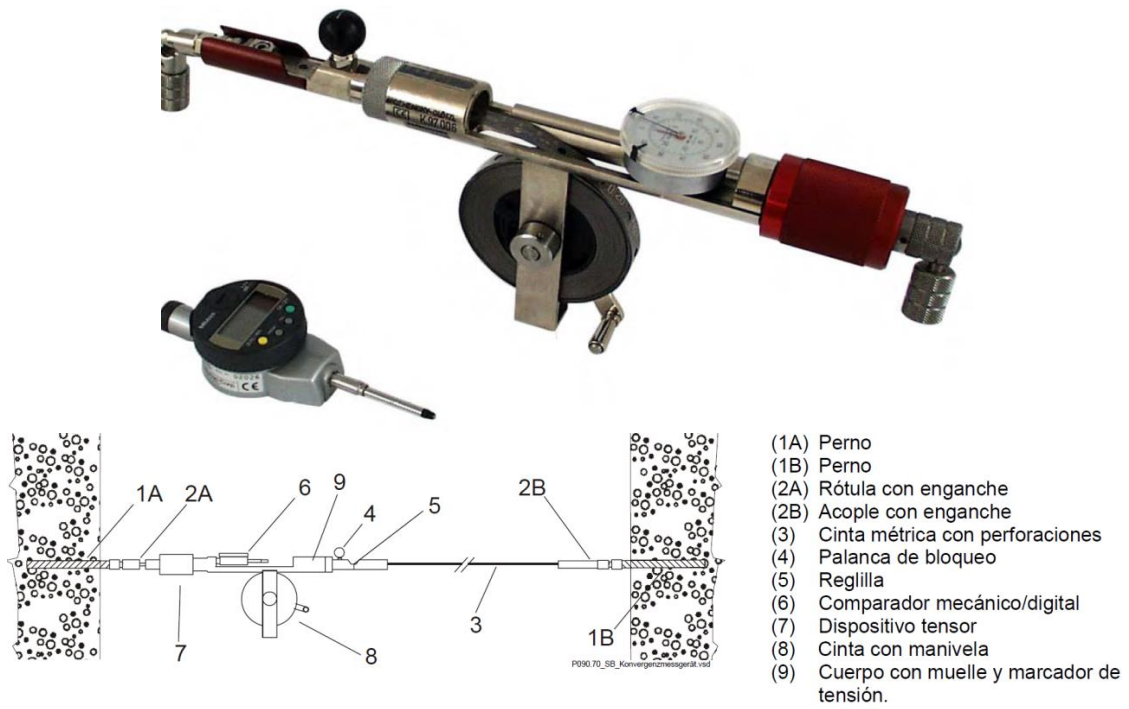


Figura 72 - Cinta de convergencias con comparador mecánico y digita, y diagrama de medición. (Gis Ibérica S.L.).



Figura 73 - Células de presión e instalación, (MTC, 2014).

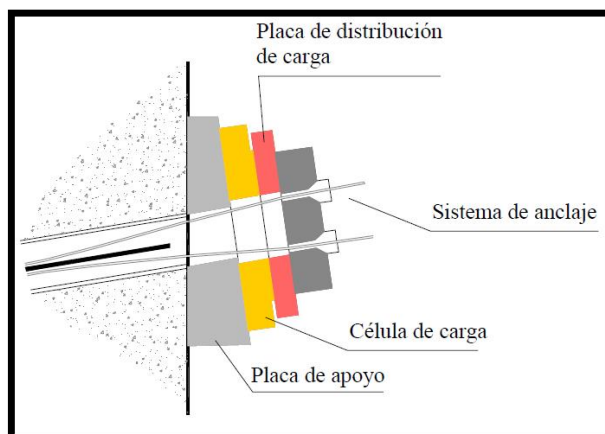


Figura 74 - Esquema de colocación de una célula de carga (MTC, 2014).

5.2.1. Plan de instrumentación

Tras la selección de equipos a instalar, la auscultación de la mina requiere planificar un programa o **plan de instrumentación** que contenga las siguientes etapas:

- Discretización por zonas: Secciones de control (tipo y número)/Nivel de control).
- Umbrales o valores límite.
- Frecuencias de lecturas.

5.2.1.1 Discretización

La localización, disposición y el espaciamiento de los diversos equipos de instrumentación seleccionados se debe realizar atendiendo a las condiciones específicas de la mina y a los parámetros de las afecciones a medir y seguir.

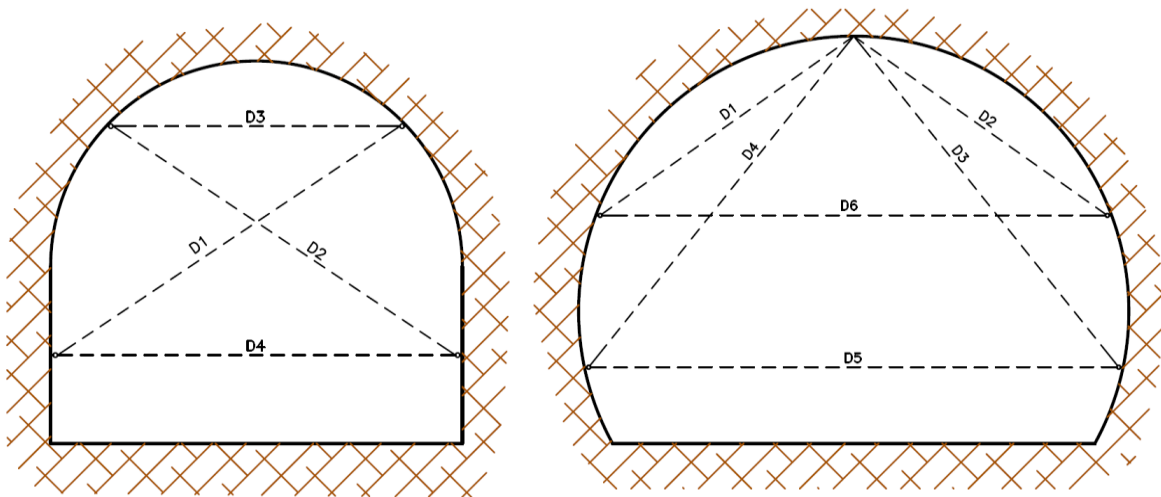


Figura 75 - Ejemplos posicionales medidas de convergencia.



Figura 76 - Lectura de convergencias (MTC, 2014).

5.2.1.2 Establecimiento de umbrales o valores de referencia.

Como parte del proceso de gestión de riesgos, como un posible **mecanismo de alerta**, se utilizan las medidas de la instrumentación seleccionada para monitorizar la mina subterránea, y se establecen los "valores de referencia" de los parámetros seleccionados, permitiendo fijar medidas preventivas que se aplicarán en un tiempo aceptable. Es decir, los valores de referencia determinan las acciones más adecuadas en respuesta al grado de superación de estos valores.

La monitorización geotécnica se ha desarrollado a través del Método Observacional y sus principios. El Método Observacional (Ver: 3.4. *Métodos Observacionales*) definido por Peck (1964) y redefinido posteriormente en el Eurocódigo EC-7 (1995), cláusula 2.7 y en el documento R185 (1999) CIRIA (Construction Industry Research and Information Association), es un método continuo de diseño interactivo que integra y gestiona las etapas de diseño y de construcción de una obra subterránea, mediante la medición sistemática y la interpretación de los datos obtenidos, adaptando el diseño inicial del proyecto si procede para ajustarlo al comportamiento real observado.

Estos límites de comportamiento son también denominados umbrales. El documento R185 (1999) CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) determina cuatro niveles: nivel seguro (verde), zona de decisión (ámbar), zona de aplicación de las modificaciones establecidas (rojo) y zona de aplicación de planes de emergencia establecidos.

- *Valor de referencia Normal (verde)*: un valor 0 % predeterminado sobre la base determinada del parámetro que se considera no implica acción correctiva alguna.
- *Valor de referencia Advertencia (ámbar)*: un valor 0 % predeterminado sobre la base del parámetro que es considerado indicador de un problema potencial, pero no de gravedad suficiente para requerir el cese de las obras. En líneas generales, exceder este nivel de activación generalmente requerirá un control de funcionamiento del instrumento, la inspección visual de la estructura que está siendo monitoreado, aumento de la frecuencia de los controles, revisión del diseño y/o la modificación del proceso de construcción.
- *Valor de referencia Acción (rojo)*: un valor 0 % predeterminado sobre la base del parámetro que establece riesgo inaceptable. Si se supera este valor serán implementadas necesariamente una comprobación inmediata en función del tipo de instrumento y la inspección visual de la estructura que está siendo monitorizada, así como el inicio de una respuesta predeterminada (acción correctiva), que puede incluir el cese temporal de trabajo, el análisis posterior del evento y la modificación del proceso de diseño y construcción.

5.2.1.3 Frecuencias de lecturas

Los registros de monitorización deben ser examinados de forma regular con el fin de detectar cualquier tendencia inesperada y tomar las medidas necesarias en el momento oportuno. Incluso si no se detectasen anomalías graves, siempre es interesante comparar las predicciones con los valores reales observados con el fin de entender el comportamiento del terreno.

5.2.2. Plan de contingencias

Como parte fundamental del proceso de análisis se debe establecer un protocolo de actuación en los respectivos casos de superación de umbrales y un procedimiento de comunicación o transmisión de la información. Ambos pueden ser recogidos en un solo documento denominado Plan de Contingencias.

De forma genérica se pueden establecer una serie de medidas comunes:

- En el estado verde (zona segura) se seguirá midiendo con normalidad y con la frecuencia establecida en el Plan de Monitorización.
 1. Proseguir con la frecuencia de lecturas establecida en el Plan de Monitorización.
 2. Continuar con el proceso de ejecución de las obras según lo previsto.
- Al pasar al estado ámbar (zona de decisión) se incrementará el número de lecturas y se realizará una inspección visual de los elementos estructurales. En esta fase, será necesario evaluar la tendencia y evolución del valor de la magnitud observada y la velocidad de su variación para anticiparse al momento en que alcance el umbral rojo.
 1. Incrementar la frecuencia de lecturas, evaluando si es preciso la situación a partir de la velocidad de variación del parámetro registrado.
 2. Poner en conocimiento de la Dirección
 3. Efectuar una inspección visual somera.
 4. Continuar con el proceso de ejecución de las obras según lo previsto.

- Si se alcanza el estado rojo esta última fase (zona de actuación) se incrementará el control y se introducirán las medidas correctoras oportunas.
 1. Poner en conocimiento de la Dirección y asesores.
 2. Establecer un análisis específico de la situación.
 3. Colocar instrumentación complementaria si es preciso.
 4. Revisar el proceso constructivo para introducir posibles modificaciones.
 5. Valorar la necesidad de introducir medidas correctoras, refuerzo o protección de las estructuras o elementos afectados.

5.3. Refuerzos

En caso de que se estén controlando movimientos, y se superen los umbrales establecidos, será necesario instalar elementos de refuerzo. En el protocolo de actuación se preverá el refuerzo de la sección o secciones del terreno que lo necesiten, mediante estudio individual de cada caso dependiendo del tipo de explotación e inestabilidades.

6. FENÓMENOS DE INESTABILIDAD

6.1. Mecanismos de rotura

El conocimiento de la magnitud y dirección del estado tensional del terreno es una parte esencial del diseño de excavaciones subterráneas, pues en muchos casos las tensiones inducidas alrededor de la excavación superan a la resistencia del macizo rocoso. En este caso se produce la rotura del terreno alrededor de la excavación, que se puede traducir en una inestabilidad en forma de convergencia excesiva, derrabes, hundimientos, estallidos de roca, etc.

Cuando los niveles de tensión son bajos, en macizos rocosos fracturados a una profundidad relativamente somera, las inestabilidades son controlados en gran medida por la estructura, la forma más típica de inestabilidad es el de la caída de cuñas formadas en el techo o hastiales. Estas cuñas o bloques están formados por la intersección de discontinuidades estructurales (juntas, planos de estratificación), que separan el macizo rocoso en unidades discretas. Se requiere la intersección de 3 planos con la galería para la formación de una cuña de techo y 2 familias junto con el plano de la pared de la galería para una cuña en el hastial. El proceso de rotura se inicia con la caída de una cuña y prosigue con otras cuñas hasta que se forme un arco estable natural en la roca que evita la caída de más rocas o hasta que el espacio libre se llena de material caído.

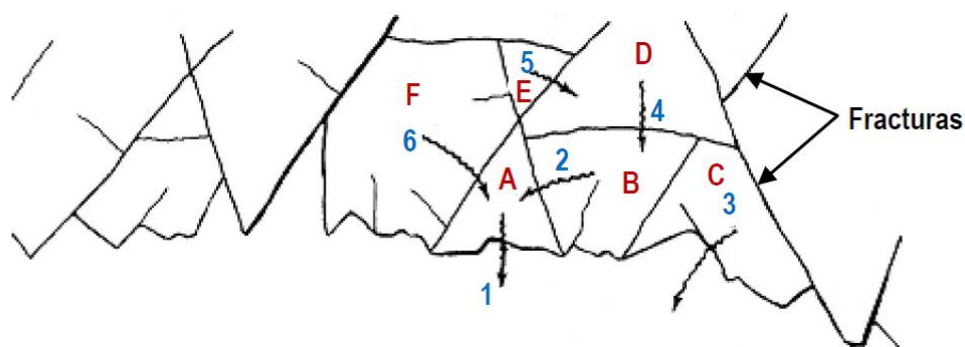


Figura 77 - Sección vertical de parte del techo de una galería en una mina subterránea fuertemente fracturada, ilustrando la secuencia de caída (Adaptada de Federal Highway Administración, 2011).



Figura 78 - Emboquille de un túnel en un macizo rocoso diaclasado donde se pueden apreciar el tipo de cuñas resultantes (Inprobras. S.L.).

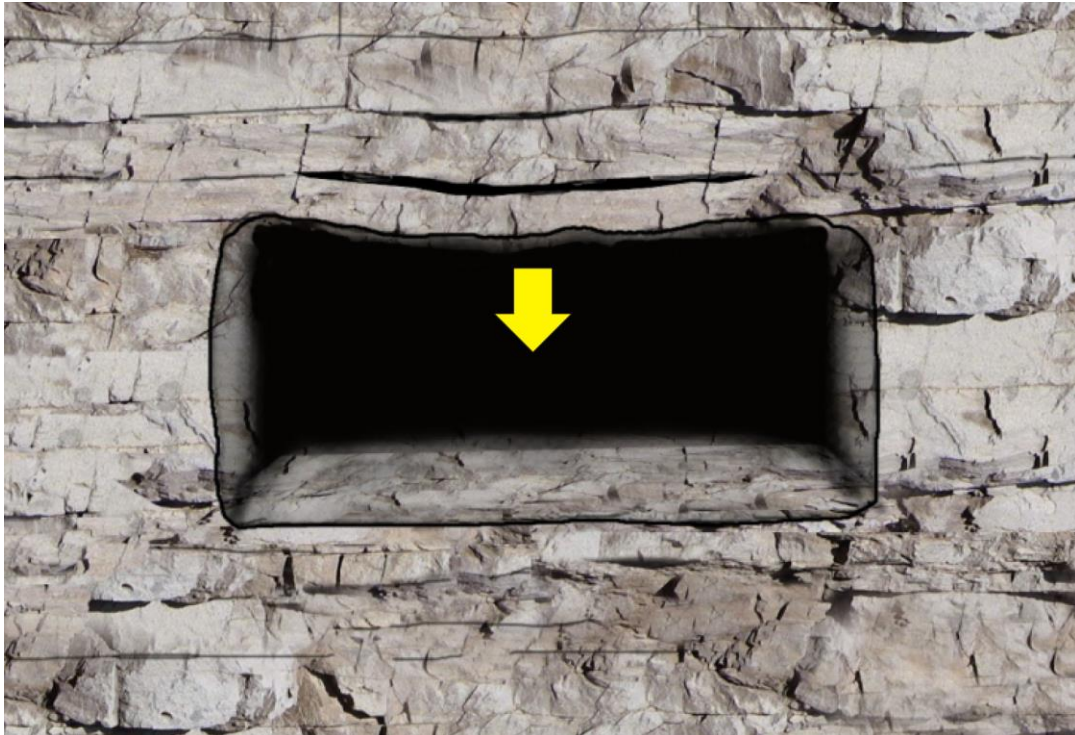


Figura 79 - Los planos de estratificación con su geometría planar y su alta persistencia, constituyen planos de baja resistencia que dan lugar a despegue de los estratos subhorizontales o flexión y caída hacia el vacío (S.N.M.P.E, 2004).

En el siguiente cuadro de Hoek E. y Brown, E.T. (1980) se presenta una de las primeras conceptualizaciones de los mecanismos de inestabilidad potenciales en túneles según el aumento de la profundidad.

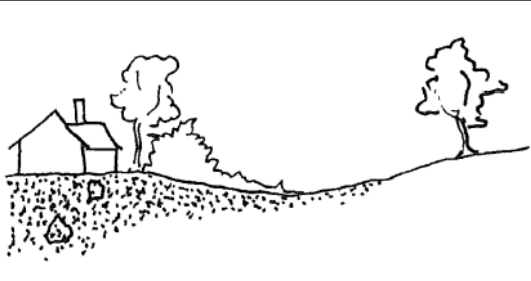
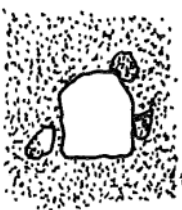

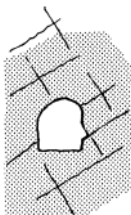

	
	<ul style="list-style-type: none"> • Túneles superficiales en suelos o macizo rocoso alterados • Plastificación del terreno en frente y apoyos de sostenimiento • Riesgo de inestabilidad y bajo tiempo de estabilidad • Técnicas constructivas de falso túnel, túneles en suelos y entornos urbanos
	<ul style="list-style-type: none"> • Macizo rocoso fracturado parcialmente alterado • Nivel tensional medio – bajo • Inestabilidad asociada a la caída de bloques de clave y/o hastiales
	<ul style="list-style-type: none"> • Macizo rocoso masivo, afectado por pocas familias de juntas sanas • Pocos problemas de estabilidad
	<ul style="list-style-type: none"> • Macizo rocoso masivo a gran profundidad • Roturas tensionales frágiles: chineo, lajeo y posibles estallidos de roca

Figura 80 - Mecanismos de rotura en un túnel según el aumento de la profundidad (Hoek & Brown, 1980).

Posteriormente, Tablas 18 y 19 y figura 81 USACE (1997), presentó una síntesis de los mecanismos de inestabilidad para rocas duras.

MECANISMO DE INESTABILIDAD	DESCRIPCIÓN
Controlada por discontinuidades	<ul style="list-style-type: none"> - Desprendimientos de bloques delimitados por las juntas, controlado por la geometría relativa juntas-túnel y por su resistencia al corte. - Formación de techos planos en medios estratificados. - Desprendimientos de bloques potenciados por la alteración de niveles arcillosos intercalados. - Normalmente son necesarias 3 familias de discontinuidades para potenciar la inestabilidad (si bien en el caso de techos planos sólo es estrictamente necesaria 1). - Distinto comportamiento en función de la presencia o no de una discontinuidad principal (la estratificación o la esquistosidad). - Distinto comportamiento en función del nivel de trabazón entre bloques (interlocking).
Controlada por el estado tensional	<ul style="list-style-type: none"> - Plastificación del macizo rocoso alrededor de la cavidad debido al reajuste tensional. - En terrenos dúctiles (Ej. pizarras, margas) se produce una deformación plástica del terreno. - En terrenos rocosos con un cierto sostenimiento, se produce una apertura de fracturas con escasa deformación. Sin sostenimiento puede producirse un desprendimiento a favor de las fracturas, preexistentes o inducidas por plastificación. - En un macizo rocoso competente pueden producirse chineo, lajeo súbito, e incluso estallidos de roca a mayores estados tensionales.

Tabla 19- Síntesis de mecanismos de rotura según USACE (1997)

En la figura 81 se representa en abscisas el grado de fracturación del macizo mediante un RQD modificado y en ordenadas se cuantifica el estado tensional, relativo a la resistencia del macizo.

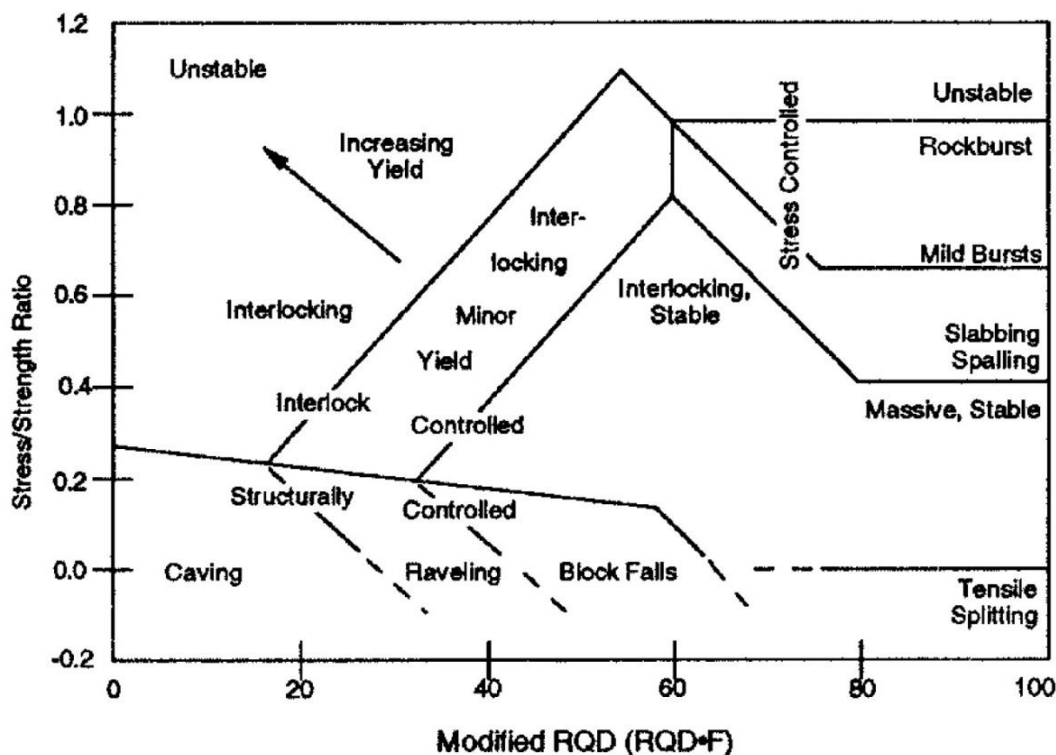


Figura 81 - Síntesis de mecanismos de rotura según USACE (1997).

TIPO DE ROCA	MECANISMO DE INESTABILIDAD
Pizarras, margas, lutitas argilitas.	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Desprendimientos por meteorización. ▫ Swelling (expansividad, hinchamiento). ▫ Squeezing (fluencia por plastificación).
Anhidritas, yesos.	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Swelling (expansividad, hinchamiento). ▫ Disolución.
Evaporitas	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Creep (fluencia a por viscosidad). ▫ Disolución.

Tabla 20- Mecanismos de inestabilidad controlados por la mineralogía (USACE, 1997).

σ_c (MPa)	TIPO DE ROCA	MECANISMO DE INESTABILIDAD
400	Básicas densas Basalto, diabasa, cuarcita, gabro	▫ Rockburst (estallidos de roca)
200	Ígneas y metamórficas duras Granito, neis, mármol	▫ Rockburst menores ▫ Spalling(lajeo súbito) ▫ Popping (desconchamiento súbito)
100	Sedimentarias densas Caliza, dolomía, toba cementada	▫ Splitting (cuarteamiento, resquebrajamiento por tracciones inducidas)
50	Esquistosas	▫ Flaking (descascarillamiento, formación de escamas)
30	Filitas	
15	Sedimentarias flojas Yeso, creta	▫ Slabbing (lajeo)
8	Tobas	
4	Marga, limolitas	▫ Squeezing (fluencia por plastificación) ▫ Slaking (desmoronamiento, desmenuzamiento)
2	Lutitas	▫ Squeezing (fluencia) ▫ Swelling (expansividad)
1	Alteradas y meteorizadas	▫ Ravelling (desmoronamiento)
0,5	Argilita	▫ Yielding (plastificación)

Tabla 21- Mecanismos de inestabilidad controlados por el tipo de roca, USACE (1997).

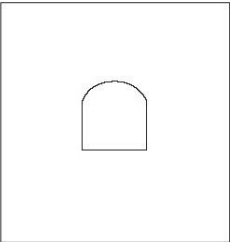
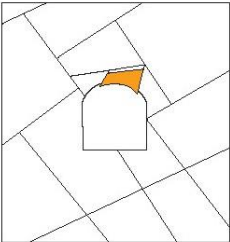
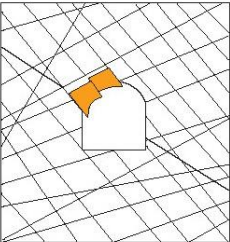
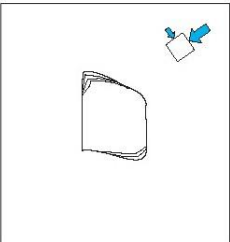
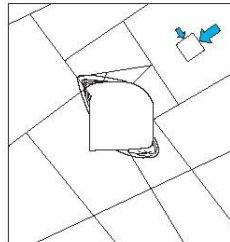
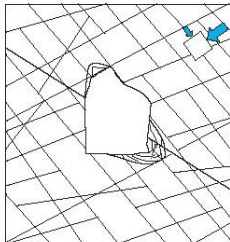
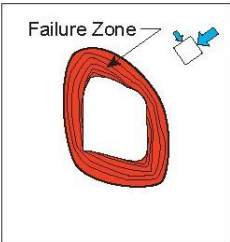
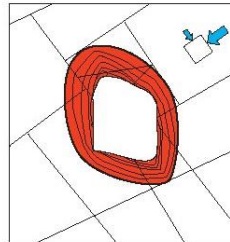
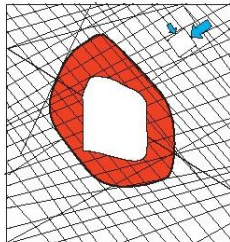
	Massive ($GSI > 75$)	Moderately Fractured ($50 > GSI < 75$)	Highly Fractured ($GSI < 50$)	
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.	$D_f < 0.4 (\pm 0.1)$
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$)	 Brittle failure adjacent to excavation boundary.	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.	$0.4 (\pm 0.1) > D_f < 1.1 (\pm 0.1)$
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Failure Zone Brittle failure around the excavation .	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	 Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.	$D_f > 1.1 (\pm 0.1)$

Figura 82 - Inestabilidades típicas y modos de rotura en función del RMR, tensión mayor y resistencia a compresión simple (Modificado de Hoek et al. 1995).

La siguiente figura, tomada de Lorig, L. (2009), ilustra muy gráficamente los mecanismos de inestabilidad potenciales de un túnel en roca. Nuevamente se relaciona el ratio tensión/resistencia del macizo rocoso con su grado y tipo de fracturación.



















		ROCK MASS QUALITY				
		MASSIVE	BLOCKY	HEAVILY JOINTED	CRUSHED	SHEARED
RATIO OF ROCK MASS STRENGTH / IN SITU STRESS	Low stress	STABLE 	STRUCTURAL FAILURE 	UNSTABLE FACE 	MARGINAL STABILITY 	UNSTABLE FACE 
	SPALLING 	BLOCK FAILURE 	MARGINAL STABILITY 	IMPROVED STABILITY 	MILD SQUEEZING 	
	SEVERE SPALLING 	STABLE 	IMPROVED STABILITY 	MILD SQUEEZING 	SQUEEZING 	
	High stress	ROCKBURST 	STRESS FAILURE 	FACE COLLAPSE 	SQUEEZING 	SEVERE SQUEEZING 

Figura 83 - Mecanismos de rotura según Lorig, L. (2009).

A la vista de este cuadro se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Para macizos rocosos masivos se produce un incremento del riesgo de roturas frágiles o súbitas (*popping–spalling–rockburst*) a medida que aumenta el nivel tensional respecto a la resistencia.
- Para macizos rocoso moderadamente fracturados o fragmentados, se producen 2 mecanismos:
 - (i) un incremento de la inestabilidad estructural (por caída de cuñas o bloques) para niveles tensionales bajos y
 - (ii) un incremento de la fragmentación y fisuración por plastificación del macizo a niveles tensionales elevados.
- Para macizos rocosos muy fracturados o tectonizados se produce un aumento de la fluencia al aumentar el nivel tensional.

Como resumen de todo lo anterior, en la siguiente figura se presenta de forma ilustrativa y simplificada los 3 principales modos de inestabilidad o rotura que se pueden producir en las excavaciones subterráneas.

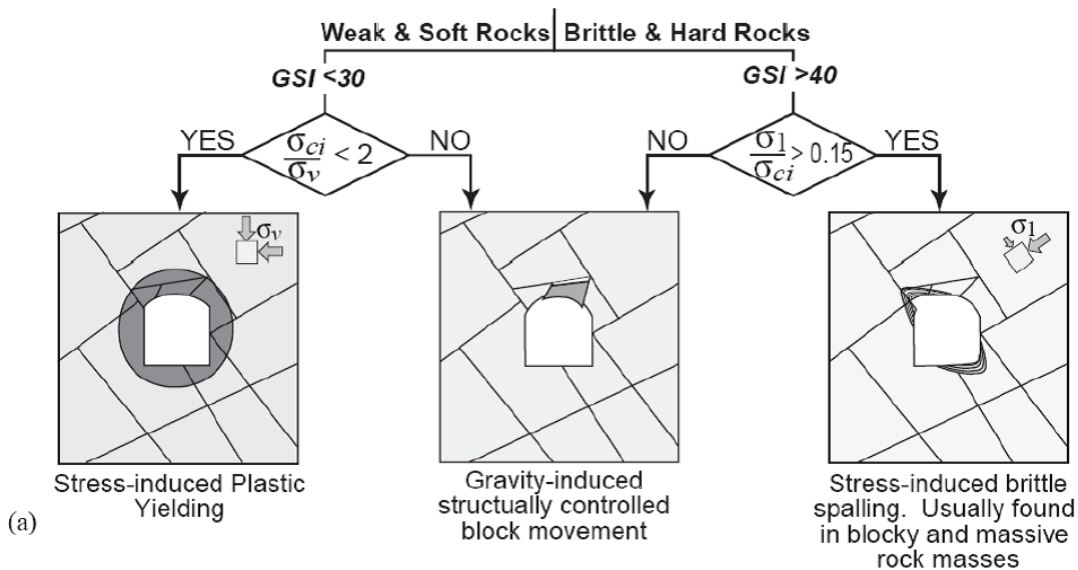


Figura 84 - Representación de los modos de inestabilidad según Lorig, L. (2009).

(i) Inestabilidad por plastificación o fluencia

En macizos rocosos de baja resistencia (comparada con el nivel tensional), la inestabilidad alrededor de una excavación se debe en su mayoría a plastificaciones. Se trata en general de un proceso dúctil, relativamente poco violento, que se traduce en una convergencia importante de la excavación o en un desmoronamiento según las condiciones del terreno (características de la roca intacta y grado de fracturación). Se forma un "zona plástica" alrededor de la excavación que, dependiendo de la razón entre la resistencia y el nivel tensional inducido, se puede estabilizar (a veces con la ayuda de un sostenimiento) o aumentar hasta lograr el colapso de la excavación. En general este tipo de mecanismo de inestabilidad está asociado a grandes deformaciones de la excavación realizada.

(ii) Inestabilidad estructural o por discontinuidades

En macizos rocosos de resistencia media-alta a bajos confinamientos, las inestabilidades se producen a favor de las discontinuidades, produciendo desprendimientos de cuñas o bloques debido a la gravedad. En macizos rocosos muy fracturados, los desprendimientos se definen por medio de planos de intersección producidos por las propias discontinuidades, fracturas inducidas o zonas de cizalle. El problema de estabilidad se conceptualiza como un cuerpo geométrico tridimensional sometido a la fuerza de gravedad y a las fuerzas dadas por la resistencia al corte a lo largo de las discontinuidades. No obstante un cierto aumento del estado tensional con la profundidad ocasiona que aumente la tensión normal entre cuñas y bloques, que se sujeten, proporcionando así un mayor grado de estabilidad.

El diseño del sostenimiento ante este tipo de mecanismo se realiza mediante análisis de estabilidad de cuñas, o bien mediante modelización numérica en medios discontinuos.

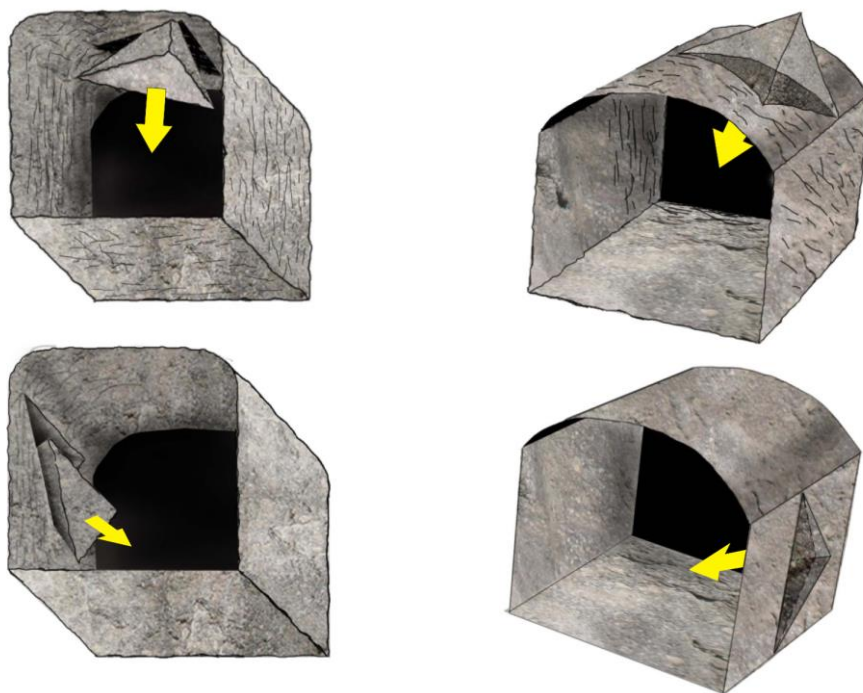


Figura 85 - Análisis de estabilidad de cuñas. Conformación de una cuña en el techo de la galería que cae. Cuña que desliza hacia el interior en uno de los hastiales de la galería. (S.N.M.P.E, 2004).

(iii) Roturas frágiles

En macizos rocosos de resistencia alta sometidos a niveles tensionales elevados se producen roturas frágiles que tienen un carácter súbito, incluso explosivo (p.ej. estallidos de roca, lajamiento súbito). Este tipo de rotura se inicia como resultado de la propagación de grietas de tracción a partir de microfisuras en la roca. Estas grietas se propagan a lo largo de la trayectoria de los esfuerzos principales mayores, fracturándose la roca. Dependiendo de la razón entre la resistencia de la roca intacta y los esfuerzos in-situ, el lajamiento puede limitarse a pequeñas lajas o evolucionar hacia una rotura masiva violenta o estallido.

En minas de carbón, los factores que influyen en los desprendimientos instantáneos son: la presión de los gases, las tensiones geológicas y las tensiones inducidas por las excavaciones mineras. Los tres se suman al campo de tensiones naturales. En algunas minas de carbón, sal u otros minerales se producen explosiones de rocas y de gases con consecuencias catastróficas debido a las altas tensiones de las rocas y los grandes volúmenes de metano o de dióxido de carbono comprimidos.

6.2. Factores que desencadenan los fenómenos de inestabilidad

A lo largo de la guía se han ido desgranando los principales factores que intervienen en el origen y desarrollo de inestabilidades en la mina, y por lo tanto a tener en cuenta para evitar y/o corregir riesgos.

A continuación se muestra un listado de aquellos factores que contribuyen en gran medida al desarrollo de los mecanismos que originan las inestabilidades y derrumbes mineros:

- Factores geológicos: Se relacionan directamente a las características del macizo rocoso; tipo de roca, alteraciones, fallas, discontinuidades o diaclasas, lo que origina el debilitamiento y luego el desprendimiento de rocas.

- Factores ambientales: Cambios bruscos de temperatura, humedad y existencia de agua subterránea, son factores que contribuyen a debilitar la roca.
- Campo de tensiones: Cuando las excavaciones llegan a grandes profundidades se originan grandes tensiones que influyen en la fracturación.
- Método de explotación: Un método de explotación inapropiado al tipo y calidad de roca, influye en la inestabilidad de la excavación y del entorno del macizo rocoso.
- Efectos por voladura: El uso excesivo de explosivos en una voladura puede abrir las diaclasas del terreno y generar microfracturas, debilitando las paredes y el techo de la excavación, y originar caída de roca.
- Perforación incorrecta: No conservar el paralelismo de las perforaciones contribuye a formar zonas de sobreexcavación y cuñas que pueden desprenderse.
- Corrosión de los elementos de sostenimiento: Cambio del pH, volumen y propiedades químicas, de las aguas de infiltración subterránea.
- Incorrecta instalación del sistema de sostenimiento:
 - Pernos incorrectamente instalados.
 - Longitud de encapsulado menor que la especificada.
 - Dosificación incorrecta de la lechada de cemento.
 - Longitud de anclaje insuficiente en roca sana.
 - Diámetro de perforación inadecuado para el tipo de sostenimiento a emplear (anclaje por fricción, perno resina).
 - Escasa formación y capacidad del personal (incluidos ingenieros y operador) en la identificación de cuñas y/o estructuras geológicas con riesgo geotécnico.

- Personal no competente para el análisis, evaluación e inspección visual de condiciones de riesgo del macizo rocoso.
 - Colapso y caída de roca inestabilizada por la efecto del proceso voladura y un mal proceso de saneamiento al iniciar el proceso de bulonado.
 - Aplicación del perno de anclaje por fricción para el control de grandes bloques.
 - Uso solo de perno de anclaje como refuerzo para la estabilización, en zonas donde se requiere una combinación de refuerzo + soporte, mediante la aplicación de hormigón proyectado y malla u otro elemento a ser colocado en la superficie para prevenir la caída de la roca.
 - Instalación insuficiente del número de anclajes para obtener un factor de seguridad adecuado a las condiciones del área a estabilizar.
 - Instalación y orientación inadecuada con respecto a la superficie a estabilizar.
- Cambio del mecanismo de carga en el anclaje: Alteración del mecanismo de carga sobre el anclaje, debido al movimiento de una estructura geológica o a cambios en el campo de esfuerzo. Esto genera una alta probabilidad de rotura del sistema de refuerzo, porque este fenómeno no es evaluado objetivamente y oportunamente por parte de la operación minera.
 - Experiencia de los operadores: Bajo conocimiento específico sobre los objetivos de las labores de control y calidad, en las operaciones orientadas a mantener la estabilidad de las excavaciones, a nivel de todo el recurso humano involucrado en las actividades de estabilización, sean supervisores y operadores.
 - Interacción de factores críticos: La coexistencia de alguno o varios de los factores enumerados anteriormente, que pueden contribuir en diferente grado de importancia a generar condiciones de inestabilidad sobre el

macizo rocoso en el tiempo. Por ejemplo, la suma de factores críticos como la presencia de agua, lajamiento y eventos sísmicos por incremento del campo de esfuerzo, evidentemente generan condiciones de riesgo y de colapsos de las excavaciones subterráneas.

6.3. Situaciones de riesgo

A continuación se presentan algunas de las situaciones que pueden darse durante la realización de las obras subterráneas y que a veces generan accidentes que ponen en peligro las vidas de los operarios o la seguridad de las instalaciones.

- **Orientación desfavorable de la excavación**

Cuando la excavación se realiza contra buzamiento existe el peligro de que los propios estratos del frente y de un hastial deslicen hacia el hueco de la excavación, por lo que en este caso es aconsejable colocar un sostenimiento provisional (hormigón proyectado, repiés, etc.) hasta la puesta en servicio del sostenimiento definitivo.

En el caso de realizarse la excavación a favor del buzamiento los estratos del frente se apoyan en el propio macizo rocoso y no tienen hacia donde deslizar.

En función de lo anterior, siempre que sea posible, en terrenos estratificados, las excavaciones deberían realizarse a favor del buzamiento.

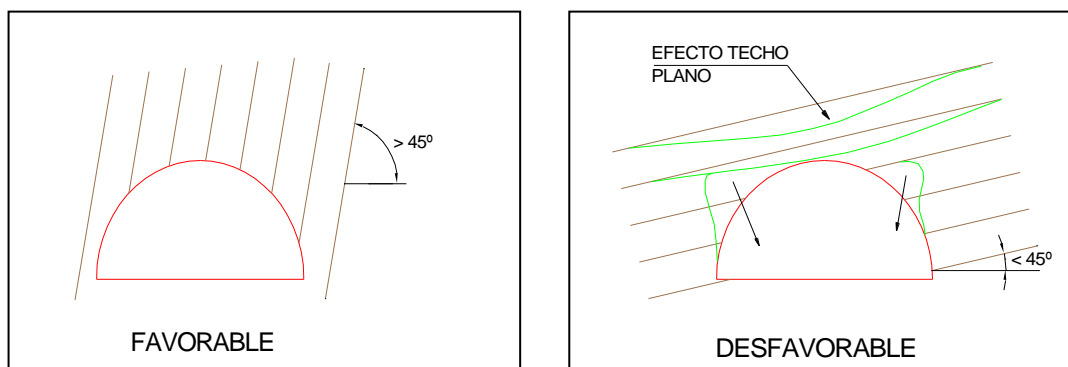


Figura 86 - Situación favorable o desfavorable según la estructura del terreno y orientación de los planos de estratificación.



Figura 87 - Excavación a favor del buzamiento. La relación entre el avance y la orientación de las discontinuidades del macizo rocoso son favorables. (S.N.M.P.E, 2004).

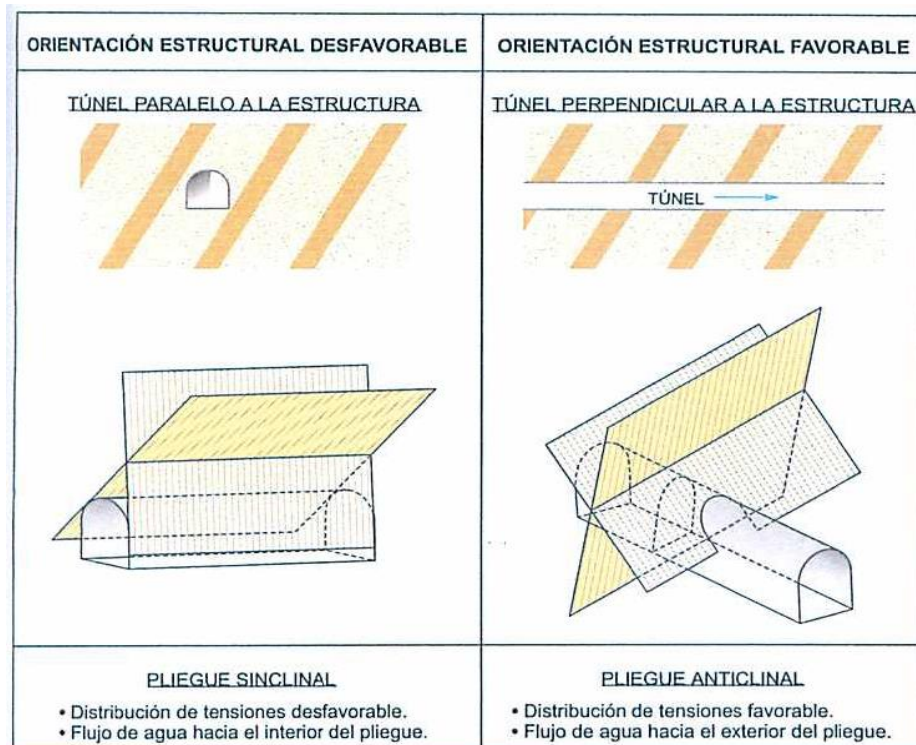


Figura 88 - Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel (González de Vallejo et al., 2004).

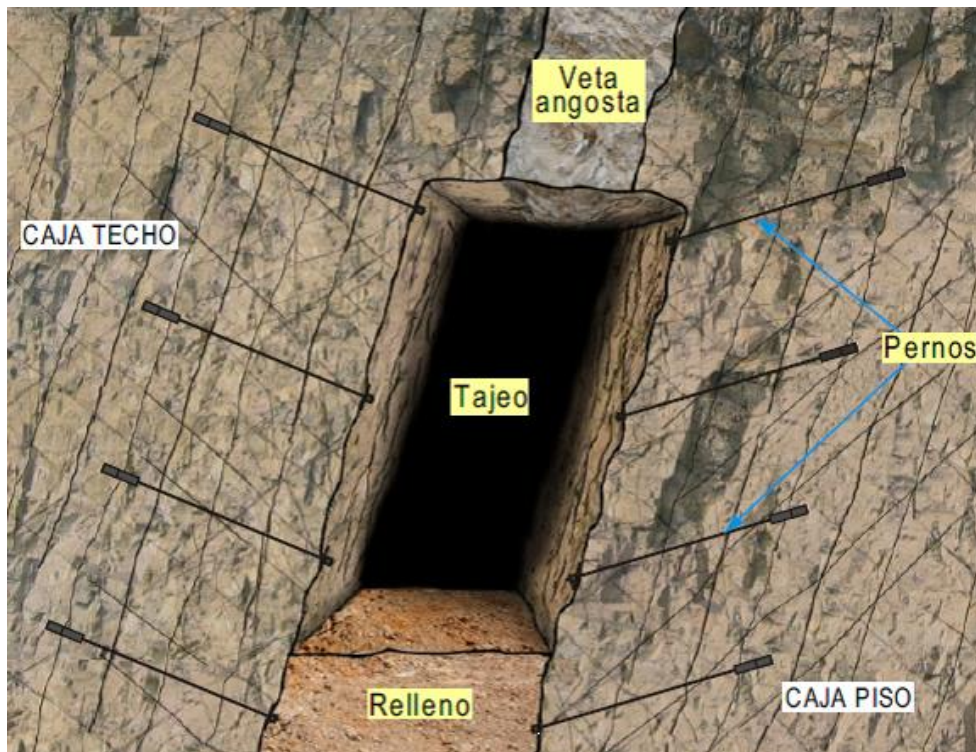


Figura 89 - Avance del minado paralelo a la estratificación, sistema de discontinuidades predominantes en el macizo rocoso. Condición desfavorable y requiere el empleo de un sostenimiento sistemático. (S.N.M.P.E, 2004).

• Sobreexcavaciones

Con independencia de que las vibraciones originadas por voladuras abran las fracturas existentes en los macizos rocosos, es un hecho cierto que, mientras mayor sea el grado de fracturación de macizo rocoso mayor es la probabilidad de que se forme una sobreexcavación, incluso sin previo aviso, por lo que cuando esta posibilidad exista, deberá acortarse la longitud de pase, y realizar voladuras de contorno si el avance es mediante perforación y voladura.

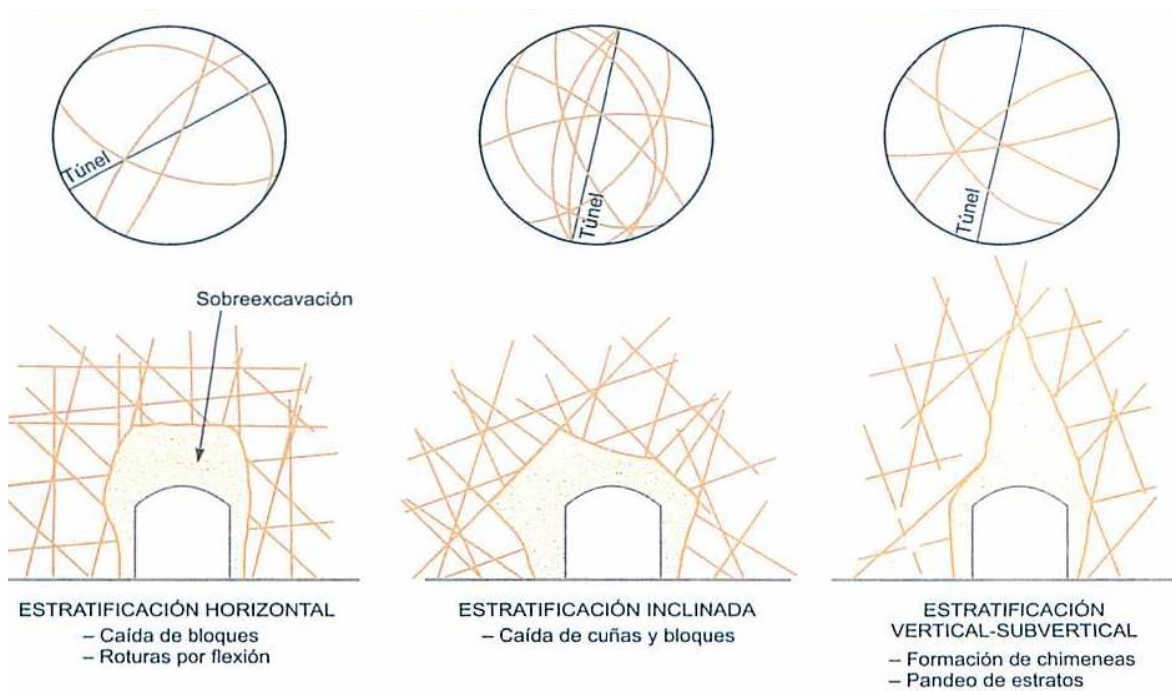


Figura 90 - Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de una galería. Ejemplos de sobreexcavaciones (González de Vallejo et al., 2004).

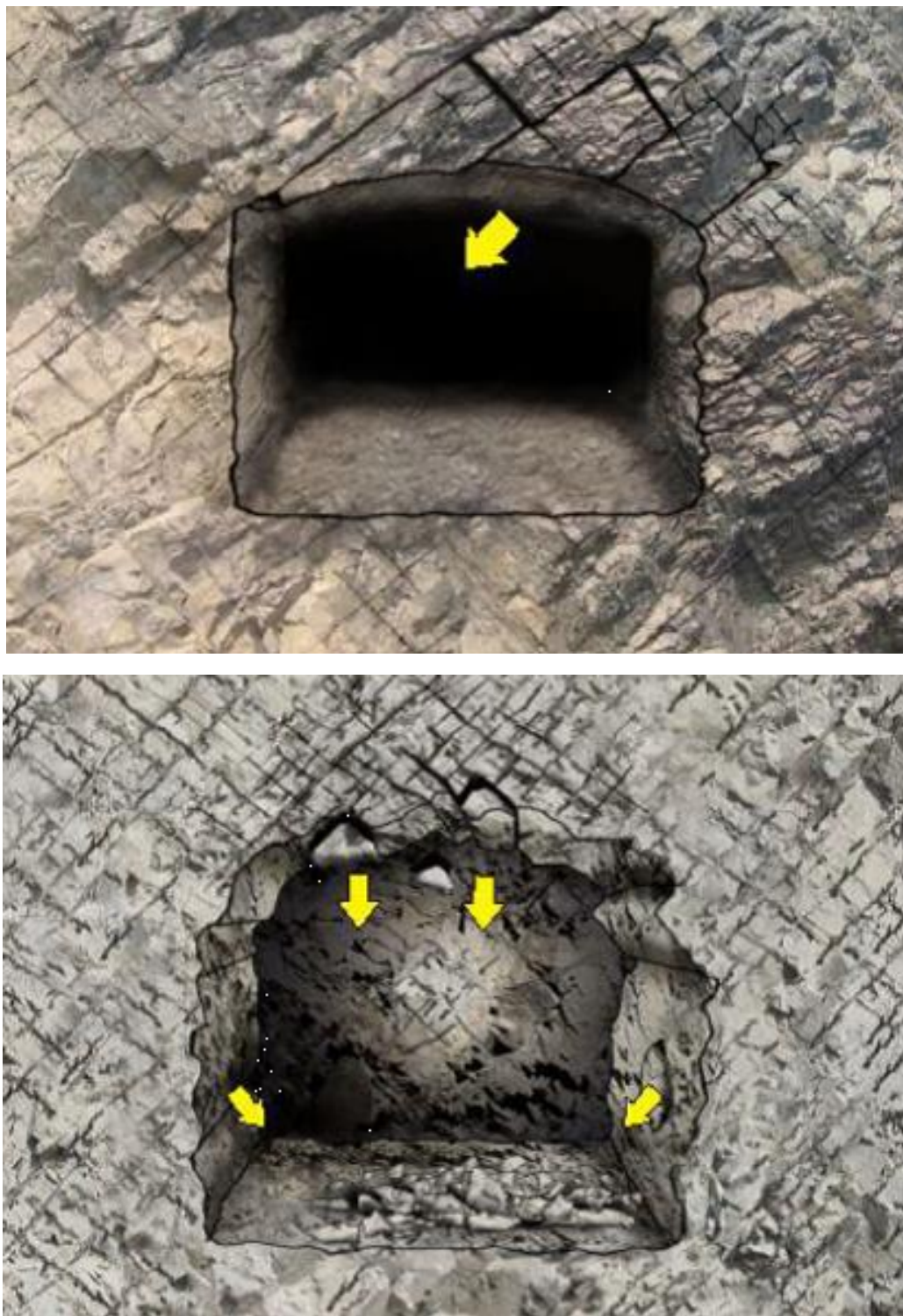


Figura 91 - Influencia del grado de fracturación y orientación de la galería sobre la formación de cuñas y sobreeexcavaciones. (S.N.M.P.E, 2004).

- **Cuñas de rocas**

Siempre que se corten tres discontinuidades se forman cuñas de roca potencialmente inestables, se debe tener en cuenta que la estratificación suele ser la discontinuidad principal y que las vibraciones originadas por las voladuras abren las discontinuidades facilitando la caída de aquellas. Para que una cuña de roca caiga por gravedad el vértice de la cuña debe mirar hacia el interior del macizo rocoso, si mira hacia la galería no tendría salida y no podría caer.

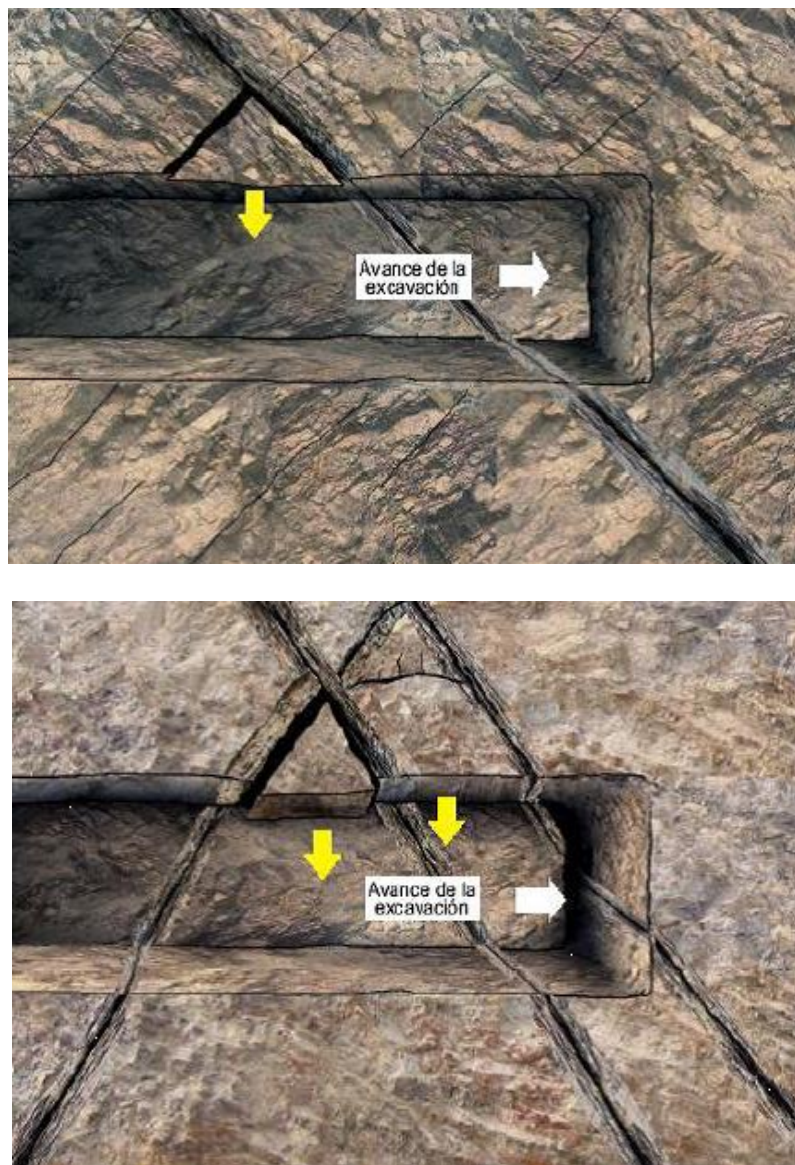
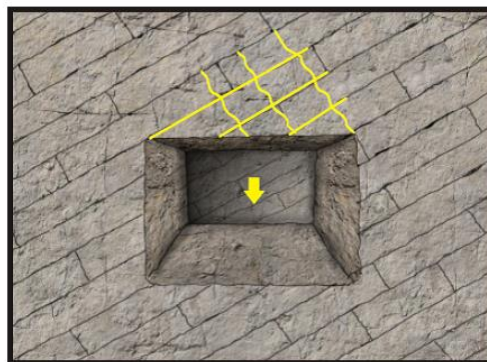
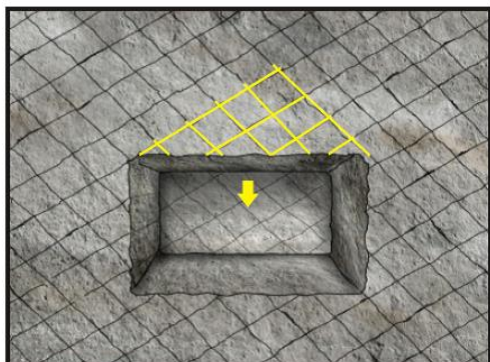


Figura 92 - Muestra la formación de cuñas, bloques inestables por la apertura de las discontinuidades, el avance de la excavación y no aplicación de elementos de sostenimiento (S.N.M.P.E, 2004).

Excavaciones inestables



Excavaciones estables

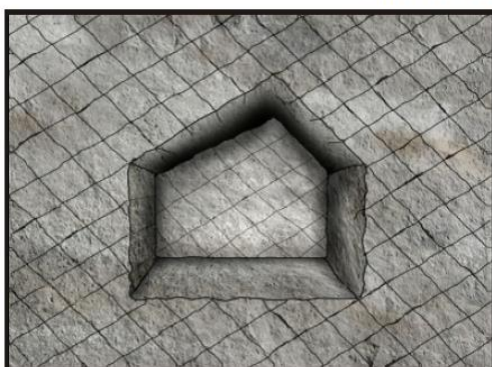


Figura 93 - Muestra diversas formas de excavaciones en función del terreno condicionado por planos geológicos estructurales, y las tipologías de cuñas que se originan (S.N.M.P.E, 2004).

- **Alternancia de rocas**

El tránsito entre terrenos de diferente calidad geomecánica, suele venir asociado a riesgos geotécnicos (derrumbes por acumulación de tensiones, zonas fracturadas, agua, etc), por lo que es conveniente reforzar el sostenimiento, cuando el frente de avance se aproxima a estas zonas de cambio litológico.

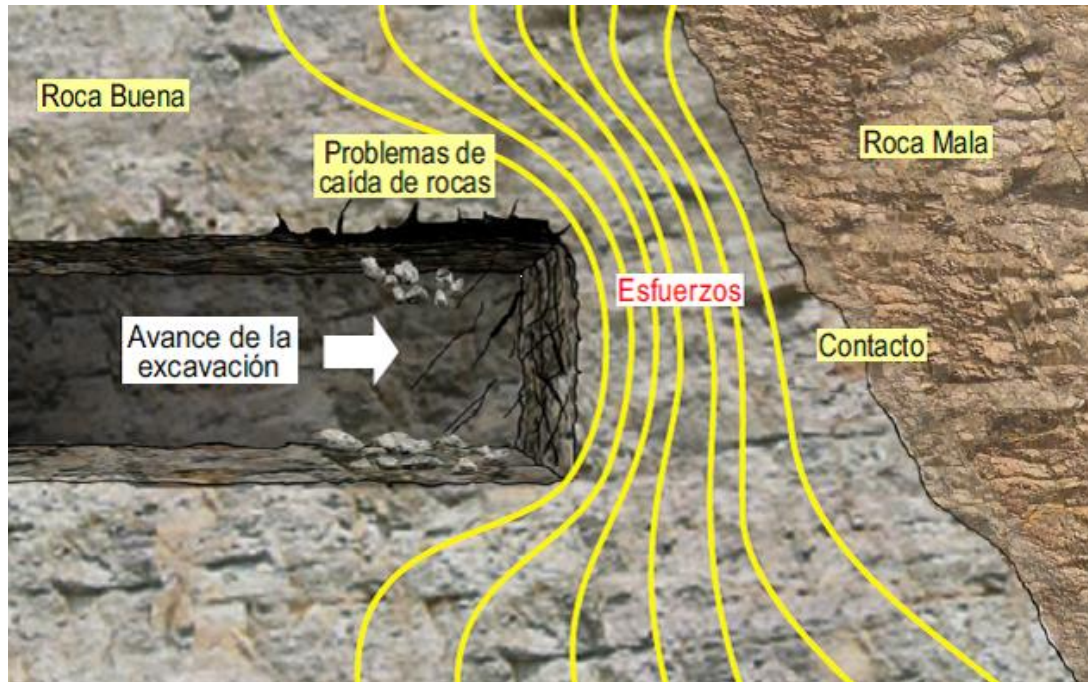


Figura 94 - Avance del frente hacia materiales de peor calidad geomecánica combinada con la distribución de tensiones. Situación de peligro con riesgo de derrumbamiento (S.N.M.P.E, 2004).

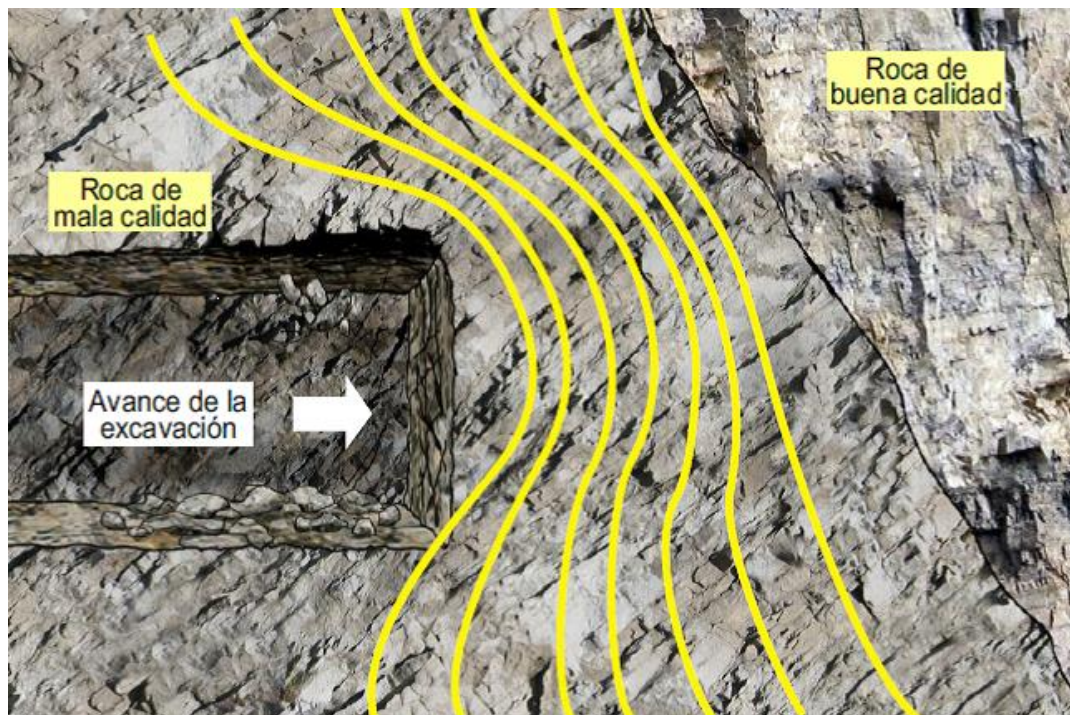


Figura 95 - Inestabilidad debido al cambio de calidad geotécnica en el macizo rocoso (S.N.M.P.E, 2004).

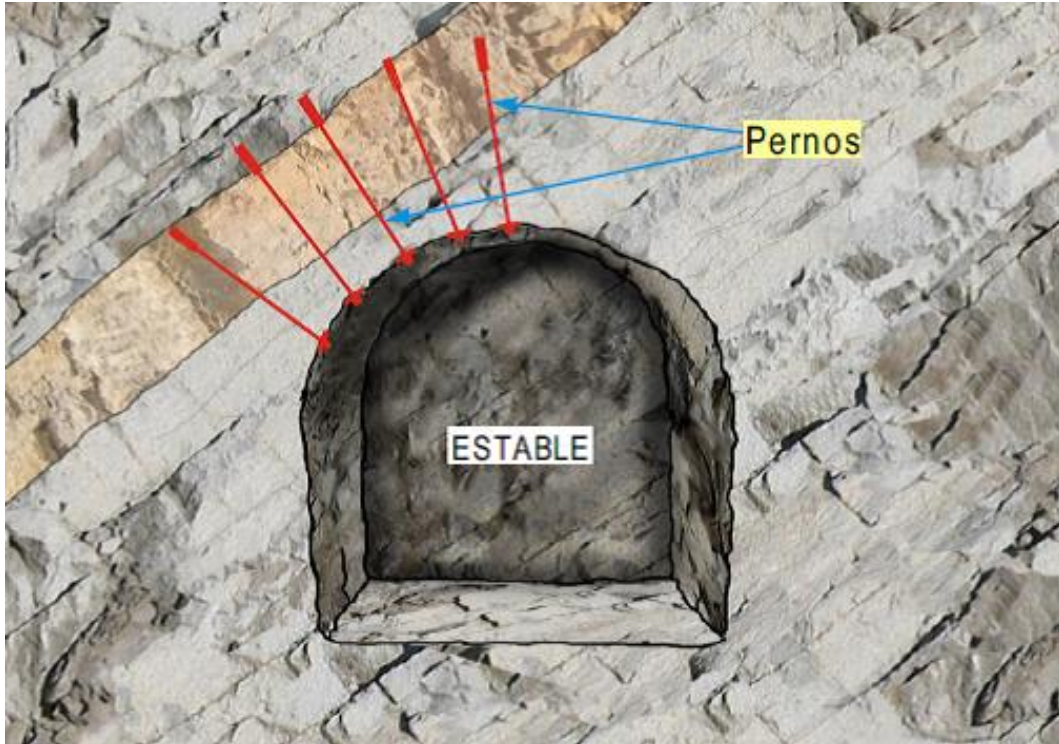


Figura 96 - Sostenimiento necesario para favorecer la estabilidad mediante bulonado anclados a un material competente. (S.N.M.P.E, 2004).



Figura 97 - Adaptación del hueco de la excavación a la litología y estructura geológica. (S.N.M.P.E, 2004).

- **Factores tectónicos**

Las fallas, representan uno de los principales factores tectónicos ligados a incidentes mineros durante el avance de labores subterráneas.

En este caso siempre existe la posibilidad de que se desprenda, por despegue, el terreno existente entre la galería y la falla. Podríamos optar por la solución de alejar la galería de la falla o reforzar el sostenimiento en los tramos de peor calidad geotécnica.

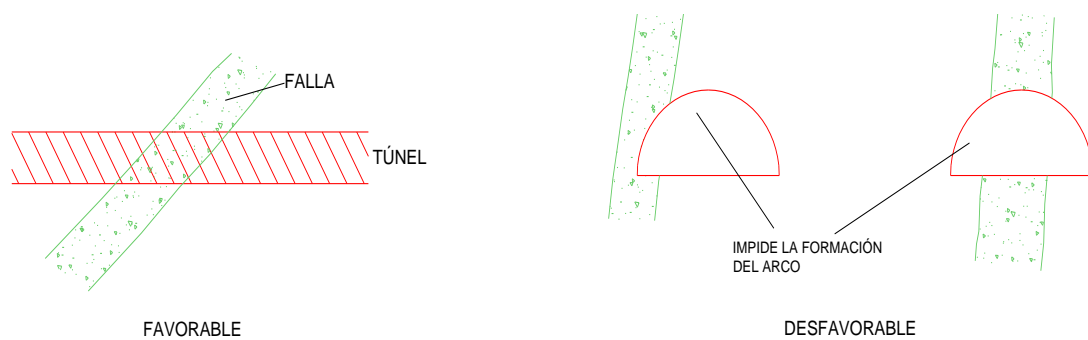


Figura 98 - Las fallas, al estar sometidas a roturas y deformaciones su resistencia es muy baja y representan áreas de riesgo geotécnico. Su ubicación respecto a la excavación debe ser analizada.



Figura 99 - Avance del frente alejándose de una zona de falla hacia posiciones más seguras, (S.N.M.P.E, 2004).

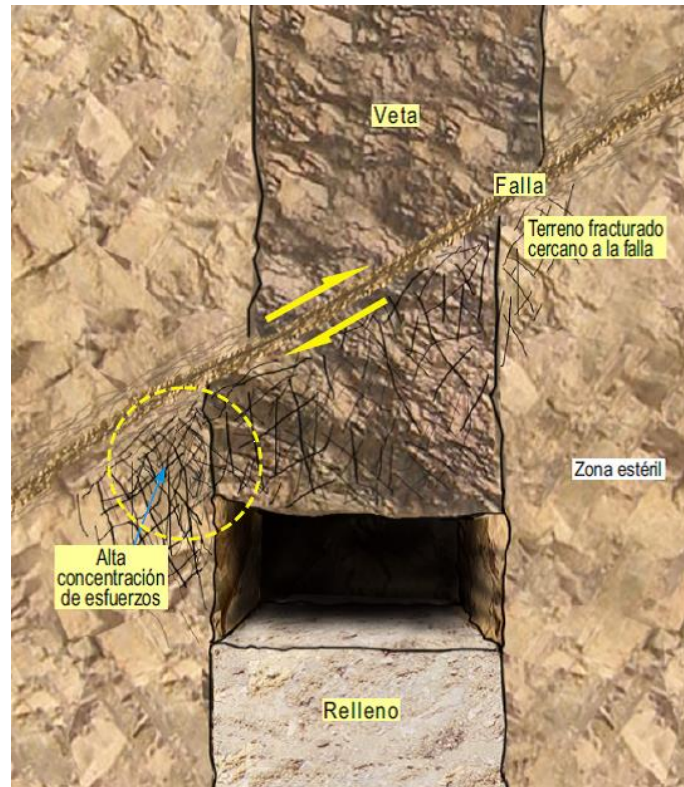


Figura 100 - Fenómenos de inestabilidad originados por la interacción de las estructuras geológicas (falla con alta concentración de tensiones) y la geometría de la galería. (S.N.M.P.E, 2004).

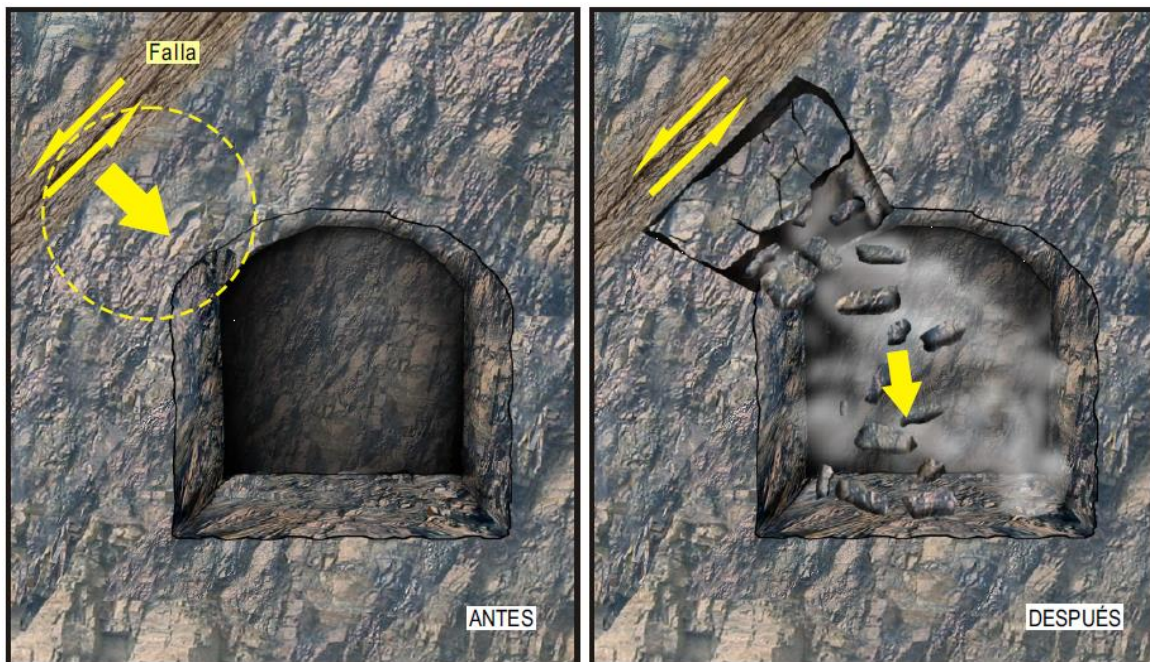
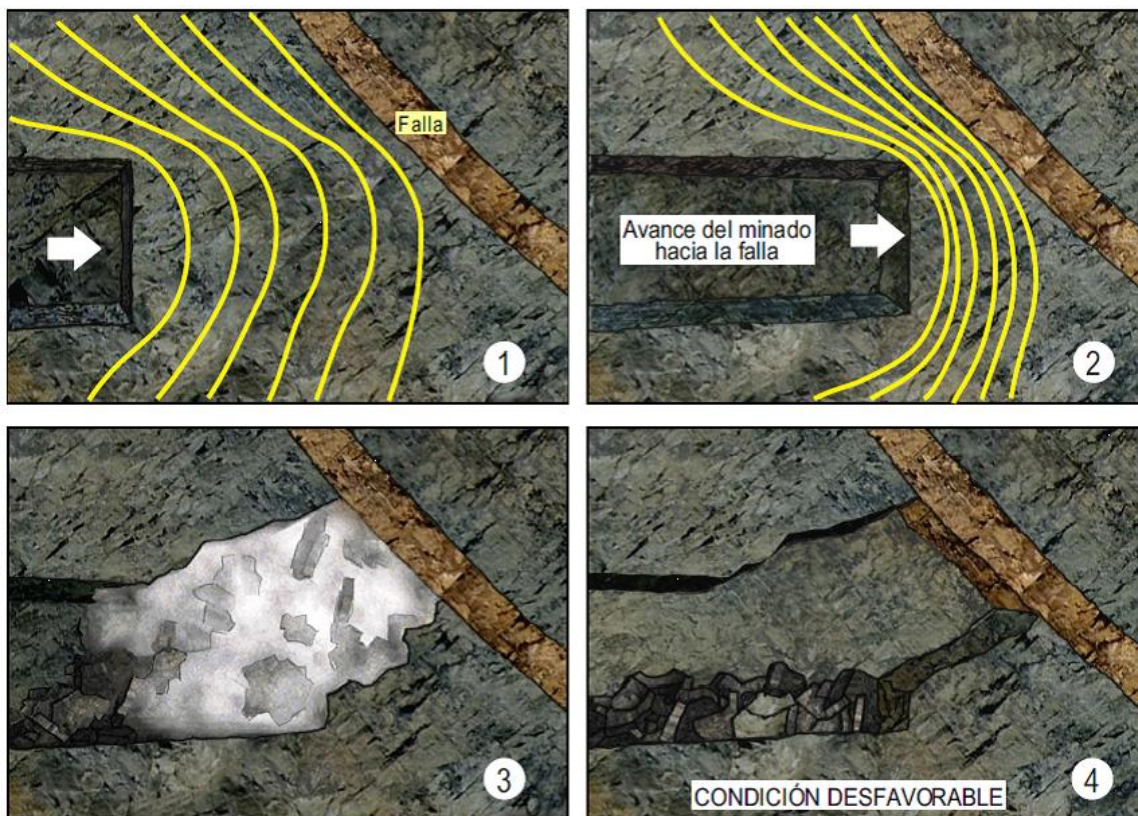


Figura 101 - Muestra posibles problemas de inestabilidad cuando la excavación avanza paralela a una falla (S.N.M.P.E, 2004).



- **Factores geométricos**

Desde el punto de vista tensodeformacional las geometrías más favorables para las excavaciones subterráneas serían las circulares, seguidas de las de arco en herradura y finalmente las rectangulares o cuadradas.

Las excavaciones cuadradas o rectangulares no son aconsejables porque todos los vértices son puntos de concentración de tensiones, y a partir de los mismos comienzan a desarrollarse fracturas que afectan tanto al terreno como al sostenimiento.

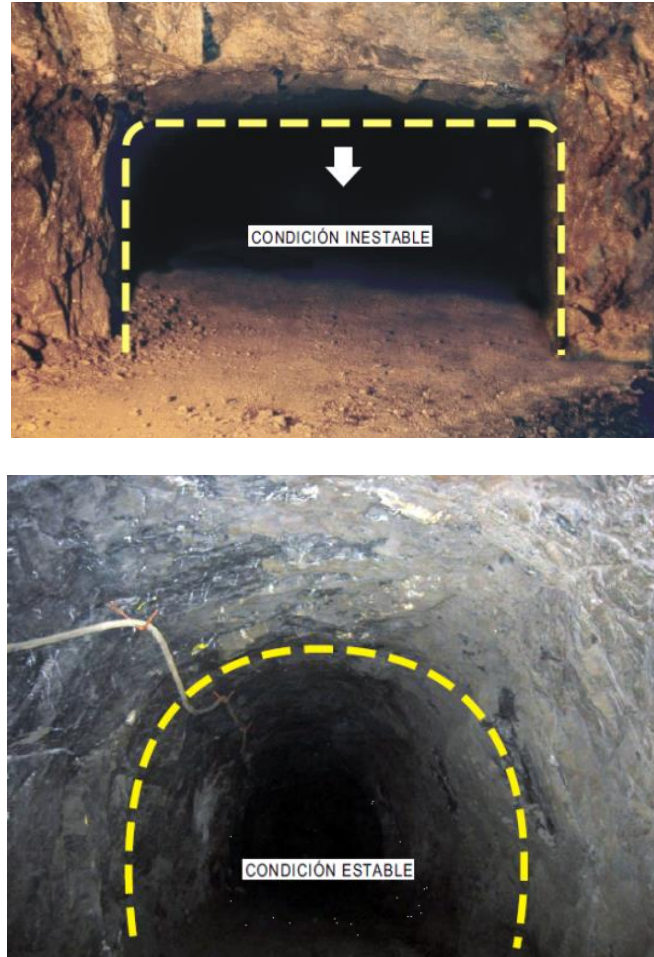


Figura 103 - Influencia de la forma y tamaño de la excavación. La forma en arco de las excavaciones favorece la estabilidad y el reparto de tensiones. En las esquinas se concentran las tensiones y favorecen las inestabilidades. (S.N.M.P.E, 2004).



Figura 104 - Influencia de las dimensiones de la excavación sobre la inestabilidad. Incremento del riesgo al aumentar la sección. (S.N.M.P.E, 2004).

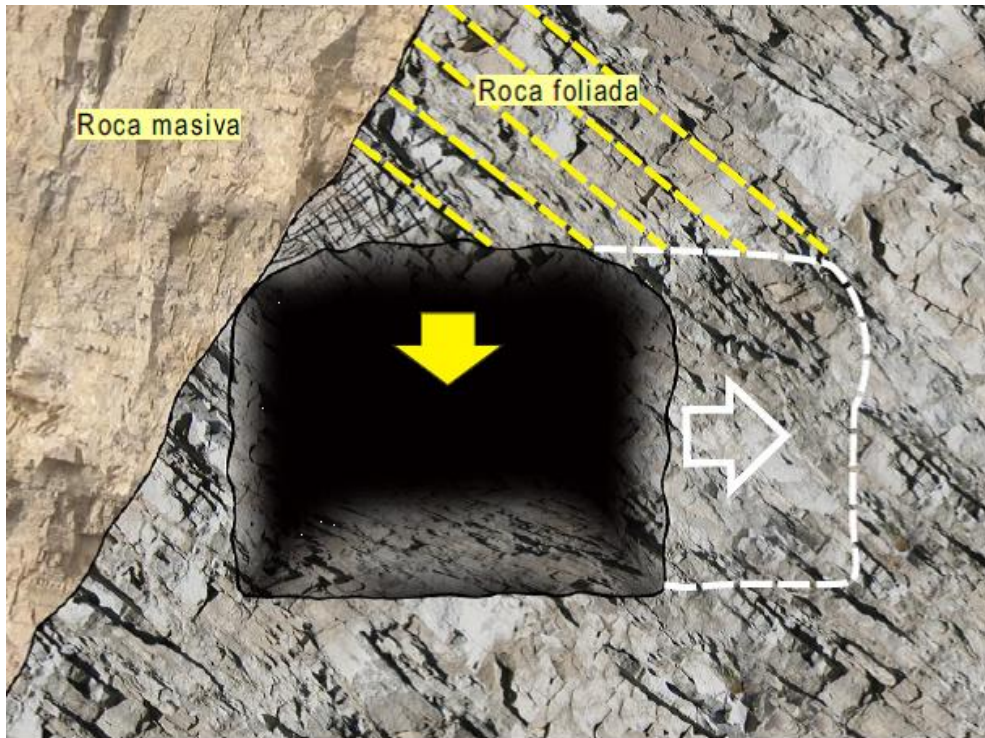


Figura 105 - Incremento del riesgo a originar cuñas potencialmente inestables con el incremento del ancho de la excavación, (S.N.M.P.E, 2004).

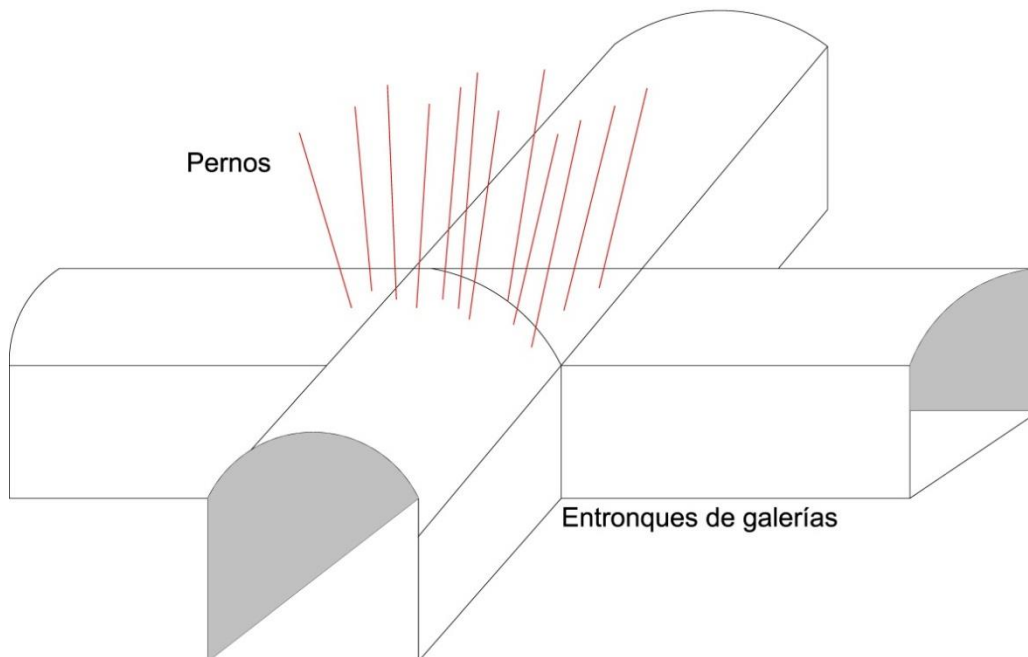


Figura 106 - La intersección de galerías originan zonas de riesgo al concentrar las tensiones y favorecer las deformaciones, requiriendo un sostenimiento adecuado.

- **Avance en terrenos inconsistentes**

Cuando los terrenos son extremadamente inconsistentes con baja resistencia y baja cohesión (carbón), debe adoptarse una metodología basada en una longitud de pase corta (0,5 a 1 m) y una excavación por fases, que podría resumirse en:

1ª: Realización y sostenimiento de la corona de la galería.

2ª: Franqueo y sostenimiento de los hastiales.

3ª: Arranque del repié.

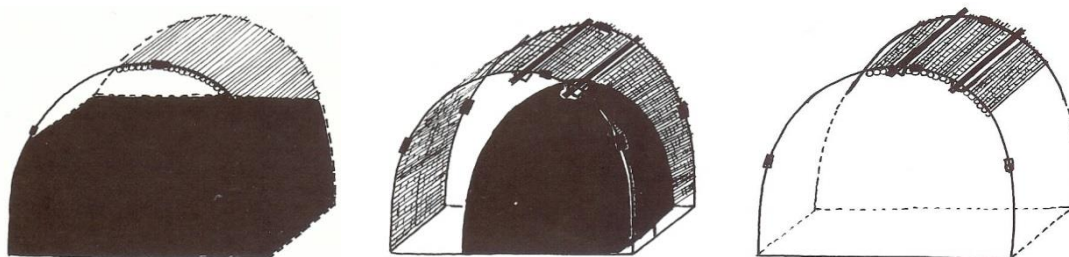


Figura 107 - Fases de excavación en terrenos inconsistentes.

A veces en cuando se trata de pasar pequeños tramos de suelos granulares y con presencia de agua, situados a gran profundidad, se recurre a la consolidación del terreno, ya sea con lechada de cemento o con resinas acurreactivas.

La inyección comienza por un barreno y se considera finalizada cuando la lechada sale por los barrenos adyacentes, en ese momento se cambia de agujero de inyección.

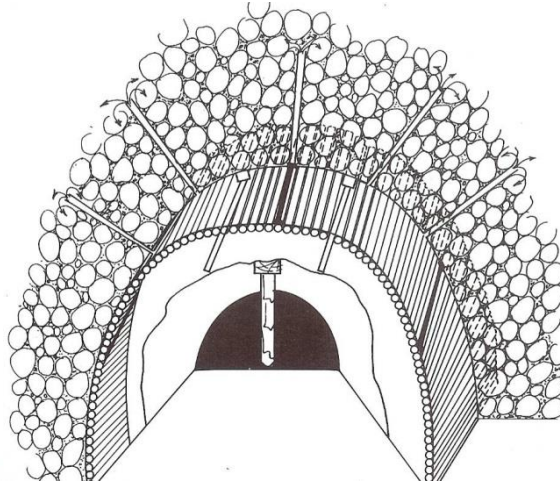


Figura 108 - Inyección de lechada de cemento.

- **Realización de estajas**

Las galerías de mina, sobre todo las de base y cabeza que acompañan a la explotación, se ven sometida tanto a la onda de presión que precede al frente de explotación, como a la onda de presión posterior al paso del citado frente. Igualmente se ven sometidas a los efectos de subsidencia que provoca la explotación.

Los fenómenos citados hacen que estas galerías vayan perdiendo progresivamente su sección inicial y puedan quedar inhabilitadas para prestar los servicios para los que fueron inicialmente construidas.

Con el nombre de “estaja” se conoce a la labor minera consistente en rehacer una galería a sus dimensiones originales.

El método de operación para realizar una estaja en condiciones de seguridad debe seguir, al menos, los siguientes pasos:

- 1º. Observación y saneo de la labor: No se retirará ningún tipo de enrachonada hasta comprobar que no sirven de sostenimiento a posibles bloques de rocas.
- 2º. Limpiar la zona de trabajo, dejándola libre de cualquier tipo de obstáculo.

- 3º. Comenzar la estaja desde un lugar seguro, no influenciado por el deterioro de la galería.
- 4º. Empiquetado de la corona y colocación de la trabanca.
- 5º. Realización y empiquetado de los hastiales.
- 6º. Retirada del cuadro recuperado.

6.4. Medidas técnicas en caso de derrumbes

En la ITC 04.6.05 indica:

“Cuando se produzca un hundimiento del frente de excavación, no debe retirarse el escombros producido, sin haber adoptado antes las siguientes medidas:

- Recabar la correspondiente autorización del técnico responsable de la obra o frente de avance.
- Asegurarse de la calidad del sostenimiento próximo al hundimiento y, en su caso, reforzarlo.
- Cortar la progresión del hundimiento, empleando piquetes, chapas de enfilaje, hormigón proyectado sobreacelerado u otros medios similares.
- Asegurar el comportamiento del sostenimiento provisional colocado, reforzándolo en caso necesario.”

En caso de derrumbe, colapso del frente, formación de campanas o bóvedas...etc. Cuando continúa la caída de derrubios, el tratamiento inmediato, es la estabilización provisional de las paredes y de la campana para evitar que progrese verticalmente. Lo más sencillo es realizarlo mediante hormigón y/o gunita proyectada.

Posteriormente, tras el estudio de cada caso concreto, se ejecutará una estabilización definitiva mediante refuerzo.

7. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

Es fundamental que el sostenimiento utilizado se adecue al tipo de terreno y a sus características geomecánicas y deformacionales. Una vez colocado, es importante realizar inspecciones periódicas del mismo por personal formado y capacitado para poder detectar anomalías y la sintomatología de inestabilidad que pudiera surgir.

Por lo tanto, desde un punto de vista de la Seguridad Minera, la inspección y vigilancia regular de las labores mineras es una necesidad, ya sea mediante los controles que realizan los propios responsables de la mina, o por las inspecciones oficiales de los Servicios Mineros de las Comunidades Autónomas. La carencia de referencias normativas concretas a la hora de establecer los programas de inspección de estos lugares de trabajo, dificulta de manera importante la actuación inspectora de la Autoridades Mineras.

La mayoría de las empresas mineras tienen implantado un sistema de control geotécnico, que se realiza por personas competentes en la materia, que debería registrarse regularmente en el “Libro de órdenes e incidencias” existente con obligatoriedad en todas las explotaciones.

Las inspecciones realizadas por la Autoridad Minera o delegadas en Entidades Colaboradoras de la Administración (E.C.A.), se centran en lo relativo a la prevención de accidentes de trabajo y de enfermedades profesionales, así como la exacta observancia de las normas de seguridad e higiene en el trabajo y cumplimiento de lo establecido en el Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera. Estas inspecciones y vigilancias deberán reflejar recomendaciones y prescripciones obligatorias a implantar con el fin de intentar subsanar o evitar situaciones de riesgo.

Lo idóneo sería que tanto las inspecciones-contrroles internas como externas sean minuciosas, críticas, constructivas y se realicen de manera periódica con el fin de mejorar la seguridad de la mina.

La presente guía aporta una ficha básica orientativa que ayudará a efectuar un correcto proceder en la inspección y el control geotécnico de las labores en una mina subterránea (zonas de riesgo geotécnico y sostenimiento aplicado), basada en las observaciones y recomendaciones reflejadas a lo largo de la guía. Se presenta en el **ANEXO VI- FICHAS ORIENTATIVAS BÁSICAS PARA EL CONTROL GEOTÉCNICO DE LAS LABORES MINERAS.**

La inspección y control de una mina subterránea debería sustanciarse en tres fases bien diferenciadas:

1. Fase Inicial: Comprende la recopilación inicial y verificación técnica de la documentación relativa a la explotación minera.

- Proyecto de explotación y posibles modificaciones (informes y planos).
- Plan de labores.
- Estudios geológicos-geotécnicos del macizo rocoso afectado (sondeos, ensayos, informes, etc.).
- Proyecto de sostenimiento conforme a la ITC 04.6.05 “Sostenimiento de Obras Subterráneas”.
- Informes del Responsable de Seguridad de la Mina, sobre el estado actual e inventario de incidentes /accidentes acaecidos.
- Documentación sobre certificados de calidad de los materiales a utilizar en el sostenimiento.
- Documentación e informes sobre la instrumentación implantada y sistema de auscultación de la mina. Resultados de las Inspecciones rutinarias realizadas por la empresa y el responsable de seguridad.

Finalmente, conocida las características de la mina y la problemática asociada a la explotación, se puede establecer un listado de actividades a realizar y zonas a controlar durante la inspección, elaborando una planificación consensuada con el Director facultativo.

- 2. Fase de desarrollo:** Esta fase supone el desarrollo de todas las comprobaciones de inspección necesarias para verificar la correcta estabilidad geotécnica de la mina, el estado del sostenimiento, las condiciones de inestabilidad y zonas de riesgos geotécnicos y recopilar la información necesaria sobre los mismos.
- 3. Fase de evaluación:** Esta última fase conlleva el procesado de la información obtenida de las inspecciones, y la elaboración del informe donde se reflejen recomendaciones y prescripciones a implantar con el fin de intentar subsanar o evitar situaciones de riesgo.



FINANCIA:



ELABORA:



2015

ANEXO 0



BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

A

AETOS (2014): "Guía técnica. Instrumentación y auscultación el proyecto y construcción de túneles urbanos".

ALAMEDA, P.M., (2014): "Aplicación de nuevas metodologías de adquisición de datos para el análisis de estabilidad de taludes: casos de estudio en materiales foliados de la Cordillera Bética". Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

ATLAS COPCO (2007): "Minig Methods in Underground Mining". Atlas Copco Rock Drills A.B.

B

BARTON, N. (1996): "Investigation, Design and Support of Major Road Tunnels in Jointed Rock using NMT Principles". IX Australian Tunnelling Conference, Sydney, Australia.

BARTON, N. R; CHOUBEY,V.,(1977): "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practique". Rock Mechanics 1/2:1-54. Vienna: Springer.

BIENIAWSKI, Z. T., (1974): "Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling". Third International Congress on Rock Mechanics, ISRM, Denver.

BRADY, B.G.H., BROWN, E.T.: (2004): "Rock Mechanics for Underground Mining". 3ª ed., Kluwer Academic Publishers, The Netherlands.

C

CARBAJAL, A. (2008): "Sistema de Refuerzo de Rocas con Pernos SAFEROCK®". Gerdau AZA S.A.

CARRANZA-TORRES, C. (2004): "Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterium". ISRM SINOROCK 2004 Simposium, China.

CARTER, T.G. & MILLER, R.I. (1995): "Crown pillar risk assessment – cost effective measures for mine closure remediation planning". Trans.Inst.Min.Metl. 104, 41-57.

CARTER, T.G. et al. (2008): "Logistic regression Improvements to the scale span method for dimensioning surface crown pillars over civil or mining openings". American Rock Mechanics Association, Proceedings.

COMUNIDAD DE MADRID (2007): "El recorrido de los minerales". Consejería de Economía e Innovación Tecnológica Dirección General de Industria, Energía y Minas.

CORNEJO, L. (2009): "La industria de la construcción de túneles y la calidad". Asociación Técnica de la Carretera.

CORNEJO, L., SALVADOR, E. (1996): "Manual de Túneles Interurbanos de Carreteras". Gobierno Vasco, Departamento de Transportes y Obras Públicas.

D

DEPARTMENT OF THE ARMY (1997): "Engineering and Designing Tunnels and Shafts in Rock". U.S. Army Corps of Engineers.

DETOURNAY, E. Y ST. JOHN. C.M. (1988): "Design Charts for a Deep Circular Tunnel under Non-uniform Loading". Rock Mechanics & Rock Engineering 21, Springer-Verlag.

DINIS, C. (2007): "Nuevos Desarrollos sobre el Método Extensométrico para monitorizar convergencias en túneles". INGEO Túneles.

F

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, (2011): "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements". Chapter 6 - Rock Tunneling, US Department of Transportation, <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/06.cfm>.

FERRER, M. y GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. (1999): "Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos". Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

G

GALE, W, HEBBLEWHITTE, B. (2005): "Systems Approach to Pillar Design. Module 1: Pillar Design Procedures". Final Report on ACARP Project No. C9018 (Volume 1 of 3).

GALERA, J.M., ÁLVAREZ, M. Y BIENIASKI, Z.T. (2005): "Evaluation of the deformation modulus of rockmasses: comparison of pressurometer and dilatometer tests with RMR prediction". ISP5-Pressio 2005 International Symposium.

GALVIN, J.M. (2008): "Geotechnical Engineering in Underground Coal Mining: Principles, Practices and Risk Management. Manual". Workshop 1: Fundamental Principles and Pillar Systems, ACARP Project No. C14014.

GOBIERNO DE CANARIAS, DIRECCIÓN GENERAL DE INDUSTRIA (2011): "Manual técnico para la ejecución de galerías".

GONZÁLEZ DE VALLEJO, L.I., FERRER, M., ORTUÑO, L. Y OTEO, C. (2004): "Ingeniería Geológica". Pearson Educación, Prentice Hall, Madrid.

GOODMAN, R.E. (1989): "Introduction to Rock Mechanics". 2a ed. John Wiley & Sons.

H

HERRERA, J. (2007): "Elementos de minería". Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Departamento de Explotación de Recursos Minerales y Obras Subterráneas.

HERRERA, J., GÓMEZ, J.P., (2007): "Diseño de Explotaciones e Infraestructuras Mineras Subterráneas". Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Departamento de Explotación de Recursos Minerales y Obras Subterráneas.

HOEK, E. Y BROWN, E.T. (1980): "Underground excavations in rock". London: Institution of Mining & Metallurgy, E&FN SPON, Chapman & Hall.

HOEK, E. (1983): "Strength of jointed rock masses". 23rd Rankine Lecture. Géotechnique 33.

HOEK, E., WOOD, D. (1987) "Support in Hard rock Underground Mines". Underground Support Systems. Edited by J. Udd. (Montreal; Canadian Institute of Mining and Metallurgy).

HOEK, E. Y BROWN, E.T. (1988): "The Hoek-Brown failure criterion". Proc. 15th canadian Rock Mech. Symp. (ed. J.H. Curran). Toronto: Civil Engineering Dept. University of Toronto.

HOEK, E. (1990): "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion". International Journal of Rock Mechanics 12.

HOEK, E., WOOD D. Y SHAH, S. (1992): "A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses". Proc. Rock Characterization symp. ISRM: Eurock '92.(J. Hudson ed.).

HOEK, E. (1994): "Strength of rock and rock masses". ISRM News Journal 2.

HOEK, E., KAISER, P.K. Y BAUDEN, W.F. (1995): "Support of underground excavations in Hard Rock". Balkema, Rotterdam.

HOEK, E. Y BROWN, E.T. (1997): "Practical Estimates of Rock Mass Strength". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34.

HOEK, E., MARINOS, P. Y BENISSI, M. (1998): "Applicability of the Geological Strength Index (GSI): classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation". Bull. Eng. Geol. Env. 57.

HOEK, E. (2000): "Practical Rock Engineering" A.A.Balkema Publishers.

HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. Y CORKUM, B. (2002): "Hoek-Brown failure criterion". Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto.

HOEK, E y DIEDERICHS, M.S. (2006): "Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43.

HOEK, E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM, B. Y DIEDERICHS,M. (2008): "The 2008 Kersten Lecture. Integration of geotechnical and structural design in tunneling", Proceedings University of Minnesota, 56th Annual Geotechnical Engineering Conference. Minneapolis.

HUDSON, J.A., & HARRISON, J.P. (1997): "Engineering Rock Mechanics: an introduction to the principles". Ed. Pergamon.

I

IGME (1985): "Manual de ingeniería geológica". Instituto Geológico y Minero de España.

IGME (1986): "Manual de taludes". Instituto Geológico y Minero de España y la empresa Estudios y Proyectos Técnicos Industriales, S.A. (EPTISA).

INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS (2007): "The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring 1974-2006". Ed. By Ulusay, R. and Hudson J. A.

ITGE, (1984): “Delimitación de las condiciones de utilización para la aplicación de las técnicas de sostenimientos activos en la minería española”. Ministerio de Industria y Energía. Secretaría de la Energía y Recursos Minerales.

J

JORDÁ, L. (2008): “La minería de los metales en la provincia de Madrid: Patrimonio minero y puesta en valor del espacio subterráneo”. Tesis doctoral Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Universidad Politécnica de Madrid.

JORDÁ, L., JORDÁ, R. (2009): “Aproximación al estudio geotécnico de la mina abandonada de San Marcelino, cerro de Peñalventor, Colmenar Viejo, Madrid”.

JORDÁ, L., JORDÁ, R., FERNÁNDEZ, F.J. (2010): “Contribución al conocimiento geotécnico de la Mina Mochi de cara a su musealización”. INGEOPRES, N°195.

JORDÁ, L., (in litt): “Manual básico de clasificaciones geomecánicas índice Q y Rock Mass Rating RMR”. Registrado como obra literaria inédita en La Dirección Nacional de Derechos de Autor y derechos conexos del Instituto Ecuatoriano de la Propiedad Intelectual. Con número de certificado N°GYE-006130 con fecha 12 de junio de 2015.

JORDÁ, L. ROMERO, P.L. (2015): “Evaluación de la estabilidad de las labores y pilar corona en las minas abandonadas de S'Argentera (Ibiza, España) mediante métodos empíricos”. Escuela Superior Politécnica del Litoral, ESPOL.

JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN (1991): “Manual de buena práctica minera respecto al arranque con martillo picador, al avance de las labores y al posteo con madera en minas no mecanizadas”.

JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN (2009): “Recomendaciones básicas para el diseño de las obras incluidas en la ITC 04.6.05. Sostenimiento de Obras Subterráneas”.

K

KAISER, P., DIEDERICHS, M., MARTIN, C., SHARP, J., y STEINER W., (2000): "Underground Works in hard rock tunneling and Mining". Keynote address at GeoEng 2000. Melbourne.

KOVARI, K., LUNARDI, P. (2000): "On the observational method in tunneling". International Conference on Geotechnical & Geological Engineering. Melbourne, Australia, 19-24 November.

L

LEBER, C. & SCHUBERT, W. (2010): "Review of current rock mass characterization practices" Institute for Rock Mechanics and Tunnelling, Graz University of Technology, Austria.

LILLO, J., OYARZUN R. (2013): "Geología estructural aplicada a la minería y exploración minera. Principios básicos". Ediciones GEMM - Aula2punto.net.

LÓPEZ, C. et Al. (2000): "Manual de Túneles y Obras Subterráneas", Madrid. Ed. CARLOS LÓPEZ JIMENO.

LORIG, L. (2009): "Aplicación de Modelos Numéricos Continuos y Discontinuos al Análisis de Excavaciones Subterráneas en Macizos Rocosos". Jornada Técnica de Cálculo de Túneles, SEMR, Madrid.

LUNARDI P. (1982): "Problemi geomeccanici nella realizzazione delle grandi cavità". Dagli atti del convegno sul tema "Lo spazio in sotterraneo come nuovo utilizzo del territorio", Bolzano.

M

MARTIN, C.D., CHRISTIANSSON, R., SOEDERHAELL, J. (2001): Rock stability considerations for siting and constructing a KBS-3 repository". Svensk Kärnbränslehantering AB.

MELIS, M.; OTEO, C.; R. ORTIZ, J.M. (1999): “Estrategia geotécnica aplicada a la Ampliación del Metro de Madrid, 1995-99”. Libro Homenaje a J.A. Jiménez Salas, Ed. CEDEX –SEMR.

MTC (2014): "Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias 2.014". Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú a través de la Dirección General de Ferrocarriles.

P

PALMSTROM, A. BROCH E. (2006): “Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q system”. Tunnels and Underground Space Technology, vol. 21.

PALMSTROM, A. (2005): “ Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD)”. Tunnels and Underground Space Technology 20.

PANET, M. (1995): “Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence Confinement”. Presses de l’École Nationale des Ponts et Chaussées, París, Francia.

PELÁEZ, M. (2000): “Auscultación: seguimiento y control de túneles”. INGEO Túneles.

PELÁEZ, M. et al. (2014): “Guía técnica de diseño, fabricación y puesta en obra del hormigón proyectado en obras subterráneas. Grupo de trabajo WG-6 HORMIGÓN PROYECTADO”. AETOS.

PIER, P. (1997): “Tecniche di Back-Analysis per il Miglioramento della Conoscenza della Rocca nelle Costruzioni in Sotterraneo”. GEAM GeolIngegneria Ambientale e Mineraria, N°. 91.

PRIEST, S.D. Y BROWN, E.T. (1983): “Probabilistic stability analysis of variable rock slopes”. Trans. Instn. Min. Metall. ,section A.

R

RAMÍREZ, P., LAÍN, R., FERNÁNDEZ, A. (1980): “Dimensionado del sostenimiento en galerías y túneles”. Fundación Gómez Pardo, Servicio de Publicaciones, ETSIM, UPM.

RAMÍREZ, P., DE LA CUADRA I., LAÍN R., GRIJALBO, E. (1984): “Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea”. Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

RAMÍREZ, P. DE LA CUADRA I., LAÍN R., LUMBRERAS, H., VIAR, P. (1985): “Control de estratos en tajos subterráneos de la minería del carbón”. Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

RAMÍREZ, P., ALEJANO L., (2008): “Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes”. Máster Internacional “Aprovechamiento sostenible de los recursos minerales”. Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

ROMANA, M. (2001): “Recomendaciones de Excavación y Sostenimiento para Túneles”. Revista de Obras Públicas Nº 3408.

RUSSO, G. (2009): “A new rational method for calculating the GSI”. Tunnelling and Underground Space Technology 24. Elsevier.

S

SOCIEDAD NACIONAL DE MINERÍA, PETRÓLEO Y ENERGÍA (2004): “Manual de Geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea”. Perú.

SOLA Y DEL SAZ (2007): “Curso de Geotecnia para Infraestructuras. Tema 23: Instrumentación”.

T

TORRES M., LÓPEZ C. (2006) "Geología y geotecnia de las obras subterráneas en ejecución en el Principado de Asturias, 2.006". Curso Universidad de Oviedo.

TRABADA J. et al. (2007): "Control y Seguimiento Geotécnico de los diversos Planes de Ampliación del Metro de Madrid". INGEO Túneles.

TWISS Y MOORES (2007): "Structural geology". 2nd ed. W. H. Freeman, New York.

Catálogos comerciales de fabricantes:

GEOBRUGG, GEODATA, SOIL INSTRUMENTS, SOIL EXPERIS, INTERFELS, ALWAG Systems grupo DYWIDAG, ATLAS COPCO, TEDESA, GERDAU AZA, TRANSGOAL S.L., MINOVA grupo ORICA, EMICO, JENNMAR, SPLIT SET MINING SYSTEMS, BULTEK, MAXMEN S.L., MECANIZACIÓN Y MINERÍA S.A., SIREG SPA, GIS IBÉRICA S.L., CONTROLS S.A., DAEDONG INSTRUMENTS, SENSOGEO S.A..

2015

ANEXO I



CERTIFICACIÓN DE PRODUCTOS

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	CERTIFICACIÓN.....	1
3.	DECLARACIÓN DE CONFORMIDAD.....	1
4.	PRODUCTOS.....	2
4.1.	Productos que requieren certificado de tipo.....	2
4.2.	Productos que requieren certificado de tipo y control de fabricación.....	2
5.	NORMATIVA DE OBLIGADO CUMPLIMIENTO.....	2
5.1.	Sistemas de bulonado.....	2
5.2.	Cuadros metálicos deslizantes de acero para sostenimiento.....	2

1. INTRODUCCIÓN

En base a las Instrucciones Técnicas complementarias, ITC 12.0.01. CERTIFICACIONES Y HOMOLOGACIONES, ITC 12.0.02. NORMAS TÉCNICAS DE OBLIGADO CUMPLIMIENTO. Modificadas por ORDEN ITC/1683/2007, de 29 de mayo. En los trabajos relativos a la presente guía se tendrá en cuenta que ciertos elementos requieren de certificación.

2. CERTIFICACIÓN

Procedimiento mediante el cual una tercera parte garantiza por escrito que un producto, proceso o servicio cumple los requisitos establecidos.

3. DECLARACIÓN DE CONFORMIDAD

Declaración de un fabricante o mandatario, por la que expresa, bajo su exclusiva responsabilidad, la conformidad de un producto, proceso o servicio, con unos determinados requisitos.

Procedimiento de evaluación de la conformidad:

- Examen de tipos o unidades: Es el procedimiento por el cual un Laboratorio Oficial Acreditado examina el diseño y se realizan las pruebas necesarias para verificar el cumplimiento de los requisitos que son de aplicación a un producto particular. Según la naturaleza de los requisitos aplicables, como resultado del examen se emitirá uno de los siguientes documentos:
 - Un certificado de control, en el que se acredita el cumplimiento de los requisitos de seguridad que se establecen en especificaciones técnicas, en criterios técnicos o en instrucciones técnicas.
 - Un Certificado de Conformidad, en el que se acredita el cumplimiento de los requisitos de una norma o de un proyecto.

- Control de la fabricación de los productos: Es el procedimiento por el cual se examina, mediante auditorías e inspecciones, el control de la fabricación de los productos al objeto de verificar su conformidad con los prototipos aprobados. Las auditorías e inspecciones serán realizadas por un Laboratorio Oficial Acreditado.

4. PRODUCTOS

En el caso que nos atañe, los productos que requieren evaluación de la conformidad nacional son los siguientes:

4.1. Productos que requieren certificado de tipo

- Productos para ser utilizados en cualquier emplazamiento:
 - Sistemas de bulonado.

4.2. Productos que requieren certificado de tipo y control de fabricación

- Productos para ser utilizados en cualquier emplazamiento:
 - Cuadros metálicos deslizantes de acero para sostenimiento.

5. NORMATIVA DE OBLIGADO CUMPLIMIENTO

Según la ITC.12.01.02, es de obligado cumplimiento la siguiente:

5.1. Sistemas de bulonado

- UNE 22781 Bulonado. Bulones de anclaje puntual.
- UNE 22782 Bulones de anclaje repartido de uso en minería.

5.2. Cuadros metálicos deslizantes de acero para sostenimiento

- PNE 22725 Cuadros metálicos deslizantes de acero para sostenimiento.

2015

ANEXO II



ENTIBACIÓN CON MADERA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Tipos de unión entre los elementos de un cuadro de madera	4
1.1.1. Unión en boca de lobo.....	4
1.1.2. Unión en talla simple.....	5
1.1.3. Unión en talla doble.....	6
1.2. Tipos de unión entre el pie de cuadro y el piso de galería	7
1.3. Cuñas y guarnecido.....	9
1.4. Refuerzo de un sostenimiento realizado con madera.....	10
1.5. Control del sostenimiento con madera	12

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Sostenimiento de galería con cuadros de madera. Mina Solita de Bembibre (Foto: L.Jordá). 1	
Figura 2- Sostenimiento de galería buzamiento estratos < 40º. (Museo Minero Escucha)	3
Figura 3- Sostenimiento de galería con madera "Mina visitable Barruelo de Santullán" (Inproobras, S.L.).....	3
Figura 4- Unión en boca de lobo (JCYL, 1991)	5
Figura 5- Unión en talla simple (JCYL, 1991)	5
Figura 6- Unión en talla doble (JCYL, 1991).....	6
Figura 7- Recuperación de galería "Mina Solita" (Inproobras, S.L.)	7
Figura 8- Unión pies de cuadro, piso de galería (JCYL, 1991).....	8
Figura 9- Cuñas y guarnecido (JCYL, 1991).....	9
Figura 10- Refuerzo con doble trabanca (JCYL, 1991).....	10
Figura 11- Refuerzo con longarina y tornapuntas (JCYL, 1991).....	11
Figura 12- Refuerzo con longarina, doble trabanca, doble pie y contratrabanca (JCYL, 1991)	11
Figura 13- Cuadros metálicos sobre cuadros de madera y guarnecido de madera (Inproobras, S.L.).....	12

1. INTRODUCCIÓN

La madera ha sido el material más utilizado en minería como elemento de sostenimiento hasta el final de la 2ª Guerra Mundial. Desde entonces, el acero (en forma de cuadros o de bulones) lo ha venido sustituyendo progresivamente hasta convertirse en el material más usado, solo o en combinación con el hormigón proyectado, para el sostenimiento de excavaciones subterráneas.

La razón para seguir considerando a la madera como un material de sostenimiento es que todavía, en muchos lugares del mundo sigue utilizándose en las pequeñas minas de carbón y minas metálicas.



Figura 1- Sostenimiento de galería con cuadros de madera. Mina Solita de Bemibre (Foto: L.Jordá).

La madera es un material de poco peso, fácilmente transportable y fácilmente manipulable en los sistemas de sostenimiento. La madera de eucalipto tiene una densidad de $0,73 \text{ gr/cm}^3$ y una resistencia a la flexión de 1.200 kg/cm^2 . Es once veces más ligera pero dos veces más débil que el acero. Esto hace que la madera sea un material económico que se utiliza en los sostenimientos provisionales.

La madera tiene ventajas y desventajas, entre las primeras pueden citarse, sin que sean las únicas, las siguientes:

- 1ª. Es ligera, fácilmente transportable, cortable, manipulable y transformable en la forma de un sostenimiento minero.
- 2ª. Rompe a lo largo de estructuras fibrosas bien definidas, dando señales visibles y audibles antes de fallar por completo. Esto ha dado a la madera una ventaja psicológica para los mineros frente al acero.
- 3ª. Las piezas que rompen pueden utilizarse como cuñas, rellenos, etc.

Entre las segundas pueden considerarse las siguientes:

- 1ª. Las resistencias mecánicas a flexión, a tracción, a pandeo, a cortante, a compresión son dependientes de la estructura fibrosa y hay defectos naturales que ocurren dentro de la madera.
- 2ª. La humedad tiene un efecto muy pronunciado en la resistencia.
- 3ª. Muchos hongos que viven en condiciones de humedad afectan a la madera, disminuyendo considerablemente su resistencia.
- 4ª. La madera es un material combustible, y el fuego puede extenderse rápidamente en el sostenimiento, produciendo gases venenosos.

En función del buzamiento de la estratificación, y con el objeto de hacer la menor sobreexcavación posible, los cuadros a colocar para el sostenimiento de las galerías pueden diferir en su geometría, pero normalmente están constituidos por los mismos elementos, una trabanca y dos pies. Es muy importante en este tipo de sostenimiento que las uniones entre los diferentes elementos del cuadro y entre los pies del cuadro y el piso de la galería se efectúen correctamente.

Asimismo es imprescindible establecer una correcta unión entre cuadros y paramentos, incluyendo cuñas y guarnecido si es necesario.



*Figura 2- Sostenimiento de galería buzamiento estratos < 40°.
(Museo Minero Escucha)*



*Figura 3- Sostenimiento de galería con madera "Mina visitable Barruelo de Santullán"
(Inproobras, S.L.)*

Cuando la presión es elevada se puede reforzar el sostenimiento mediante colocación de puntales entre trabanca, arriostamiento entre trabanca y pies de cuadro, doblaje de pies de cuadro, doblaje de trabanca, puntal entre pies de cuadro, enmaderamiento con longarinas, dependiendo de la zona a reforzar y si la presión se ejerce desde los hastiales o desde el techo.

1.1. Tipos de unión entre los elementos de un cuadro de madera

Los elementos que componen un cuadro de madera para galería (pié y trabanca) pueden unirse de las siguientes formas:

- Unión en boca de lobo.
- Unión en talla simple.
- Unión en talla doble.

En cual quiera de los casos debe buscarse el máximo contacto entre las superficies de unión, por lo que es aconsejable la máxima similitud entre diámetros de trabancas y pies de cuadros.

1.1.1. Unión en boca de lobo

Este tipo de unión resiste bien a los esfuerzos verticales, pero se comporta mal ante los esfuerzos laterales, por lo que solamente debe utilizarse cuando las solicitaciones esperadas sean del primer tipo.

Para que la unión en boca de lobo ofrezca las máximas garantías deben cumplirse las siguientes condiciones:

- No labrar el pie en punta, se evitará la rotura de la trabanca cuando entre en carga.
- Redondear el fondo de la boca de lobo con profundidad acorde al diámetro de la trabanca a colocar. La boca de lobo no debe hacerse demasiado plana, ya que podría facilitar el rodamiento de la trabanca.



Figura 4- Unión en boca de lobo (JCYL, 1991)

1.1.2. Unión en talla simple

Esta unión resiste bien a las presiones verticales y se comporta mejor que la unión de boca de lobo ante empujes laterales.

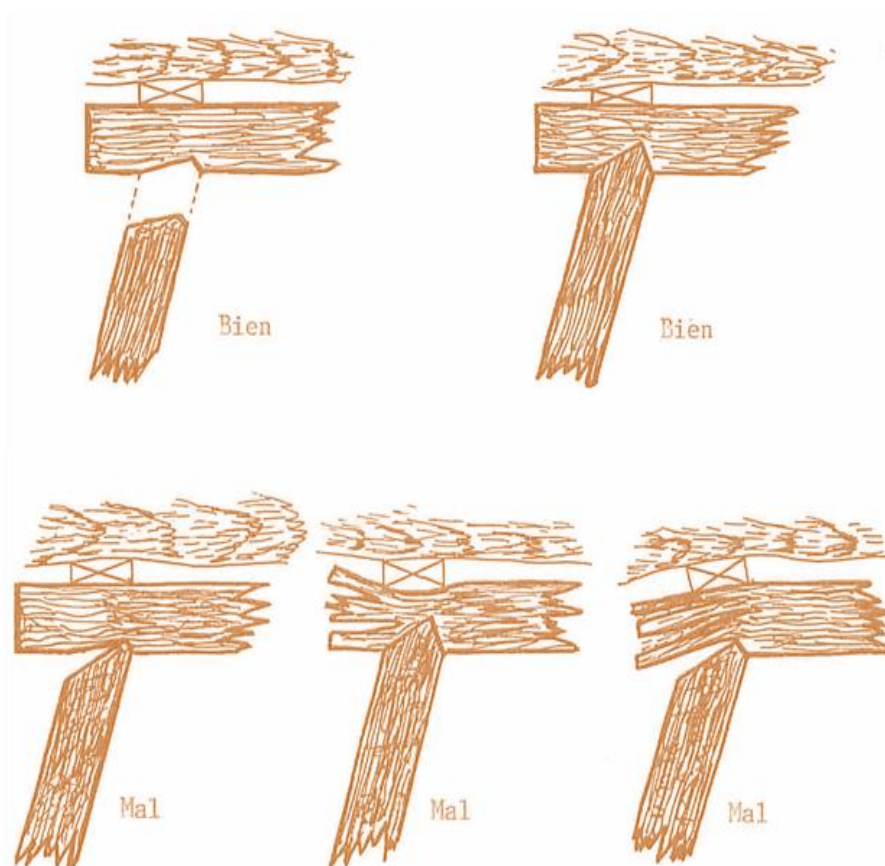


Figura 5- Unión en talla simple (JCYL, 1991)

Al realizar este tipo de unión deben tomarse las siguientes precauciones:

- La cabeza del poste de pie no debe ser puntiaguda, se corre el riesgo de que se clave en la trabanca y acabe rompiéndola.
- No realizar las dos tallas (en pie y en trabanca al mismo tiempo), sino una después de otra para asegurar un encaje perfecto.
- No dejar las orejas de la trabanca demasiado largas, ya que pueden romper fácilmente.
- Los pies de cuadro deben colocarse ligeramente inclinados (unos 5°) para evitar que las presiones laterales los descalcen.

1.1.3. Unión en talla doble

En este tipo de unión la talla se realiza tanto sobre la trabanca como sobre el pie de cuadro, es la mas conveniente para oponerse a los esfuerzos laterales.

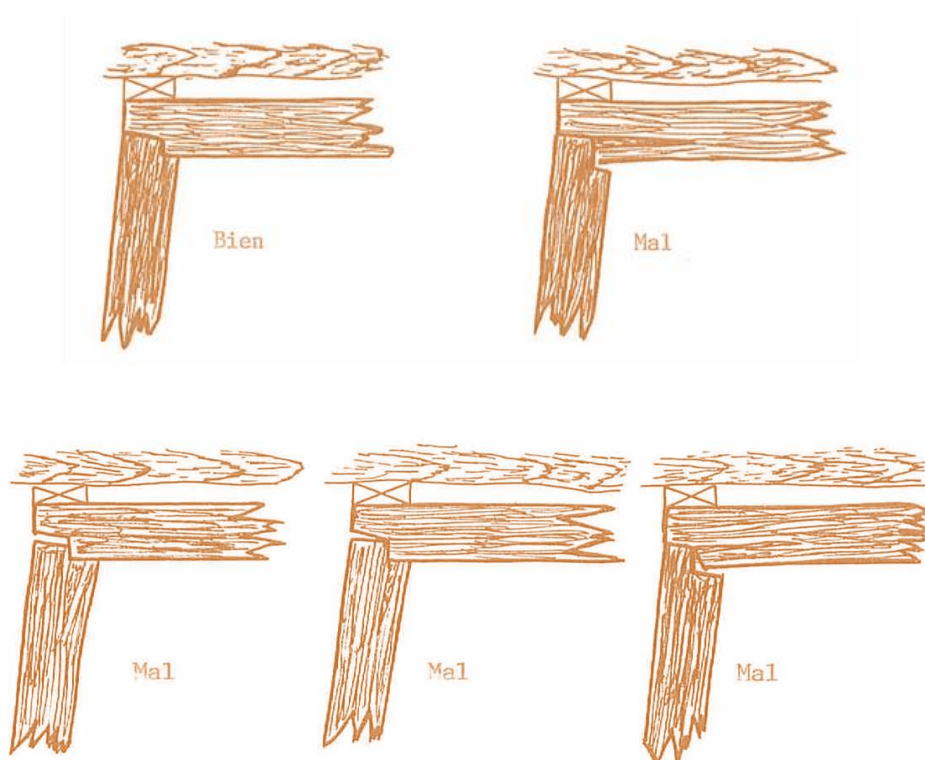


Figura 6- Unión en talla doble (JCYL, 1991)

Al realizar este tipo de unión deben tomarse las siguientes precauciones:

- Las tallas en la trabanca y en el pie de cuadro deben realizarse cuidadosamente, para que el encaje entre ambas sea perfecto.
- Para asegurar un encaje perfecto entre la trabanca y el pie del cuadro, las dos tallas no deben realizarse al mismo tiempo.
- Para evitar que las presiones laterales descalcen los cuadros, éstos se colocarán ligeramente inclinados (unos 5°).



Figura 7- Recuperación de galería "Mina Solita" (Inproobras, S.L.)

1.2. Tipos de unión entre el pie de cuadro y el piso de galería

La unión a realizar entre los pies de cuadro y el piso (muro) de la galería dependerá de la resistencia del terreno sobre el que se apoyen los pies de cuadro.

Pueden emplearse las siguientes uniones:

- ❑ **Base de pie de cuadro biselado y pequeña balsa en el piso:** aconsejable cuando la roca del piso tiene una resistencia media-alta (areniscas, pizarras fuertes, etc.)
- ❑ **Base de pie de cuadro plana:** aconsejable cuando la roca del piso tiene una resistencia baja (lutitas, arcillas consolidadas, etc.)
- ❑ **Base de pie de cuadro biselada y unida a una solera:** aconsejable cuando la roca del piso es muy blanda (esquistos, arcillas, etc.)

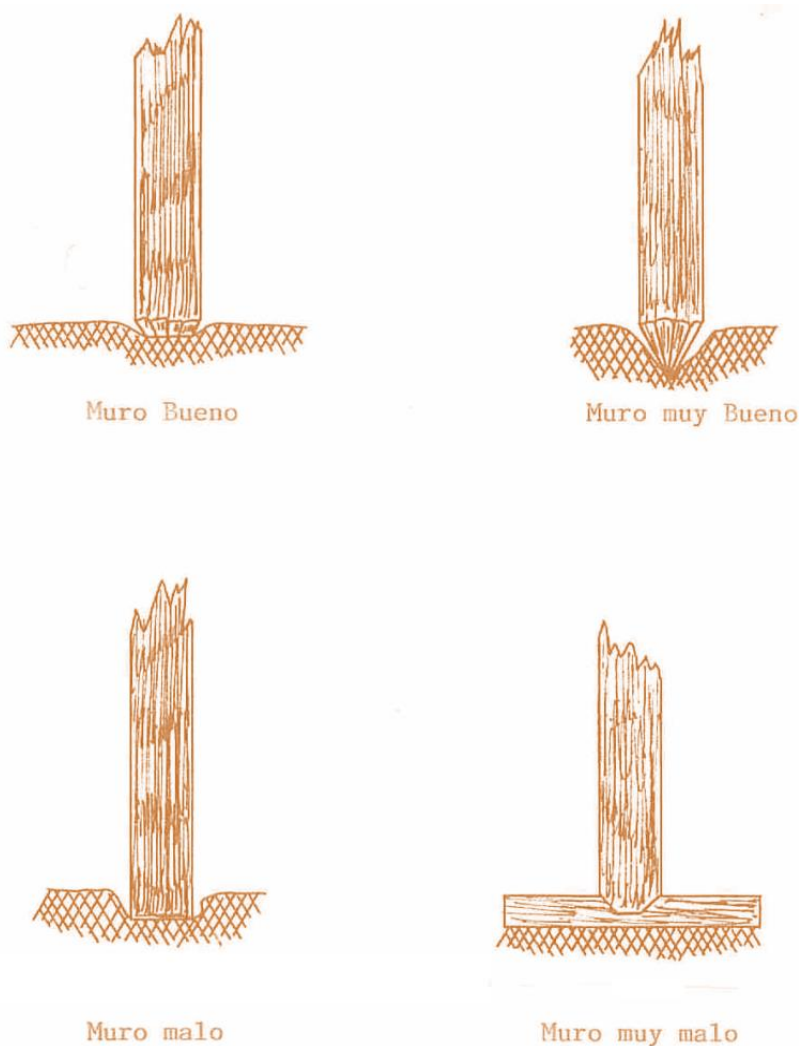


Figura 8- Unión pies de cuadro, piso de galería (JCYL, 1991)

1.3. Cuñas y guarnecido

A veces y debido a las sobreexcavaciones que se producen en el terreno no es posible establecer una correcta unión entre cuadros y paramentos, en estos casos la interacción terreno/sostenimiento debe realizarse a través de elementos auxiliares, siendo las cuñas y el guarnecido los más usuales. En la minería más tradicional las cuñas son de madera y el guarnecido se realiza con madera o escombros. Las cuñas deben ser suficientemente largas y anchas para poder repartir las presiones que reciben. Cuando sea necesario introducir una cuña por caída de estratos del techo **nunca será de sección circular**, ya que podría rodar, en este caso **la cuña debe ser plana**.

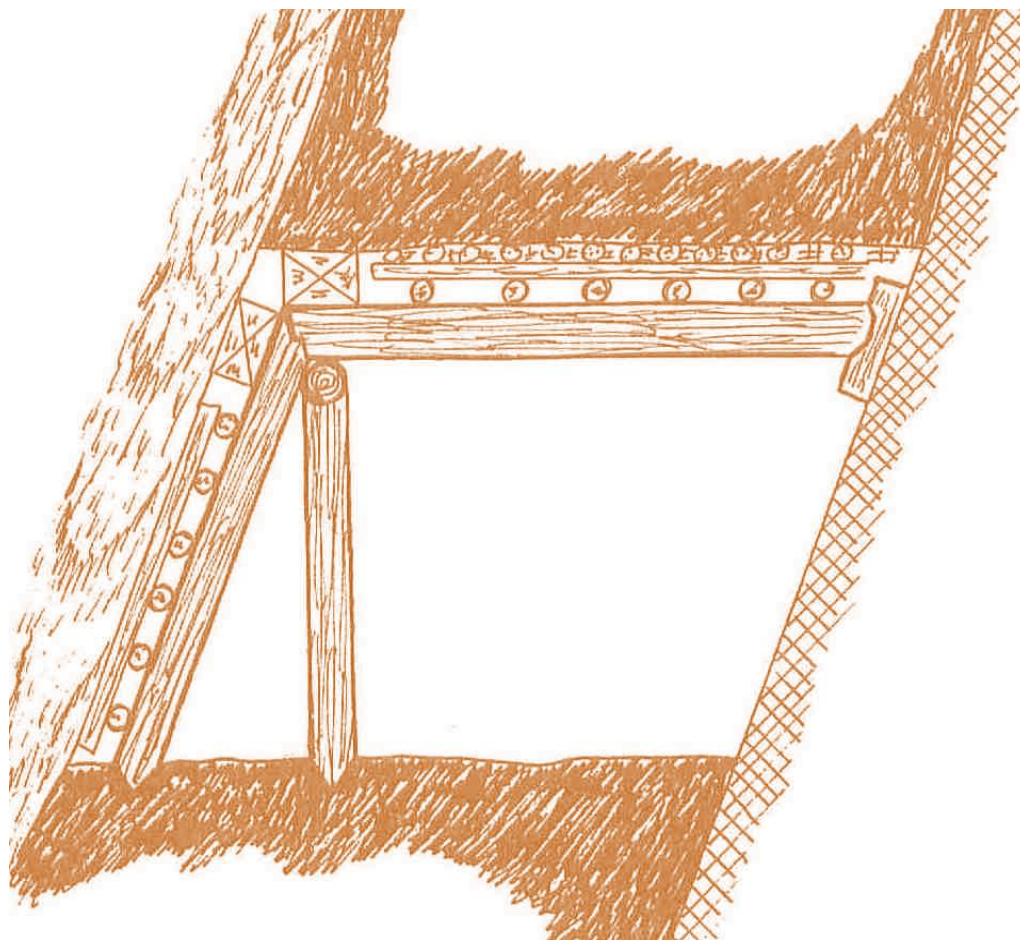


Figura 9- Cuñas y guarnecido (JCYL, 1991)

1.4. Refuerzo de un sostenimiento realizado con madera

Cuando las presiones del terreno sobre el sostenimiento son muy elevadas es conveniente proceder al refuerzo del sostenimiento, lo que puede lograrse de las siguientes formas:

- Intermediando, si hay espacio, cuadros completos entre los ya colocados.
- Doblando las trabancas.
- Doblando los pies de cuadro.
- Solidarizando varios cuadros mediante una o más longarinas.

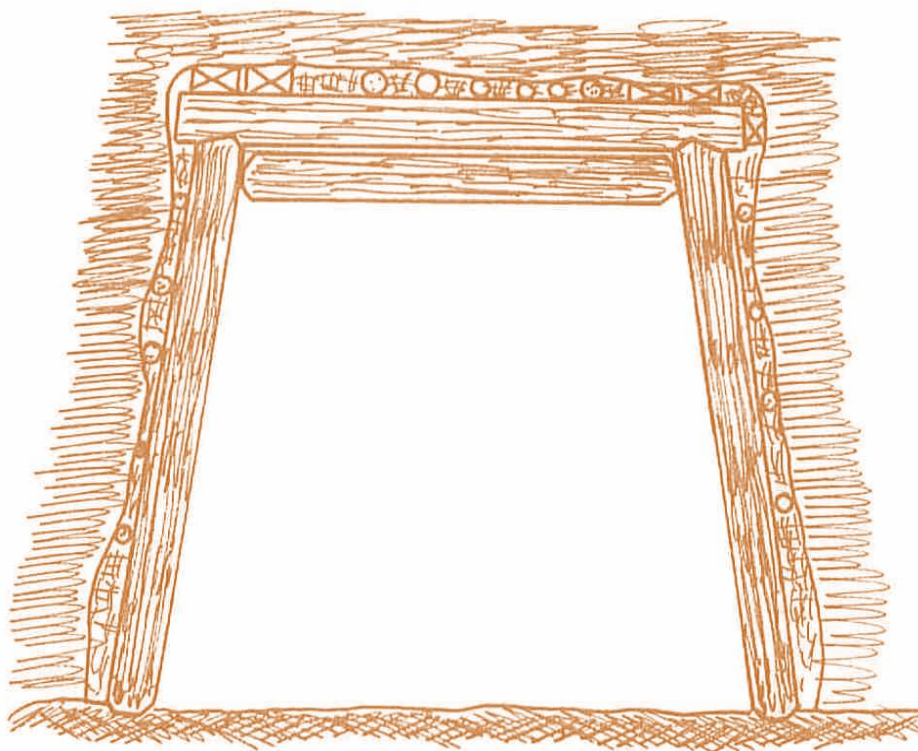


Figura 10- Refuerzo con doble trabanca (JCYL, 1991)

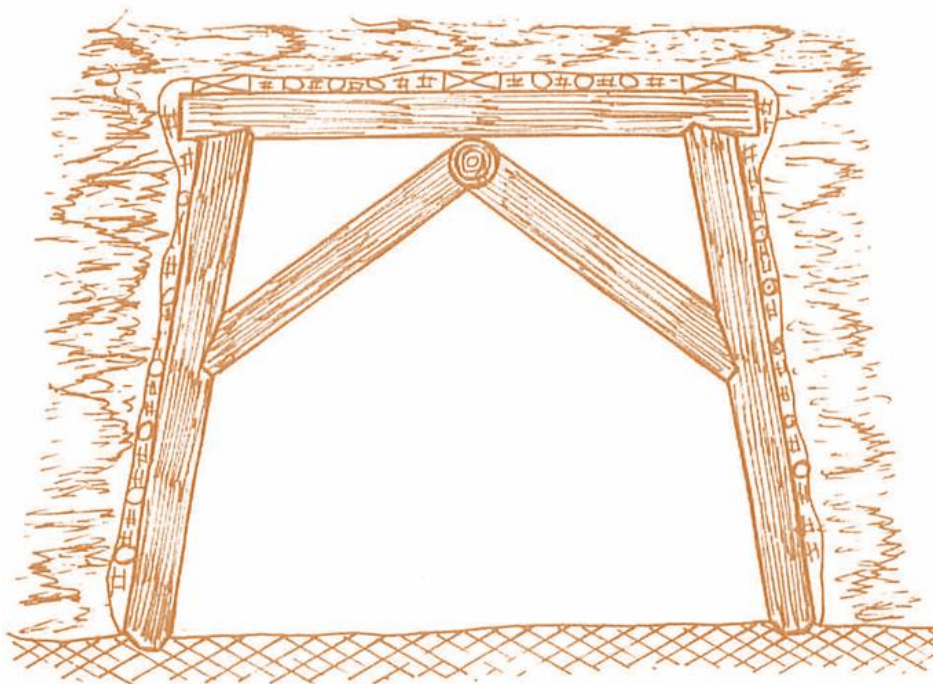


Figura 11- Refuerzo con longarina y tornapuntas (JCYL, 1991)

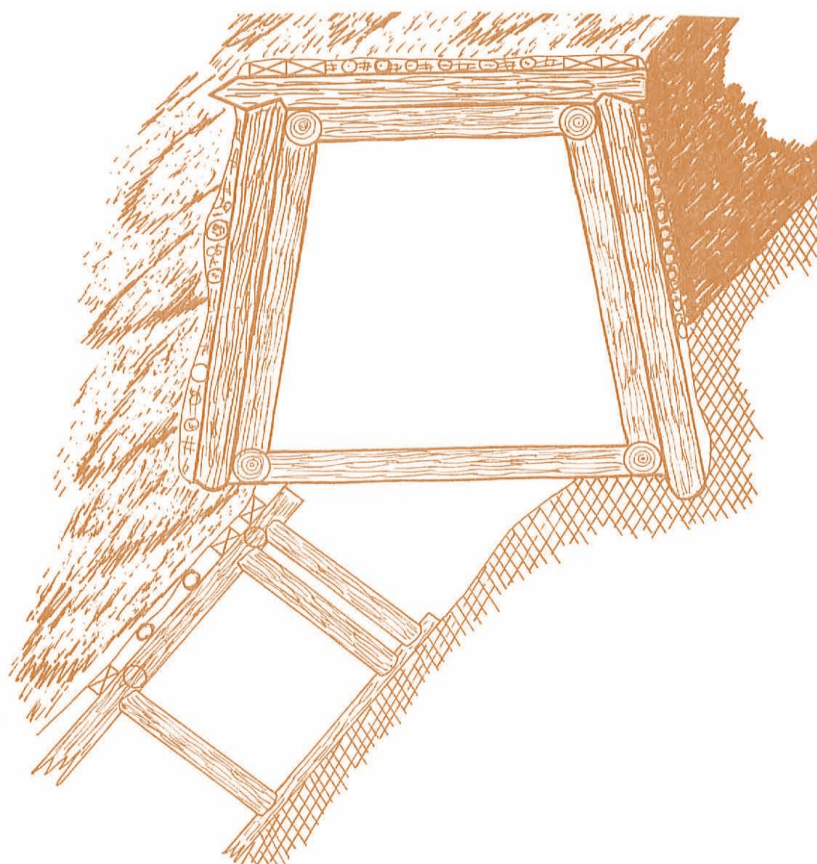


Figura 12- Refuerzo con longarina, doble trabanca, doble pie y contratranca (JCYL, 1991)



Figura 13- Cuadros metálicos sobre cuadros de madera y guarnecido de madera (Inprobras, S.L.)

1.5. Control del sostenimiento con madera

El buen funcionamiento de la interacción terreno/sostenimiento implica, tanto que sus elementos constituyentes estén solidarizados y en buenas condiciones, como que exista contacto entre el sostenimiento colocado y el terreno.

En función de lo anterior, cuando se quiera inspeccionar el sostenimiento de una galería realizado con cuadros de madera deberá comprobarse, al menos, que:

- Los cuadros están perfectamente aplomados (no están desplazados hacia delante o hacia atrás, ni la trabanca ni los pies).
- Existe interacción terreno/sostenimiento, directamente o mediante cuñas y guarnecido.
- No existen roturas ni en la trabanca ni en los pies.
- El guarnecido no está roto.

- Las piezas que componen el cuadro (trabanca y pies) no están desplazada o fuera de los encajes que forman la unión.
- Los cuadros están unidos mediante tresillones, para que el sostenimiento trabaje solidariamente.
- Los pies de cuadros no están descalzados.

2015

ANEXO III



PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE R.C.S.	2
2.1.	Ensayo de Resistencia a la Compresión Simple	2
2.2.	Ensayo de Resistencia a la Compresión Triaxial	4
2.3.	Ensayos de carga puntual PLT (Point Load Test)	5
2.4.	Ensayo martillo Schmidt.....	6
2.5.	Índices de calidad.....	10
3.	RQD ROCK QUALITY DESIGNATION	11
4.	DETERMINACIÓN DEL ESTADO DE LAS JUNTAS.....	14
4.1.	Espaciado.....	14
4.2.	Continuidad o persistencia	16
4.3.	Rugosidad.....	17
4.4.	Apertura	19
4.5.	Relleno	21
4.6.	Alteración	22
5.	PRESENCIA DE AGUA	23
6.	ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES.....	23
7.	PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL ÍNDICE Q	23
7.1.	Calidad del testigo RQD.....	23
7.2.	Número de familias de juntas J_n	24
7.3.	Índice de rugosidad de las discontinuidades J_r	24
7.4.	Meteorización de las juntas J_a	25
7.5.	Agua en las juntas J_w	26
7.6.	Tensiones en la excavación SRF	26

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Ábaco para obtención de la valoración o puntuación de la resistencia de la roca del RMR en función de la resistencia a compresión uniaxial (Bieniawski, 1989).....	2
Figura 2- Equipo para ensayo de resistencia a compresión simple, (Estudios Mikar S.L.).....	3
Figura 3- Ensayo triaxial, círculo de Mohr en rotura.....	4
Figura 4- Ensayo de carga puntual con Prensa Franklin (Inproobras S.L.).....	5
Figura 5- Ensayo con martillo SCHMIDT (Inproobras S.L.).....	8
Figura 6- Relación entre la densidad de la roca, la resistencia a compresión y el número de rebote, (Miller 1965, Brown 1981).....	9
Figura 7- Procedimiento para estimación del RQD tomando como ejemplo una determinada maniobra de sondeo (traducido de Deere, Jordá et al in litt).....	11
Figura 8- Ejemplo de valores mínimo y máximo de RQD para diferentes densidades de juntas en sondeo (Palmstrom, 2001).....	11
Figura 9- Ábaco para obtención de la valoración o puntuación del RQD (Bieniawski, 1989).....	12
Figura 10- Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudsonm 1989, tomada de González de Vallejo et al,2004.).....	14
Figura 11- Medida del espaciado entre discontinuidades.....	15
Figura 12- Diagramas mostrando distintos modelos de continuidad de varias familias de discontinuidades (ISRM, 1981, tomada de González de Vallejo et al.2004.).....	16
Figura 13- Ondulación y rugosidad de una superficie de discontinuidad (González de Vallejo et al. 2004.).....	17
Figura 14- Rugosidad y perfiles de rugosidad (Brown, 1981).....	18
Figura 15- Método de los discos para medida de la rugosidad en discontinuidades (ISRM, 1981, tomada de González de Vallejo et al.2004.).....	19
Figura 16- Apertura de las discontinuidades (Brown, 1981).....	20
Figura 17- Junta clase VI, ancha. Granito de Valdemanco, CAM (Foto: A.Berrocal).....	21
Figura 18- Relleno de discontinuidades (Brown, 1981).....	21
Figura 19- Relleno arcilloso con vegetación en juntas de afloramiento rocoso de granito de Valdemanco, CAM (Foto: A.Berrocal).....	22

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Clasificación RCS en función de ensayos de campo con martillo de geólogo.....	10
Tabla 2 - Descripción del tamaño de bloque en función del nº de discontinuidades (ISRM, 1981).	13
Tabla 3 - Calidad de la roca en función de RQD (Deere et al, 1967).....	13
Tabla 4 - Descripción del espaciado (ISRM, 1981).....	15
Tabla 5 - Descripción de la continuidad (ISRM 1981).....	16
Tabla 6 - Descripción de la apertura (ISRM, 1981).....	20
Tabla 7 - Grado de meteorización de los labios de una discontinuidad (Bieniawski, 1989).....	22
Tabla 8 - Valoración del índice de diaclasado (Barton, 2000).	23
Tabla 9 - Valoración del índice de diaclasado (Barton, 2000).	24
Tabla 10 - Valoración de la rugosidad de las discontinuidades (Barton, 2000).....	24
Tabla 11 - Valoración de la meteorización de las juntas <i>Ja</i> (Barton, 2000).	25
Tabla 12 - Factor de reducción por la presencia de agua <i>Jw</i> (Barton, 2000).....	26
Tabla 13 - Valoración del factor de tensiones en la excavación <i>SRF</i> (Barton, 2000).....	27

1. INTRODUCCIÓN

Es un hecho conocido que durante la construcción de las obras subterráneas (galerías túneles, cámaras, etc.) excavadas con procedimientos convencionales es necesario, con cierta frecuencia, cambiar el sostenimiento que se está aplicando, lo cual se realiza, generalmente, apoyándose en el valor del Índice de Calidad de la clasificación geomecánica que se esté utilizando.

La determinación de los parámetros que definen cualquiera de los Índices de Calidad normalmente empleados se pueden obtener con, ensayos de laboratorio, extracción de testigos, mediciones directas sobre el frente de avance, ensayos “in situ”, etc.

Normalmente, de una manera u otra, los parámetros considerados en las clasificaciones actualmente más utilizadas en obras subterráneas (RMR y Q) son los siguientes:

- Resistencia a la compresión simple de la roca intacta: RMR.
- RQD del macizo rocoso: RMR y Q.
- Naturaleza de las juntas (espaciado, rugosidad, meteorización, continuidad, existencia de agua, continuidad, apertura, relleno, etc.): RMR.
- Presencia de agua: RMR.
- Orientación de las discontinuidades respecto al eje de la excavación: RMR.
- Número de familias de discontinuidades: Q.
- Meteorización de las juntas: Q.
- SRF, Stress Reduction Factor. Factor dependiente de las tensiones: Q.

Para cada Índice de Calidad: RMR, Q, etc, se tomarán, de los parámetros citados, los que intervengan en su determinación.

2. RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE R.C.S.

El valor de este parámetro está referido a la roca intacta, y se expresa en MPa, puede determinarse por los procedimientos descritos a continuación:

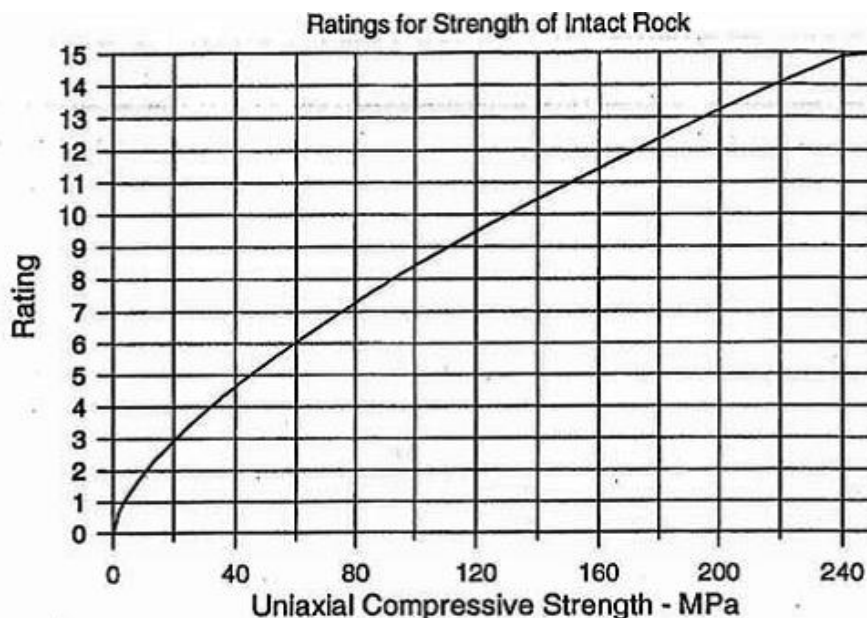


Figura 1- Ábaco para obtención de la valoración o puntuación de la resistencia de la roca del RMR en función de la resistencia a compresión uniaxial (Bieniawski, 1989).

2.1. Ensayo de Resistencia a la Compresión Simple

La resistencia a la compresión simple es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial. Sobre una muestra cilíndrica de roca sin confinar, de altura como mínimo igual a dos veces el diámetro se aplica una fuerza axial P , hasta la que se produzca su rotura en una prensa universal.

$$\sigma_c = \frac{P}{S}$$

Siendo:

- σ_c = Resistencia a la compresión simple.
- P = Carga de rotura.
- S = Sección de la probeta.

Si a la probeta se adosan bandas extensométricas, pueden obtenerse el Módulo de Deformación o Módulo Elástico, E y el Coeficiente de Poisson, ν .

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_h}$$

El Módulo Elástico representa la relación entre la tensión σ sobre la probeta y la deformación ε que la misma experimenta.

El Coeficiente de Poisson representa la relación entre la deformación vertical ε_v y la deformación horizontal ε_h que sufre la probeta.



Figura 2- Equipo para ensayo de resistencia a compresión simple, (Estudios Mikar S.L.).

2.2. Ensayo de Resistencia a la Compresión Triaxial

El ensayo triaxial consiste en cargar una muestra cilíndrica de roca con una cierta presión lateral, aumentando la presión axial σ_3 o longitudinal σ_1 hasta la rotura. Esto se repite con otras muestras similares para distintas presiones laterales, un mínimo de tres veces, dibujándose el círculo de Mohr en rotura en un diagrama $\sigma - \tau$.

Para su ejecución se utiliza una célula triaxial, denominada de Hoek, sin medida de presiones intersticiales, que aplica presiones intermedias de igual magnitud en todas las direcciones laterales, en una prensa estándar de carga axial o de rotura a compresión simple. En este ensayo se simula el confinamiento a que está sometida en el macizo rocoso, para ello se encapsula la probeta, se introduce en una cámara cilíndrica cerrada y se inyecta aceite a presión.

Los ensayos de compresión triaxial son considerados como los más representativos de las tensiones en los macizos rocosos, ya que tienen en cuenta las presiones de componente horizontal a las que se ven confinadas los materiales en el interior del mismo.

Estos ensayos tienen interés para trabajos a gran profundidad como las labores mineras.

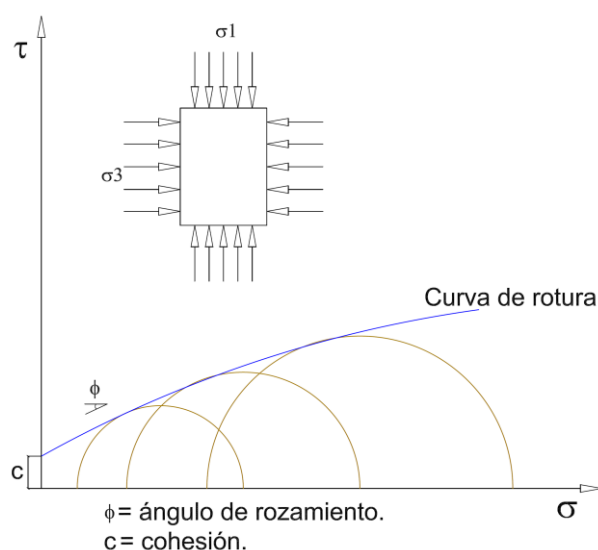


Figura 3- Ensayo triaxial, círculo de Mohr en rotura.

2.3. Ensayos de carga puntual PLT (Point Load Test)

Este ensayo, técnicamente muy sencillo, se utiliza para conocer de forma directa y estimativa la resistencia a la compresión simple mediante el empleo de la prensa “Franklin”.

Tiene la ventaja de que se puede realizarse en los propios frentes de avance de las excavaciones subterráneas. En este ensayo se rompen, a tracción, trozos de rocas con forma irregular, aplicando la carga entre dos piezas cónicas con puntas esféricas.

No debe ser utilizado, sin embargo, para rocas muy blandas y en el caso de rocas claramente anisotrópicas, como las pizarras, debe procurarse que la dirección de la carga sea paralela o perpendicular a la dirección predominante de meteorización, esquistosidad, etc.



Figura 4- Ensayo de carga puntual con Prensa Franklin (Inproobras S.L.).

En cada ensayo se coloca un trozo de roca entre las dos puntas cónicas, que se aproximan hasta tocar el trozo de roca. En ese instante se anota la distancia D entre las puntas cónicas. A continuación se aumenta la carga (con un gato hidráulico) hasta la rotura, registrándose la última carga P .

Cuando se utilizan testigos de roca los resultados del ensayo se expresan mediante el índice de resistencia bajo carga puntual I_s definido por la expresión:

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

Siendo:

- P = Carga de rotura.
- D = Diámetro de la probeta o altura de la muestra ensayada.

La correlación entre el índice I_s y la resistencia a compresión simple de la roca σ_c es:

$$\sigma_c = f \cdot I_s$$

Dónde el factor f varía según el diámetro de la muestra.

Para clasificar las rocas debe utilizarse el índice correspondiente a un diámetro de testigo de 50 mm, llamado I_{50} . Dicho índice se obtiene a partir de los índices I_s determinados para otros diámetros corregidos con el ábaco en la norma UNE de este ensayo.

Para un diámetro de 50 mm, $f = 23$, siendo la resistencia a compresión simple:

$$\sigma_c = 23 \cdot I_s$$

2.4. Ensayo martillo Schmidt

El esclerómetro o martillo de rebote de Schmidt (ISRM, 1978) permite, junto con el dato de la densidad de la roca, una evaluación rápida e in situ de la resistencia a compresión de las paredes de roca (JCS) mediante el ábaco de Miller (Miller, 1965).

El mecanismo del martillo consiste en un muelle que presiona sobre un pistón, encerrado en una carcasa, y que es proyectado sobre un émbolo metálico retráctil, el cuál impacta y registra la energía del impacto cuando entra en contacto con la superficie rocosa (Li et al., 2000).

La resistencia al rebote calculada con el martillo Schmidt permite conocer indirectamente la resistencia a la compresión uniaxial.

En la práctica común se utilizan dos tipos de martillo, el tipo L con una energía de impacto de 0,735 N.m y el tipo N con una energía de impacto de 2,207 N.m. Los rebotes medidos con estos martillos se denotan con los símbolos R_L y R_N , , respectivamente. Ambos martillos proporcionan buenos resultados para valores de la resistencia a compresión simple de la roca o las discontinuidades ensayada dentro del rango 20-150 MPa.

Previamente al año 2009, ISRM recomendaba únicamente el martillo de tipo L. En la actualidad los dos están permitidos (Aydin 2009). El martillo tipo N se usaba mayoritariamente para hormigón. Sin embargo es menos sensible a las irregularidades de la superficie ensayada y sería por tanto preferible para la realización de ensayos decampo. La norma ASTM no especifica el tipo de martillo. Ayday y Göktan (1992) obtuvieron, de acuerdo al procedimiento de toma de datos sugerida por la recomendación ISRM (1978), la siguiente correlación empírica entre los números de rebotes de ambos martillos:

$$R_N = 7,124 + 1,249 R_L$$

Siendo R_N y R_L el número de rebotes proporcionado por un martillo tipo N y L, respectivamente.

ISRM recomienda tomar 20 lecturas en diferentes zonas con la opción de parar cuando alguna de las lecturas siguientes a las diez primeras difiera de la inmediatamente anterior un máximo de 4 golpes.

La norma ASTM recomienda tomar 10 lecturas y la ISRM (1978) sugiere utilizar el promedio de las diez lecturas con valores más altos, descartando las lecturas que difieran más de siete golpes del promedio y después promediar el resto.



Figura 5- Ensayo con martillo SCHMIDT (Inproobras S.L.).

Algunas fórmulas determinadas, tras muchos ensayos de campo, para relacionar la R.C.S. con el “Índice de Rebote” proporcionado por el martillo Schmidt, se muestran a continuación:

$$\sigma_c = 8,81 \cdot e^{0,055 \cdot R} \text{ (Vázquez D., 1.981)}$$

- σ_c = R.C.S. en MPa.
- R = Índice de rebote.

$$\text{Log } \sigma_c = 0,00088 \cdot \rho_r + 1,0 \text{ (Barton y Choubey)}$$

- σ_c = R.C.S. en MPa.
- R = Índice de rebote.
- ρ_r = Densidad de la roca en KN/m².

De manera general la R.C.S. puede relacionarse con el Índice de Rebote y con la densidad de la roca mediante el ábaco que se muestra a continuación.

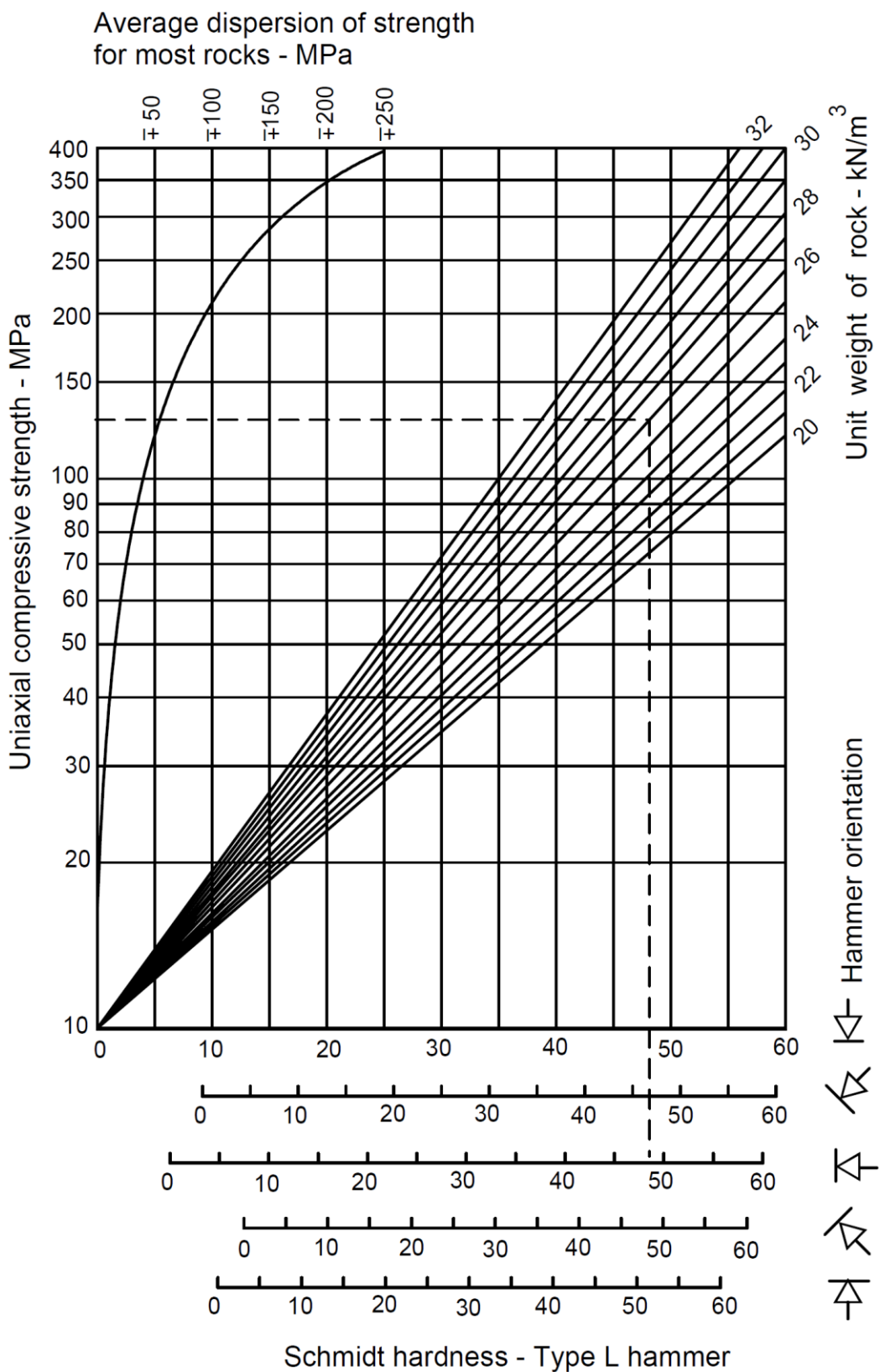


Figura 6- Relación entre la densidad de la roca, la resistencia a compresión y el número de rebote, (Miller 1965, Brown 1981).

2.5. Índices de calidad

Permiten estimar la resistencia de forma aproximada, al establecer correlaciones entre las clases de roca y los parámetros resistentes del macizo rocoso.

El procedimiento consiste en limpiar capa de alteración superficial, hacer pruebas con navaja o martillo de geólogo y clasificar la resistencia de la roca de acuerdo con la siguiente tabla:

Clase	Descripción	Identificación de campo	≈ RCS (MPa)
S1	Suelo muy blando	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,0025
S2	Suelo blando	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,0025 – 0,05
S3	Suelo firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05 – 0,10
S4	Suelo rígido	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,10 – 0,25
S5	Suelo muy rígido	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25 – 0,50
S6	Suelo duro	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	>0,50
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25 – 1,0
R1	Roca muy blanda	Al golpear con la punta del martillo la roca se desmenuza. Con navaja se talla fácilmente.	1,0 – 5,0
R2	Roca blanda	Al golpear con la punta del martillo se producen ligeras marcas. Con la navaja se talla con dificultad.	5,0 – 25
R3	Roca moderadamente dura	Con un golpe fuerte del martillo puede fracturarse. Con la navaja no puede tallarse.	25 – 50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe del martillo para fracturarla.	50 – 100
R5	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes del martillo para fracturarla.	100 – 250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpear con el martillo sólo saltan esquirlas.	>250

Tabla 1 - Clasificación RCS en función de ensayos de campo con martillo de geólogo.

3. RQD ROCK QUALITY DESIGNATION

El índice Rock Quality Designation (en adelante RQD) fue desarrollado por Deere y colaboradores en 1967 para estimar de forma cuantitativa la calidad del macizo rocoso a partir de testigos de sondeo (Deere et al 1967).

Se denomina RQD de un cierto tramo de un sondeo a la relación en tanto por ciento entre la suma de las longitudes de los trozos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total de la maniobra de un sondeo.

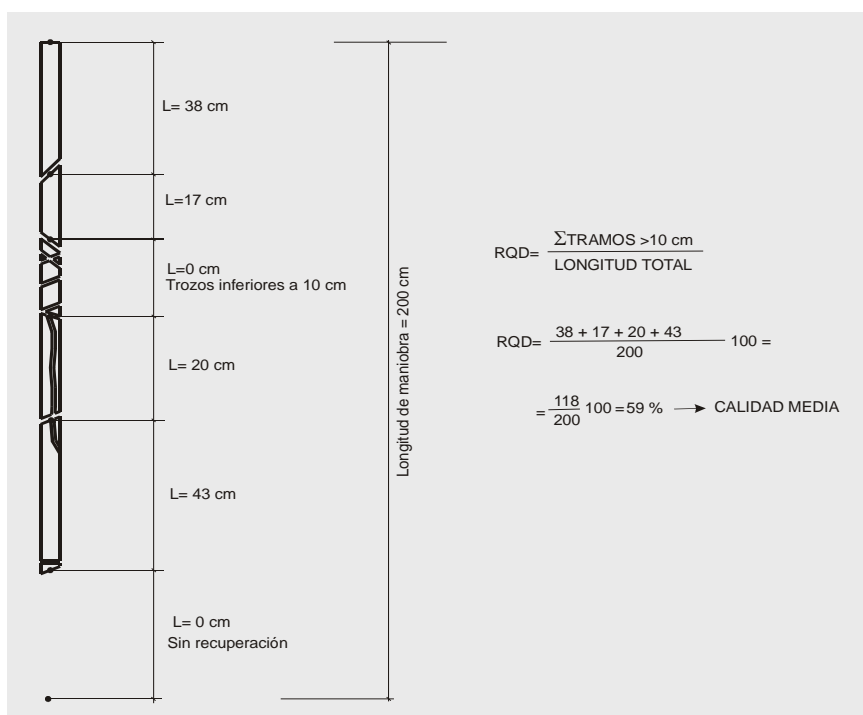


Figura 7- Procedimiento para estimación del RQD tomando como ejemplo una determinada maniobra de sondeo (traducido de Deere, Jordá et al in litt).

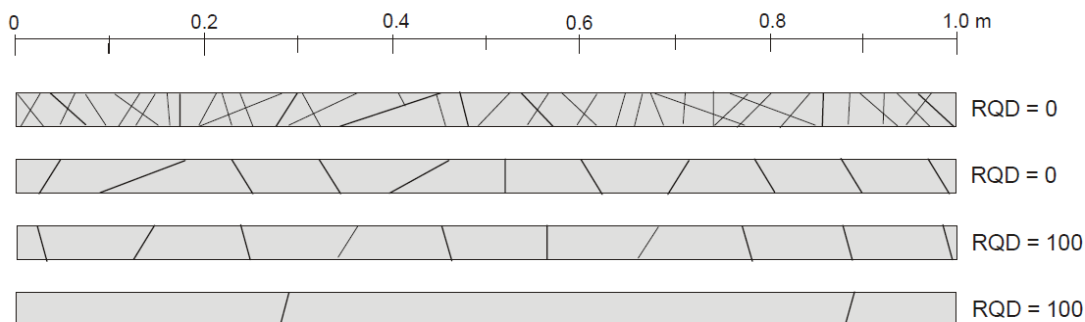


Figura 8- Ejemplo de valores mínimo y máximo de RQD para diferentes densidades de juntas en sondeo (Palmstrom, 2001).

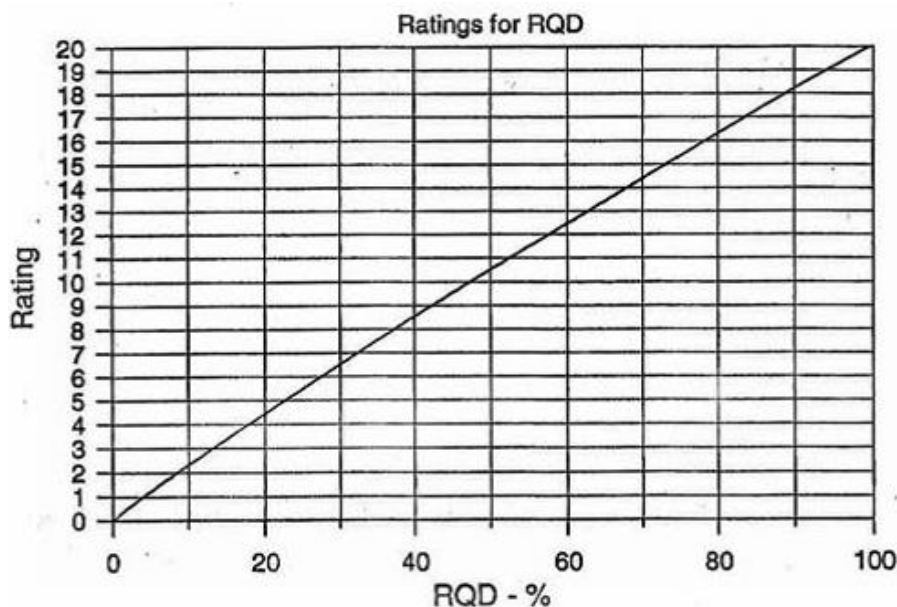


Figura 9- Ábaco para obtención de la valoración o puntuación del RQD (Bieniawski, 1989).

Cuando no se dispone de sondeos, y es necesario conocer el RQD, puede estimarse en el propio frente de avance de las excavaciones mediante correlaciones empíricas como la de Palmström (2005), que se presenta a continuación:

$$RQD = 110 - 2,5 J_V$$

J_V es el índice volumétrico de juntas que es la suma del número de juntas por unidad de volumen.

$$J_V = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3}$$

Donde S_1 , S_2 y S_3 es el espaciado entre juntas.

En la práctica, y en el propio frente de avance de las excavaciones subterráneas, el valor de J_V se determina mediante un flexómetro o cinta métrica, posicionando en un punto del frente de avance, desde ese punto se cuentan las discontinuidades que se cortan en 1 m de longitud, tanto en la dirección del eje X como en la dirección de eje Y. Para contar las discontinuidades que se cortan en el eje Z, se traslada el metro hasta uno de los dos hastiales de la excavación (a la misma altura) y se cuentan; hacia atrás, las discontinuidades que se cortan.

Debe tenerse en cuenta que la estratificación se considera como una suma de discontinuidades.

Clase	Descripción	Jv (discontinuidades / m³)
I	Bloques muy grandes	< 1
II	Bloques grandes	1 – 3
III	Bloques medianos	3 – 10
IV	Bloques pequeños	10 – 30
V	Bloques muy pequeños	> 30
VI	Macizo brechificado	> 60

Tabla 2 - Descripción del tamaño de bloque en función del nº de discontinuidades (ISRM, 1981).

Igualmente puede estimarse mediante la metodología propuesta por Priest y Hudson (1981) que emplea el índice de fracturas por metro lineal (λ),

$$RQD \approx \exp^{-0,1\lambda}(0,1\lambda + 1)$$

Donde λ es la inversa del espaciado medio de las discontinuidades.

RQD %	Calidad
< 25	Muy Mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Media
75 – 90	Buena
90 - 100	Muy Buena

Tabla 3 - Calidad de la roca en función de RQD (Deere et al, 1967).

Aunque según Bieniawski (2003), la precisión de estas correlaciones no es superior a la que proporciona una mera estimación visual.

4. DETERMINACIÓN DEL ESTADO DE LAS JUNTAS

En la posterior figura se representan las principales características y parámetros geométricos de los planos de discontinuidad, que influyen en la cuantificación de las distintas clasificaciones geomecánicas:

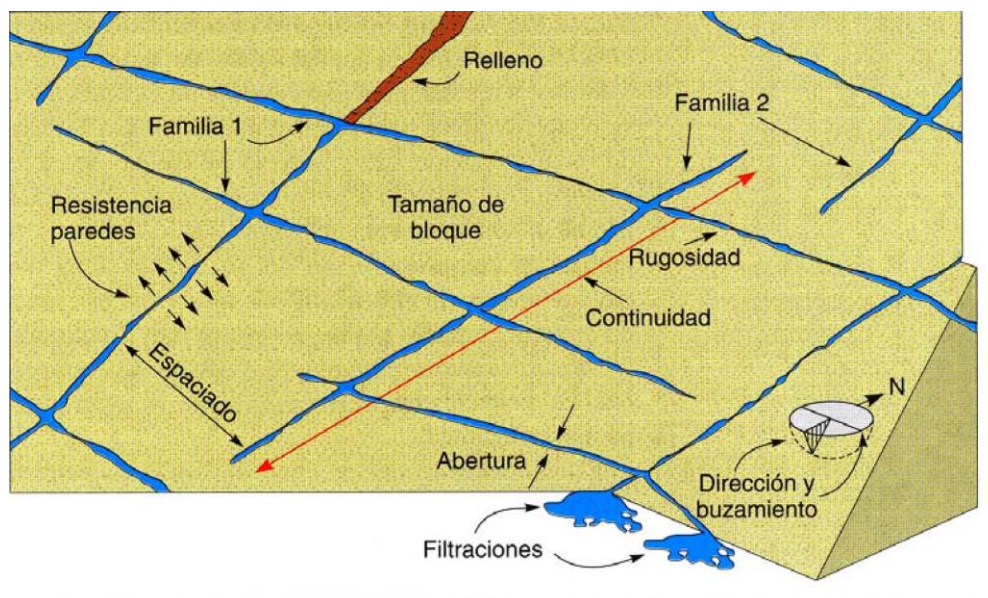


Figura 10- Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudsonm 1989, tomada de González de Vallejo et al,2004.).

4.1. Espaciado

Se define como la distancia entre dos juntas de una misma familia, siendo el factor que determina el tamaño de los bloques de roca que pueden formarse e influye en el comportamiento global del macizo rocoso. Su importancia aumenta cuando hay otros factores condicionantes de la deformación del macizo rocoso, como una resistencia al corte pequeña, que favorece el deslizamiento de bloques de roca. Las discontinuidades se representan por un cociente en el que el numerador indica la dirección de la discontinuidad y el denominador el buzamiento de la discontinuidad.

La medida del espaciado se realiza colocando la cinta métrica perpendicular a la traza del afloramiento de la discontinuidad, si no fuera posible, se harían las correcciones necesarias para obtener el espaciado real.

Las fracturas originadas por las voladuras no se consideran para el espaciado.

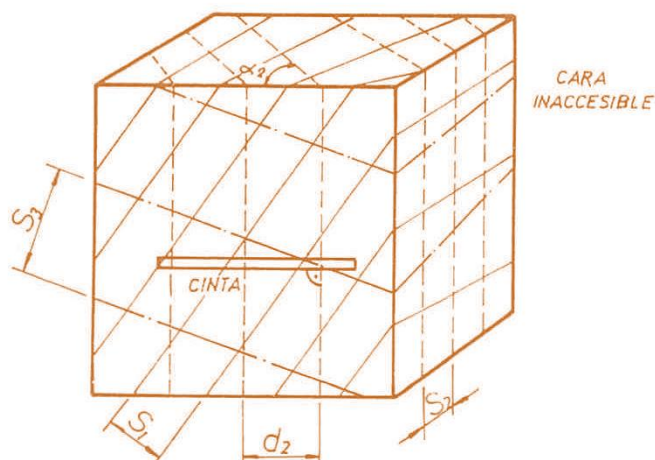


Figura 11- Medida del espaciado entre discontinuidades.

El espaciado se calcula por la expresión:

$$S = d \cdot \text{sen} \alpha$$

Dónde:

- d Es la distancia real medida con la cinta.
- α Es el ángulo entre la línea de medición y la dirección de la familia.

Se utiliza la siguiente terminología:

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	>20 mm
Muy junto	20-60 mm
Junto	60-200 mm
Moderadamente junto	200-600 mm
Separado	600-2000 mm
Muy separado	2000-6000 mm
Extremadamente separado	>6000 mm

Tabla 4 - Descripción del espaciado (ISRM, 1981).

4.2. Continuidad o persistencia

Es la longitud o extensión superficial del plano de la discontinuidad. Es difícil cuantificar puesto que puede ser mayor que lo observado en afloramiento. Determina si la matriz rocosa se ve involucrada en la rotura del macizo.

En la ejecución de las excavaciones es necesario prestar la debida atención a las discontinuidades singulares que puedan ser superficies de debilidad.

Clase	Descripción	Longitud (m)
I	Muy baja continuidad	< 1
II	Baja continuidad	1 – 3
III	Continuidad media	3 – 10
IV	Alta continuidad	10 – 20
V	Muy alta continuidad	> 20

Tabla 5 - Descripción de la continuidad (ISRM 1981).

Según el tamaño, las diversas familias de discontinuidades pueden ser continuas, subcontinuas y discontinuas.

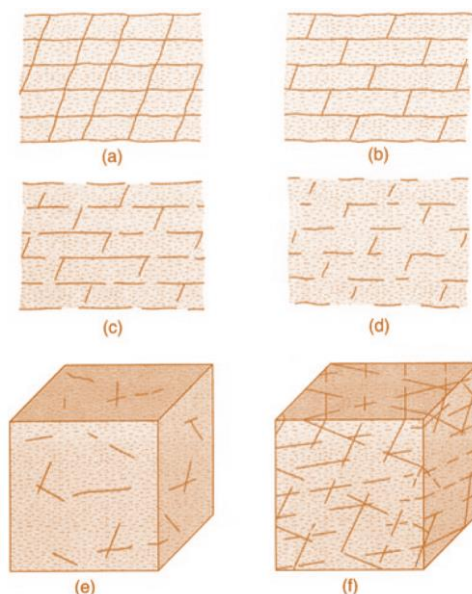


Figura 12- Diagramas mostrando distintos modelos de continuidad de varias familias de discontinuidades (ISRM, 1981, tomada de González de Vallejo et al.2004.).

4.3. Rugosidad

Este término hace referencia a la ondulación de la superficie así como a las pequeñas irregularidades, por tanto requiere dos escalas de observación: ondulación (dm, m) y rugosidad (mm).

- Ondulación: superficies planas, onduladas, escalonadas.
- Rugosidad: superficies pulidas, lisas, rugosas.

La ondulación y rugosidad pueden controlar las posibles direcciones de desplazamiento.

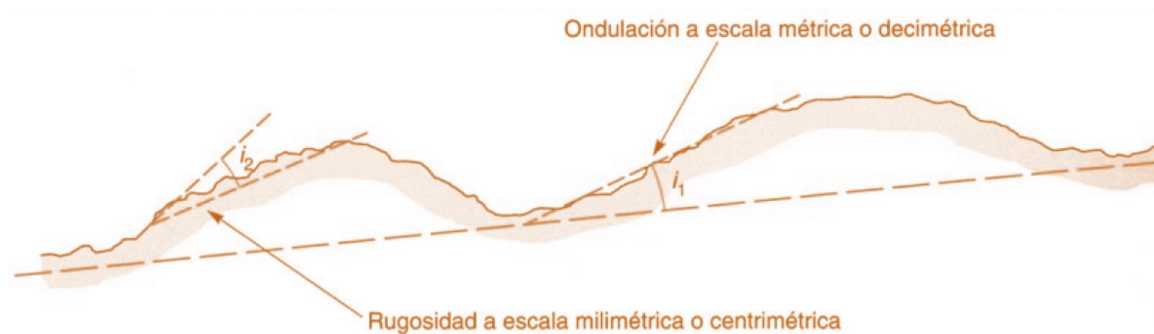


Figura 13- Ondulación y rugosidad de una superficie de discontinuidad (González de Vallejo et al. 2004.).

La rugosidad de una discontinuidad es el factor determinante de la resistencia al corte. Su importancia disminuye al aumentar la apertura, el espesor de relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad.

La determinación de la rugosidad se puede hacer mediante estimación visual “perfiles estándar”, “perfiles lineales” y “método de los discos”.

- Perfiles estándar: en ocasiones se recurre a escalas descriptivas para medir la rugosidad de las discontinuidades, que definen 9 grados de rugosidad, en las figuras siguientes se representan las escalas:

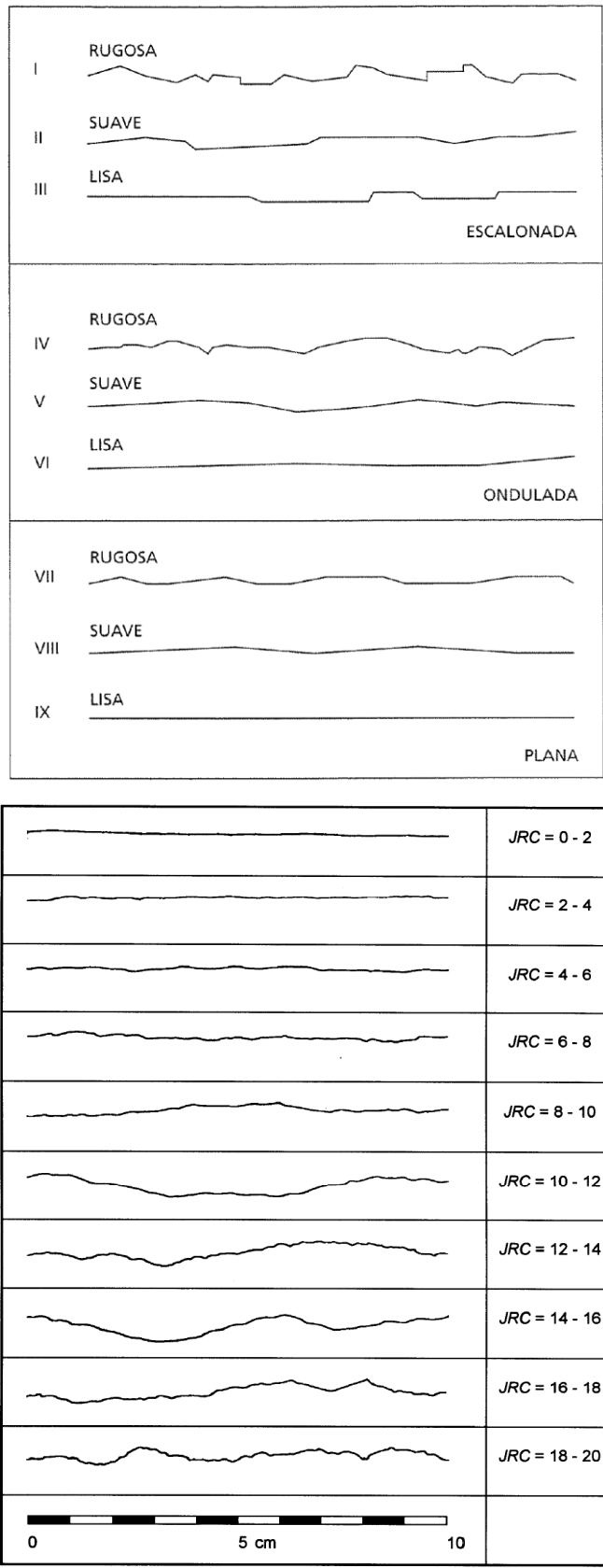


Figura 14- Rugosidad y perfiles de rugosidad (Brown, 1981).

- Realización de perfiles lineales: se apoya una regla sobre las rugosidades más salientes midiendo la distancia entre la regla y la superficie de la discontinuidad en intervalos regulares. De esta manera se obtienen los ángulos de rugosidad u ondulación.

Para establecer los valores de los ángulos de rugosidad y de ondulación se recomienda llevar a cabo un gran número de medidas.

- Método de los discos: se utiliza para medir los ángulos de rugosidad. Consiste en colocar unos discos planos de diferente diámetro (5, 10, 20 ó 40 cm según la escala de trabajo) sobre distintas zonas de la discontinuidad, y medir con una brújula la dirección y buzamiento del disco. Los resultados se pueden representar estereográficamente con respecto a diferentes posibles direcciones de deslizamiento o movimiento sobre el plano.

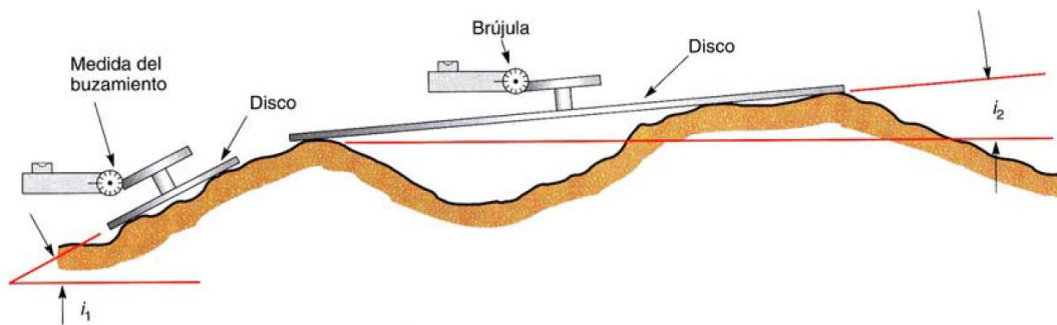


Figura 15- Método de los discos para medida de la rugosidad en discontinuidades (ISRM, 1981, tomada de González de Vallejo et al.2004).

4.4. Apertura

Se define como la distancia perpendicular que separa las paredes de roca de una discontinuidad abierta sin relleno.

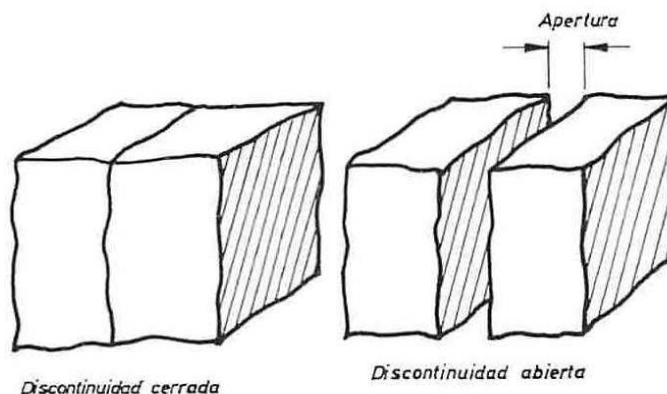


Figura 16- Apertura de las discontinuidades (Brown, 1981).

Puede variar mucho de unas zonas a otras del macizo, disminuye con la profundidad e influye de manera considerable en la resistencia a la corte, modificando las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

Para determinarla se mide directamente la separación entre las paredes de las discontinuidades, tomando medidas para cada familia y utilizando los valores medios.

Clase	Descripción	Apertura
I	Muy cerrada	< 0,1 mm
II	Cerrada	0,1 – 0,25 mm
III	Parcialmente cerrada	0,25 – 0,5 mm
IV	Abierta	0,5 – 2,5 mm
V	Moderadamente ancha	2,5 – 10 mm
VI	Ancha	> 10 mm
VII	Muy ancha	1 – 10 cm
VIII	Extremadamente ancha	10 – 100 cm
IX	Cavernosa	> 1 m

Tabla 6 - Descripción de la apertura (ISRM, 1981).



Figura 17- Junta clase VI, ancha. Granito de Valdemanco, CAM (Foto: A.Berrocal).

4.5. Relleno

El relleno hace referencia al material que está entre los labios de una discontinuidad. Dicho material puede ser de naturaleza distinta a la de la roca de las paredes por ejemplo, : calcita, clorita, arcilla, limo, etc.

Para la puntuación en el RMR, se observará si se trata de un relleno blando o duro y su espesor.

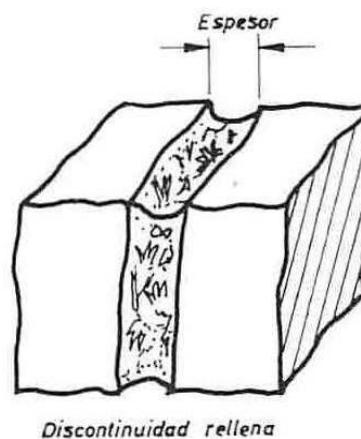


Figura 18- Relleno de discontinuidades (Brown, 1981).



Figura 19- Relleno arcilloso con vegetación en juntas de afloramiento rocoso de granito de Valdemanco, CAM (Foto: A.Berrocal).

4.6. Alteración

Se trata de un subparámetro que presenta cierta controversia en su determinación, en la siguiente tabla se presentan las indicaciones de Bieniawski (1989) al respecto.

TÉRMINO	DESCRIPCIÓN
Fresca o inalterada	No hay signos visibles de alteración: roca fresca, cristales brillantes.
Roca ligeramente alterada	Las discontinuidades están manchadas o descoloridas y pueden contener un relleno fino de material alterado. La decoloración puede extenderse a la roca desde la superficie de la discontinuidad a una distancia de hasta un 20% del espaciado de la discontinuidad.
Roca moderadamente alterada	Leve decoloración se extiende desde los planos de discontinuidad hasta más del 20% del espaciado de la discontinuidad. Las discontinuidades pueden contener relleno de material alterado. Se puede apreciar una apertura parcial de los bordes de grano.
Roca muy alterada.	La decoloración se extiende por toda la roca y el material rocoso es parcialmente friable – desmenuzable. La textura original de la roca se ha preservado fundamentalmente, pero hay separación entre los granos.
Roca descompuesta, completamente alterada	La roca se ha decolorado completamente y se ha descompuesto en un suelo disgregable. La apariencia externa es la de un suelo.

Tabla 7 - Grado de meteorización de los labios de una discontinuidad (Bieniawski, 1989).

5. PRESENCIA DE AGUA

En la puntuación del RMR, la valoración máxima de la presencia de agua es de 15 puntos en caso de inexistencia de agua. Se ofrecen tres posibles criterios de valoración: estado general (seco, ligeramente húmedo, húmedo, goteando, agua fluyendo), caudal por cada 10 metros de túnel y relación entre la presión del agua y la tensión principal mayor en la roca.

6. ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

La orientación de las discontinuidades respecto al eje de la excavación subterránea es un factor clave en la elección del método de sostenimiento. La proyección de una correcta orientación de las labores subterráneas, puede optimizar el diseño del sostenimiento y con ello los costes finales.

Este parámetro tiene una valoración negativa en la puntuación final del RMR, y oscila 0 y -12 puntos para túneles.

7. PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL ÍNDICE Q

Se agrupan en las siguientes tablas, asignando una puntuación para cada propiedad medida sobre el afloramiento.

7.1. Calidad del testigo RQD

Calidad del testigo RQD	RQD (%)
Muy mala	0-25
Mala	25-50
Media	50-75
Buena	75-90
Excelente	90-100

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

Tabla 8 - Valoración del índice de diaclasado (Barton, 2000).

7.2. Número de familias de juntas J_n

Índice de diaclasado	J_n
Roca masiva, sin diaclarar o con fisuración escasa	0,5-1,0
Una familia de diaclasas	5
Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones	15
Roca triturada, terrosa	20

Notas: En intersecciones $3 J_n$, en emboquilles $2 J_n$.

Tabla 9 - Valoración del índice de diaclasado (Barton, 2000).

7.3. Índice de rugosidad de las discontinuidades J_r

Índice de rugosidad de las discontinuidades	J_r
Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	
Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.	
Diaclasas discontinuas	4
Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
Diaclasas onduladas, lisas	2
Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5
Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5
Diaclasas planas, lisas	1,0
Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.	
Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1,0
Zona arenosas, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1,0

Notas: Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad./ En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$.

Tabla 10 - Valoración de la rugosidad de las discontinuidades (Barton, 2000).

7.4. Meteorización de las juntas J_a

Descripción	φ	J_a
Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedio)		
Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	-	0,75
Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2,0
Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3,0
Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4,0
Contacto entre planos de la junta ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (poco espesor de relleno)		
Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4,0
Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm)	16°-24°	6,0
Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	12°-16°	8,0
Rellenos de arcillas expansivas, tipo montmorillonita (continuos, con espesores inferiores a 5mm). El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas.	6°-12°	8-12
No hay contacto en los planos de las juntas ante desplazamiento cortante (gran espesor de relleno mineral)		
Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas.	6°-24°	6,8 ó 8-12
Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	12° -16°	10
Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-16°	13 ó 13-20

Tabla 11 - Valoración de la meteorización de las juntas J_a (Barton, 2000).

7.5. Agua en las juntas J_w

Descripción	Presión de agua (MPa)	J_w
Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	<0,1	1,0
Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	0,1-0,25	0,66
Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	0,25-1,0	0,5
Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	0,25-1,0	0,33
Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	>1,0	0,2-0,1
Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	>1,0	0,1-0,05

Notas: Los índices tercero a sexto son estimaciones groseras. Se puede aumentar J_w si existen medias de drenaje. No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo

Tabla 12 - Factor de reducción por la presencia de agua J_w (Barton, 2000).

7.6. Tensiones en la excavación SRF

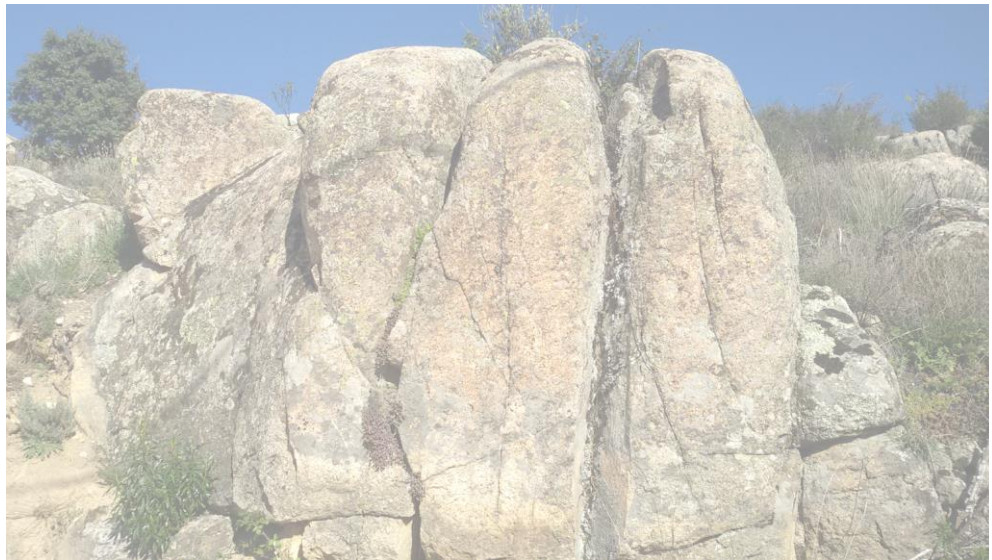
Descripción	SRF
Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando	
Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10
Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación \leq 50 m) ente	5
Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $>$ 50m) ente	2,5
Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas), roca contorno suelta (a cualquier profundidad) de	7,5
Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación \leq 50 m)	5,0
Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación $>$ 50 m)	2,5
Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5,0

Descripción		SRF	
<i>Nota: Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fracturas solo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.</i>			
Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	>200	<0,001	2,5
Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1
Tensiones elevadas, estructura compacta. Favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	<2	>1	200-400
<i>Notas: Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisótropos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75\sigma_c$; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0,5\sigma_c$, σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor y σ_θ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad. / Aumentar SRF entre 2,5 y 5 unidades si la cobertera es menor que la anchura del túnel.</i>			
Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostática	σ_θ/σ_c		SRF
Presión de deformación baja	1-5		5-10
Presión de deformación alta	>5		10-20
<i>Notas: Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades $H > 350Q^{1/3}$ (SINGH et alii., 1992). La resistencia compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993)</i>			
Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua			SRF
Presión de expansión baja			5-10
Presión de expansión alta			10-15

Tabla 13 - Valoración del factor de tensiones en la excavación SRF (Barton, 2000).

2015

ANEXO IV



CRITERIOS DE ROTURA DEL MACIZO ROCOSO

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR -COULOMB.....	2
3. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK& BROWN.....	6
3.1. Estimación de la resistencia del macizo rocoso.....	8
3.2. Deformabilidad del macizo rocoso.....	19

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Rotura a corte a lo largo del plano a-b (Hoek y Brown, 1980).....	2
Figura 2- Envoltente de Mohr-Coulomb en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$	4
Figura 3- Rangos de aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown.....	6
Figura 4- Relación entre los parámetros resistentes de la andesita de Panguna en función de su clasificación geomecánica (Hoek y Brown 1980).....	9
Figura 5- Geological Strength Index GSI (Hoek 1994).....	11
Figura 6- Extensión del GSI para macizos rocosos esquistosos (Hoek 1998).	11
Figura 7- Descripción del parámetro D. (Hoek et al 2002).....	13
Figura 8- Linealización del criterio de rotura. (Hoek y Brown 1997).....	17
Figura 9- Relación cohesión vs. GSI. (Hoek y Brown, 1997).....	17
Figura 10- Relación fricción vs. GSI. (Hoek y Brown, 1997).....	17
Figura 11- Linealización del criterio de rotura. (Hoek y Brown 2002).	18

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Correlaciones con el módulo de roca intacta medido en laboratorio, E_i	20
Tabla 2 - Correlaciones con el índice Q.....	20
Tabla 3 - Correlaciones con el índice RMR.	21
Tabla 4 - Correlaciones con los índices D y GSI.....	21

1. INTRODUCCIÓN

Un criterio de rotura se puede definir como la relación existente entre las componentes del estado tensional que se satisface al inicio del estado plástico es decir, el estado tensional cuando comienza la rotura del material.

Los criterios de rotura comúnmente utilizados están formulados en función de las tensiones principales, pero teniendo en cuenta que “ σ_2 ” tiene menos influencia en la resistencia que la tensión principal menor “ σ_3 ” la expresión general del criterio es de la forma:

$$\sigma_1 = f(\sigma_3)$$

Los criterios de rotura son expresiones matemáticas que permiten predecir qué estados tensionales son admisibles y para qué estados tensionales se producirá la rotura, la cual dependerá de los parámetros resistentes del terreno, que son propios de cada criterio.

2. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR -COULOMB

Según este criterio, la resistencia al corte de rocas y suelos “ τ ” está constituida por dos componentes: una parte cohesiva, constante, y otra parte friccionante que depende de la tensión normal al plano a lo largo del cual se produce la rotura, “ σ_n ”. Se trata de un criterio de rotura exclusivamente para la resistencia al corte.

Para un estado tensional caracterizado por las tensiones principales mayor y menor, la resistencia al corte que se puede desarrollar a lo largo del plano “ab” de la siguiente figura viene dada por la expresión:

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

Dónde:

- c : es la cohesión.
- ϕ : es el ángulo de rozamiento interno o fricción.

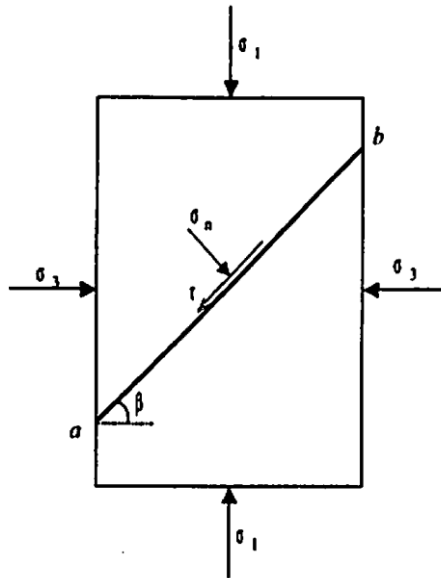


Figura 1- Rotura a corte a lo largo del plano a-b (Hoek y Brown, 1980).

Expresando las tensiones normal y cortante en función de las tensiones principales, resulta:

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

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

Sustituyendo estas expresiones en la del criterio de rotura y reordenando resulta:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan \phi (1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \tan \phi (1 + \cos 2\beta)}$$

Dado un estado tensional $\sigma_1 - \sigma_3$, existe un plano ab crítico para el que la resistencia al corte es mínima; se puede demostrar, haciendo $\frac{\partial (\tau_c - \tau)}{\partial \beta} = 0$, que

la orientación de este plano crítico es $\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$, para el que la anterior

expresión resulta:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{2c \cos \phi}{(1 - \sin \phi)} + \sigma \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

Para $\sigma_3 = 0$, la σ_1 en la rotura es la resistencia a compresión simple, con lo que la anterior expresión quedaría:

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{(1 - \sin \phi)}$$

Definiendo la pendiente del criterio de rotura en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$ como

$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$, se llegaría a la siguiente expresión del criterio de rotura de Mohr-

Coulomb en tensiones principales, que adicionalmente se representa en la siguiente figura.

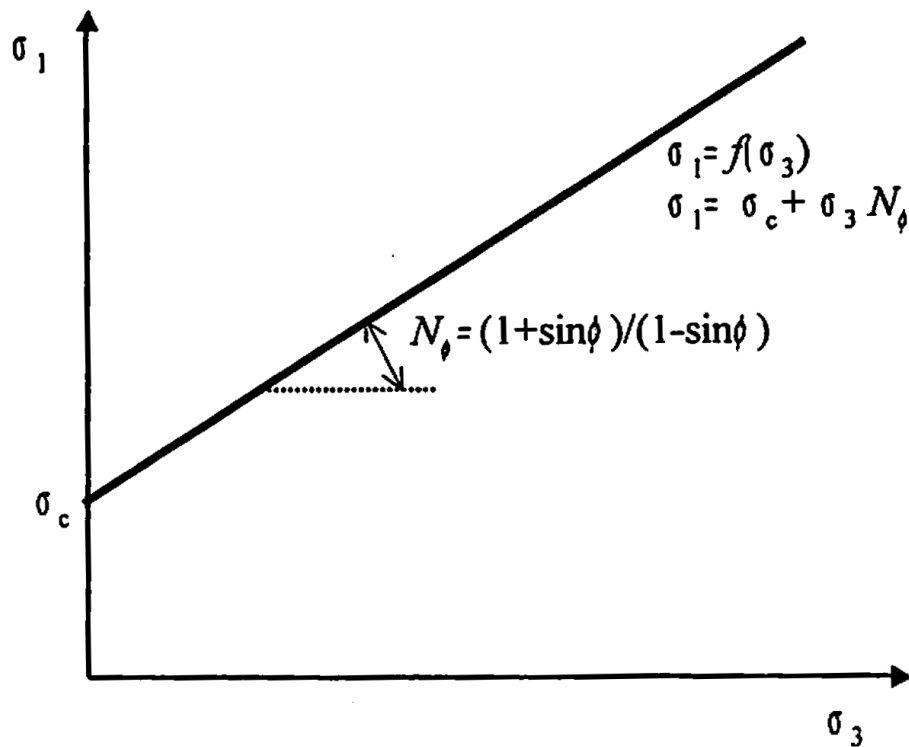


Figura 2- Envolvente de Mohr-Coulomb en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$.

Como se observa, es un criterio de rotura lineal, pues la relación entre la máxima tensión admisible, " σ_1 " y la tensión de confinamiento " σ_3 " es lineal:

$$\sigma_1 = \sigma_c - \sigma_3 N_\phi$$

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb tiene las siguientes limitaciones:

- No es correcto para un estado tensional de tracción pura ($\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$), por lo que es necesario introducir una limitación a tracción, de manera que el criterio es válido para $\sigma_3 \geq -\sigma_t$.
- Supone que la rotura se produce a favor de una única fractura, lo cual no se corrobora experimentalmente. Análogamente, la orientación de dicha fractura tampoco parece confirmarse experimentalmente.
- Las envolventes experimentales de rotura suelen ser no lineales, por lo que la validez de este criterio estaría limitada a rangos de " σ_n " ó " σ_3 ".

A pesar de sus limitaciones, el criterio de Mohr-Coulomb es el criterio más empleado en la práctica por su simplicidad, lo que ha permitido el desarrollo de soluciones analíticas y la implementación en numerosos programas de cálculo. Es un criterio de rotura para resistencia al corte, que puede funcionar bien en caso de macizos estratificados o con discontinuidades dominantes.

Adicionalmente a las limitaciones presentadas, el principal inconveniente para aplicación práctica en macizos rocosos es que no existe una metodología clara para derivar los parámetros resistentes de macizo, " c_m " y " Φ_m ".

3. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK& BROWN

El criterio original fue desarrollado durante la elaboración del libro *Underground Excavations in Rock* (1980) con la intención de poder describir tanto la resistencia de muestras intactas como la de macizos rocosos, y está basado en su propia experiencia en aspectos teóricos y experimentales del comportamiento mecánico de las rocas. Su expresión original es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_{ci}\sigma_3 + s\sigma_{ci}^2} = \sigma_3 + \sigma_{ci}(m\sigma_3/\sigma_{ci} + s)^{0,5}$$

Dónde:

- σ_1, σ_3 : tensiones principales en la rotura.
- σ_{ci} : resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- m, s : parámetros resistentes característicos del material.

Se trata de un criterio de rotura no lineal, tanto para roca intacta como para macizos rocosos diaclasados (con 4 ó mas familias de discontinuidades) e isótropos (sin un comportamiento marcado por una dirección preferencial), tal y como se presenta en la figura siguiente.

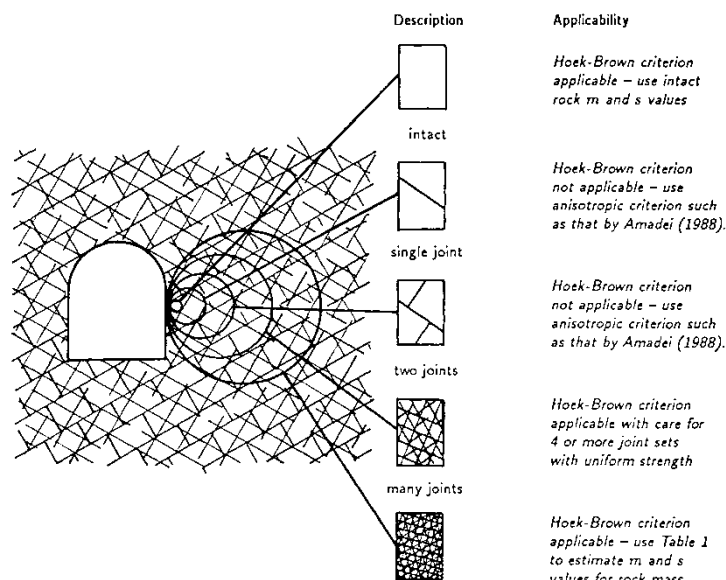


Figura 3- Rangos de aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso se obtiene haciendo ecuación anterior, con lo que resulta

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \sqrt{s}$$

Si se trata de roca intacta, $s = 1$ por definición, con lo que $\sigma_{cm} = \sigma_{ci}$. Para macizos rocosos $s < 1$, y la resistencia a compresión simple viene dada por la anterior ecuación, siendo " σ_{ci} " la resistencia a compresión simple de la roca intacta.

La resistencia a tracción del macizo rocoso se obtiene haciendo $\sigma_1 = 0$ en la anterior ecuación del criterio de rotura.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right)$$

En 1992 y con objeto de eliminar la resistencia a tracción del macizo rocoso, Hoek, Wood y Shah propusieron el criterio que introducía el parámetro a que permite variar la curvatura de la envolvente de rotura:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \sigma_3 / \sigma_{ci} \right)^a$$

Esta formulación tuvo una pobre acogida ya que al eliminar el parámetro " s ", hacía nula la resistencia a compresión simple del macizo rocoso. Fue sustituida en 1994 por la expresión que ya ha permanecido invariable hasta la actualidad:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \sigma_3 / \sigma_{ci} + s \right)^a$$

El criterio de Hoek y Brown es un criterio válido tanto para roca intacta como para macizos rocosos fracturados (isótropos con más de 3 familias de juntas).

Este criterio de rotura es no lineal pues considera que el incremento de la resistencia con el confinamiento es menor que proporcional.

El parámetro m cuantifica el incremento de la resistencia con el confinamiento (similar al ángulo de rozamiento interno), y el parámetro “ s ” cuantifica el grado de "alejamiento" del macizo rocoso respecto a la roca intacta ($s = 1$ para roca intacta).

Hay que decir que, existen menos soluciones analíticas con este criterio de rotura y la implementación en programas de cálculo es más limitada, por lo que habitualmente es necesario derivar unos parámetros de Mohr-Coulomb c_m , Φ_m equivalentes.

3.1. Estimación de la resistencia del macizo rocoso

La práctica habitual consiste en adoptar el criterio de rotura de Hoek-brown para el macizo rocoso, obtener los parámetros de este criterio de rotura a partir de ensayos de laboratorio sobre probetas de roca intacta y el GSI, y posteriormente derivar los parámetros de Mohr- Coulomb para su utilización en los análisis de estabilidad o tensionales.

3.1.1. Metodología de Hoek-Brown

La gran aceptación del criterio de rotura de Hoek y Brown se debe sin duda a que establece una metodología para estimar las propiedades del macizo rocoso en función de una clasificación geomecánica del mismo y de los parámetros resistentes de la roca intacta “ σ_{ci} ” y “ m_i ”, cuya determinación en laboratorio es relativamente sencilla.

En 1988 Hoek y Brown en un artículo publicado reconocen que la relación entre los parámetros resistentes y el RMR publicada en 1980 parece adecuada para el estudio de estabilidad de taludes en los que el macizo rocoso se encuentra perturbado (roto) y “suelto” debido a la relajación ocasionada por la excavación.

Por otro lado, esta relación resulta excesivamente conservadora para el caso de excavaciones subterráneas en las que el confinamiento tensional no permite dicha relajación. Para macizos rocosos perturbados proponen las siguientes relaciones:

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right)$$

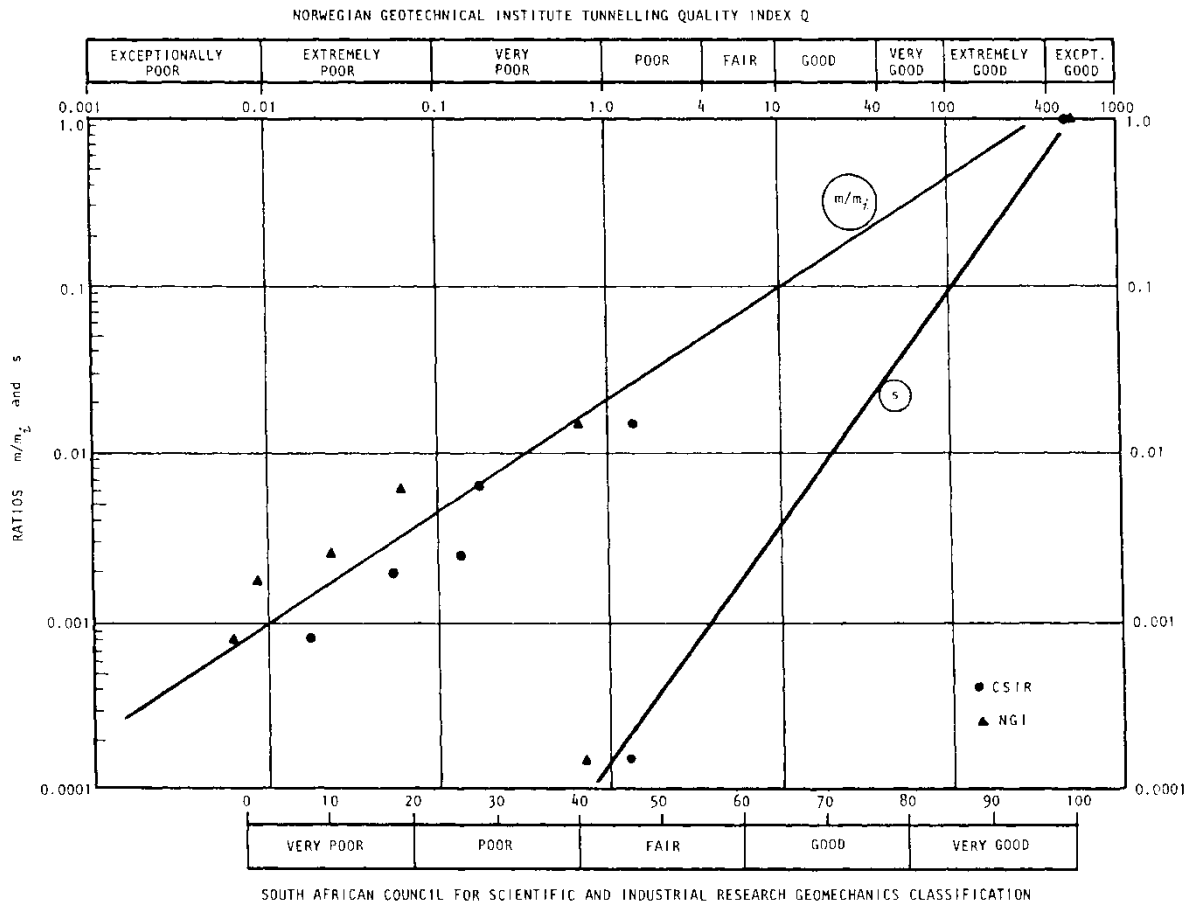


Figura 4- Relación entre los parámetros resistentes de la andesita de Panguna en función de su clasificación geomecánica (Hoek y Brown 1980).

En este mismo artículo se especifica que el valor del RMR se ha de calcular según la clasificación de Bieniawski de 1974 con el macizo rocoso seco, 10 puntos en la clasificación (el efecto del agua ha de tenerse en cuenta haciendo el cálculo en presiones efectivas), y sin ajuste por orientación de la excavación. Al respecto de la orientación de las juntas se recuerda que el criterio de rotura es isótropo y por lo tanto solo aplicable a roca intacta o macizos rocosos con 4 ó mas familias de juntas con resistencia similar.

En 1994 se introdujo el parámetro a en el criterio de rotura y se sustituyó el RMR por el Geological Strength Index (GSI) aduciendo que el RMR es difícil de aplicar a macizos rocosos de muy baja calidad y que la relación entre el RMR y los parámetros resistentes “ m ” y “ s ” deja de ser lineal en este rango. Adicionalmente la resistencia a compresión simple ya se tiene en cuenta en el criterio de rotura, por lo que se elimina de la caracterización del macizo. La figura 5 representa el GSI original. Este parámetro fue extendido en 1998 para macizos foliados tal como se ilustra en la figura 6.

Adicionalmente se abandonó el concepto de perturbado/no perturbado con lo que la resistencia del macizo rocoso quedó definida como:

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right)$$

Para todo el rango de GSI mientras que:

- para GSI > 25:

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right)$$

$$a = 0,5$$

- para GSI < 25:

$$s = 0$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) ESTRUCTURA		CONDICIÓN				
		MUY BUENA Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA Superficies rugosas ligeramente alteradas, con pátinas de oxidación	MEDIA Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE Superficies muy alteradas, con rellenos compactos (fragmentos rocosos)	MUY POBRE Superficies muy alteradas, con rellenos arcillosos
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques cúbicos, en contacto y sin relleno, formados por tres familias ortogonales.	80	70			
	BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques angulosos, formados por cuatro o más familias, en contacto o con rellenos con baja proporción de finos.		60	50		
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con pocos finos			40	30	20
	FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado, formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos					10

Figura 5- Geological Strength Index GSI (Hoek 1994).

Rock Type: <input type="text" value="Flysch"/> GSI Selection: <input type="text" value="50"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES				
COMPOSITION AND STRUCTURE		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.	70	A			
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		50	B		
	C. Sandstone and siltstone in similar amounts			C		
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers			D		
	E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers				E	
C,D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.						
	F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure			30	F	
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers				20	G
	H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.					10
→ : Means deformation after tectonic disturbance						

Figura 6- Extensión del GSI para macizos rocosos esquistosos (Hoek 1998).

En 2002 se retomó el concepto de macizo rocoso perturbado/no perturbado de 1988 pero de un modo continuo caracterizado por un parámetro D . La figura 7 muestra la definición de dicho parámetro. Adicionalmente se elimina la discontinuidad funcional para $GSI < 25$ con lo que los parámetros resistentes quedan definidos como:

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

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(\exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - \exp\left(\frac{-20}{3}\right) \right)$$






Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0.5$ No invert</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.</p>	<p>$D = 0.8$</p>
	<p>Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.</p>	<p>$D = 0.7$ Good blasting</p> <p>$D = 1.0$ Poor blasting</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p> <p>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.</p>	<p>$D = 1.0$ Production blasting</p> <p>$D = 0.7$ Mechanical excavation</p>

Figura 7- Descripción del parámetro *D* (Hoek et al. 2002).

3.1.2. Determinación de los parámetros Mohr-Coulomb equivalentes

La mayor parte del software para análisis geotécnico está basado en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb con los parámetros “ c ” y “ ϕ ”. Sin embargo no existe una metodología que permita extrapolar los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos en laboratorio sobre muestras intactas a escala de macizo rocoso. Por esto ha existido una fuerte demanda de utilizar el criterio de rotura de Hoek y Brown para obtener la resistencia del macizo rocoso y luego, a partir de estos valores de “ m ” y “ s ”, determinar unos valores de cohesión y ángulo de fricción representativos del macizo rocoso.

En 1983 Hoek presentó las siguientes ecuaciones que permiten determinar los valores de cohesión y fricción tangentes (instantáneos) a la superficie de rotura para una tensión normal, “ σ_n ”, dada. La resistencia al corte, “ τ ”, viene dada por:

$$\tau = (\cot(\phi_i) - \cos(\phi_i)) \frac{m\sigma_{ci}}{8}$$

donde el ángulo de fricción tangente es:

$$\phi_i = \arctan \frac{1}{\sqrt{4h \cos^2(\theta) + 1}}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \left(\frac{\pi}{2} + \arctan \frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}} \right)$$

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma_n + s\sigma_{ci})}{3m^2\sigma_{ci}}$$

Una vez obtenida la resistencia al corte y el ángulo de fricción tangente, la cohesión tangente se obtiene despejando del criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan(\phi_i)$$

Esta metodología resulta particularmente útil para el estudio de taludes por métodos de equilibrio límite entre franjas en los que se conoce la tensión normal en la base de cada franja y se necesita conocer la resistencia al corte de las mismas.

En 1990 Hoek publicó una nota técnica que permitía calcular los valores de cohesión y fricción tangentes para una tensión principal “ σ_3 ” dada. Aplicando el criterio de rotura se obtiene la tensión principal mayor “ σ_1 ” A partir de este punto:

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}m\sigma_{ci}}$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{1 + \frac{m\sigma_{ci}}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}}$$

$$\phi_i = \frac{\pi}{2} - \arcsin\left(\frac{2\tau}{(\sigma_1 - \sigma_3)}\right)$$

La cohesión tangente se obtiene a partir de la ecuación:

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan(\phi_i)$$

Esta metodología permitió el uso del criterio de rotura de Hoek y Brown en modelos numéricos de diferencias finitas que permiten actualizar la cohesión y el ángulo de fricción a cada paso en función de “ σ_3 ”

El problema de la linealización aún persistía puesto que la mayor parte de los métodos de análisis disponibles solo admitían un único valor de “ c ” y “ ϕ ” para cada material, constantes e independientes del estado tensional. En 1997, Hoek propuso considerar la envolvente del macizo rocoso como un “generador” de ensayos triaxiales a gran escala.

Los valores de la cohesión y el ángulo de fricción obtenidos dependerán del número de ensayos considerado y de las presiones de confinamiento utilizadas. Hoek y Brown recomiendan considerar 8 ensayos con presiones de confinamiento igualmente espaciadas entre 0 y un cuarto de la resistencia a compresión simple de la roca intacta, tal como se ilustra en la figura 8.

Una vez obtenidos estos ocho puntos, una simple regresión lineal en el plano σ_3, σ_1 , nos dará la pendiente $N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ y el intercepto, $\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$, de estos dos valores de la cohesión y del ángulo de fricción.

De esta regresión nace una dicotomía entre la resistencia a compresión simple del macizo, " σ_{cm} " y el valor del criterio de rotura de Hoek y Brown para $\sigma_3 = 0$, $\sigma_c = \sigma_{ci} S^a$ (nótese la falta del subíndice "m"). Hoek considera que " σ_{cm} " es un valor más representativo de la resistencia del macizo que " σ_c ".

En el artículo de 1997 aparecen las figuras 9 y 10 que permiten una rápida estimación de la cohesión y de ángulo de fricción respectivamente a partir de las propiedades de la roca intacta y el GSI.

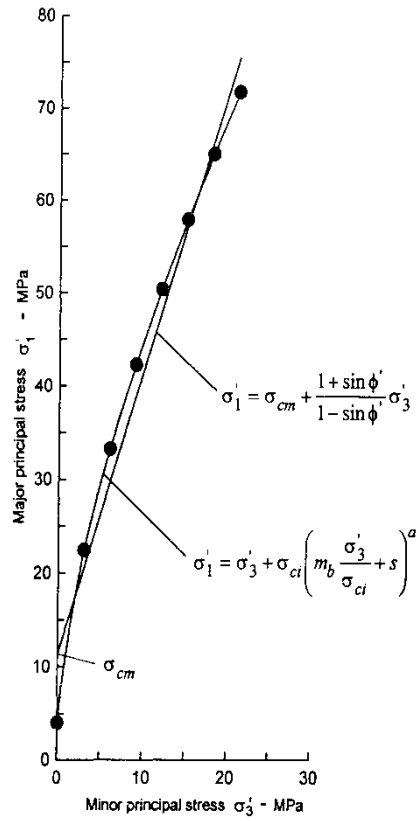


Figura 8- Linealización del criterio de rotura. (Hoek y Brown 1997)

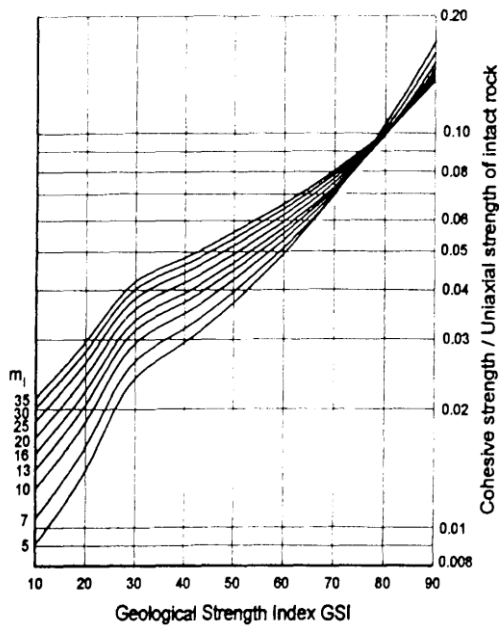


Figura 9- Relación cohesión vs. GSI. (Hoek y Brown, 1997)

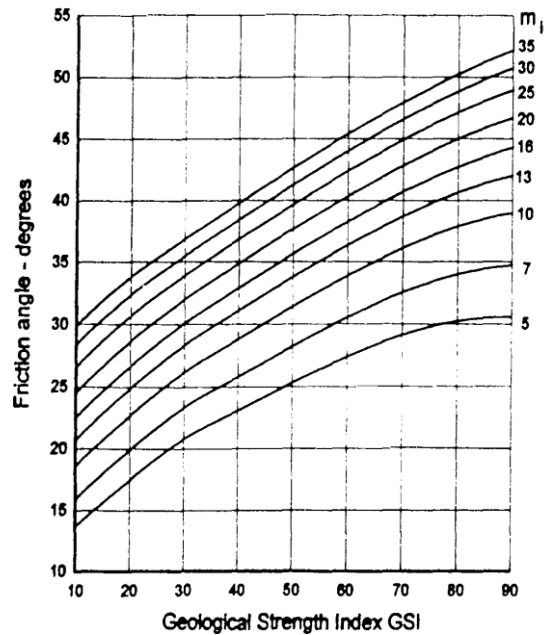


Figura 10- Relación fricción vs. GSI. (Hoek y Brown, 1997)

En el año 2002, se reconoce el peso que tiene el rango de presiones de confinamiento escogido para la linealización del criterio de rotura. Así pues, la linealización se produce intentando equilibrar áreas bajo ambos criterios de rotura para el rango $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3\max}$.

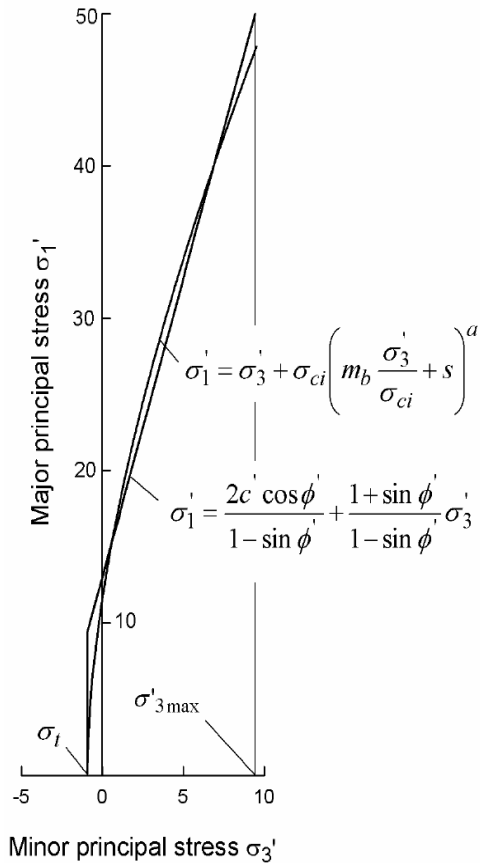


Figura 11- Linealización del criterio de rotura, (Hoek y Brown 2002).

Los valores de " $\sigma_{3\max}$ " recomendados son:

- para taludes $\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0,47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94}$
- para túneles $\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91}$
- caso general $\sigma_{3\max} = \frac{\sigma_{ci}}{4}$

Dónde:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m + 4s - a(m - 8s))(m/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

El ángulo de fricción y la cohesión tienen ahora las siguientes definiciones funcionales que evitan la necesidad de hacer una regresión lineal.

$$\phi = \arcsin \left(\frac{6am(s + m\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am(s + m\sigma_{3n})^{a-1}} \right)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m\sigma_{3n}] (s + m\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am(s + m\sigma_{3n})^{a-1})} (1+a)(2+a)}$$

Dónde:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{ci}}$$

El programa RocLab distribuido gratuitamente por Rocscience contiene los algoritmos de linealización descritos.

3.2. Deformabilidad del macizo rocoso

Además de los parámetros que cuantifican las condiciones de rotura o plastificación del macizo rocoso, para los estudios de deformación es necesario cuantificar la deformabilidad, término que se suele emplear para definir el tramo pre-rotura de la curva tensión-deformación y que se caracteriza mediante el módulo de deformación medio del macizo, “ E_M ”.

La deformabilidad, al igual que el resto de propiedades del macizo rocoso, presenta un carácter anisótropo y discontinuo, por lo que su determinación resulta compleja, siendo uno de los principales problemas de la Mecánica de Rocas.

La dificultad de realizar ensayos de compresión a escala real en macizos rocosos, o de ensayar volúmenes representativos en un laboratorio, determinan los inconvenientes para estimar de forma directa la deformabilidad del terreno. En la actualidad, los métodos disponibles para cuantificar la deformabilidad del terreno son los siguientes:

i) Correlaciones empíricas

La mejor referencia bibliográfica referente a la determinación del módulo elástico de macizo rocoso a partir de índices del terreno y clasificaciones geomecánicas corresponde a Hoek, E. & Diederichs, M.S. (2006), accesible en la siguiente dirección: <http://www.rocscience.com/hoek/references/H2006d.pdf>. A continuación se presenta un resumen de las correlaciones que han tenido una mayor relevancia práctica.

$E_M = 0,4 E_1$	-	Heuzwe, 1980, en González y Vallejo <i>et al</i> , 2002
$E_M = 0,2 - 0,6 E_1$	Según la calidad de la roca	Bieniawski, 1984 en González y Vallejo <i>et al</i> , 2002
$E_M = jE_1$	j = espaciado medio (m) de las discontinuidades	Kulhawy y Goodman, 1980, en González y Vallejo <i>et al</i> , 2002

Tabla 1 - Correlaciones con el módulo de roca intacta medido en laboratorio, E_i .

$E_M (GPa) = 10 \cdot Q_C^{1/3}$	$Q_C = Q \cdot \frac{\sigma_{ci} (MPa)}{100}$	Barton, 2002, en Hoek & Diederichs, 2006
$E_M (GPa) = 7(\pm 3) \cdot \sqrt{Q}$		Diederichs & Kaiser, 1999, en Hoek & Diederichs, 2006
$E_M (GPa) = 25 \cdot \log_{10} Q$		Barton (1980, 1992, 1993), en Hoek <i>et al</i> (1995)

Tabla 2 - Correlaciones con el índice Q .

$E_M (GPa) = 2RMR - 100$	Válida para macizos rocosos de buena calidad, RMR > 50	Bieniawski, 1978, en Hoek & Diederichs, 2006
$E_M (GPa) = 10^{(RMR-10/40)}$	Válida para macizos rocosos de calidad media-baja Para macizos rocosos de calidad baja-muy baja proporciona valores demasiado altos	Serafim-Pereira, 1983, en Hoek & Diederichs, 2006
$E_M (GPa) = \sqrt{\frac{\sigma_{ci} (MPa)}{100}} 10^{(RMR-10/40)}$	Válida para macizos rocosos de calidad baja	Hoek 1995, en González y Vallejo <i>et al</i> , 2002
$E_M (GPa) = 0,0876RMR$ $E_M = E_1 \exp\left\{\frac{RMR-100}{36}\right\}$	Para RMR < 50 Ei= modulo de roca intacta medido en laboratorio	Galera <i>et al</i> , 2005

Tabla 3 - Correlaciones con el índice RMR.

$E_M (GPa) = (1 - D/2) \sqrt{\frac{\sigma_{ci} (MPa)}{100}} 10^{(GSI-10/40)}$	Hoek 2002 en Hoek & Diederichs, 2006
$E_M (MPa) = 100.000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + \exp\left\{\frac{(75+25D-GSI)}{11}\right\}} \right)$	Hoek & Diederichs, 2006
$E_M = E_1 \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + \exp\left\{\frac{(60+15D-GSI)}{11}\right\}} \right)$	Hoek & Diederichs, 2006

Tabla 4 - Correlaciones con los índices D y GSI.

ÍNDICE

1.	LA INSTRUMENTACIÓN DE AUSCULTACIÓN EN MINERIA.....	1
1.1.	Cinta de convergencias.....	2
1.2.	Extensómetro de varillas.....	3
1.3.	Células de presión.....	5
1.4.	Células de carga.....	7
2.	INTERPRETACIÓN DE LAS MEDIDAS PROPORCIONADAS POR LOS EQUIPOS DE AUSCULTACIÓN.....	8
2.1.	Interpretación de las medidas de convergencia y velocidad de convergencia.....	8
2.2.	Interpretación de las medidas extensométricas.....	10
2.3.	Interpretación de las medidas proporcionadas por las células de carga.....	11
2.4.	Interpretación de las medidas proporcionadas por las células de presión.....	13

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-	Medida de convergencia (Geocontrol S.A.).....	2
Figura 2-	Cinta de convergencia (Sensogeo S.A.).....	3
Figura 3-	Extensómetro (Sensogeo S.A.).....	4
Figura 4-	Extensómetro instalado (Sensogeo S.A.).....	5
Figura 5-	Células de presión total (Sensogeo S.A.).....	5
Figura 6-	Esquema de instalación de células de presión.....	6
Figura 7-	Células carga (Sensogeo S.A.).....	7
Figura 8-	Curva de convergencia tendiendo a la estabilización (Inproobras S.L.).....	9
Figura 9-	Curva de velocidad de convergencia tendiendo a la inestabilización (Inproobras S.L.)..	10
Figura 10-	Expansiones en bulón extensométrico (Inproobras S.L.).....	10
Figura 11-	Evolución de la carga soportada por los bulones extensométricos (Inproobras S.L.).....	12
Figura 12-	Evolución de la carga soportada por la gunita (Inproobras S.L.).....	13

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 -	Ejemplo de convergencia y velocidad de convergencia.....	8
-----------	--	---

1. LA INSTRUMENTACIÓN DE AUSCULTACIÓN EN MINERÍA

Durante la ejecución de una obra subterránea (ya sea un túnel, una explotación minera, o cualquier otro tipo de excavación) la apertura del hueco en el macizo rocoso provoca una serie de alteraciones en el estado inicial del terreno, las cuales pueden afectar a la propia excavación, al sostenimiento colocado o las instalaciones existentes en la superficie, por lo que aquellas deben ser controladas y analizadas, con la instrumentación adecuada, para tomar las medidas correctoras en el menor tiempo posible.

La instrumentación básica de auscultación que formaría parte de un Plan de Monitorización en minería debe ser la necesaria para poder realizar el control de los siguientes parámetros:

- **Desplazamientos en el contorno de la excavación:** medición de la deformación relativa entre puntos interiores a la sección excavada (convergencias). Debe controlarse tanto el valor de la deformación como la velocidad de deformación, para lo que es necesario instalar a lo largo de la excavación una serie de estaciones de convergencia.
- **Movimientos en el interior del macizo rocoso:** Control de la deformación en el trasdós de la excavación como respuesta a la relajación tensional del terreno o descompresión. Deben instalarse, al menos, extensómetros de varillas equipados para realizar medidas a distintas profundidades.
- **Cargas y presiones sobre el sostenimiento:** medición de las carga/presión que en cada momento está soportando el sostenimiento. Cuando se utilizan bulones como elementos de sostenimiento y se quiere medir la carga que están soportando deben utilizarse células de carga. Cuando se utiliza hormigón proyectado y se quiere medir la carga que están soportando (radial y tangencial) deben utilizarse células de presión total.

Si no existen problemas de subsidencia originados por la excavación subterránea que se realice, con el control de los parámetros mencionados debería ser suficiente para garantizar la estabilidad de la excavación.

1.1. Cinta de convergencias

Es el equipo utilizado para realizar medidas de convergencia entre dos puntos. La cinta de convergencia consiste en una cinta métrica de acero inoxidable con orificios equiespaciados de alta precisión con dos ganchos en cada uno de sus extremos, la cinta incorpora un dispositivo de tensado y un reloj comparador con una resolución normalmente comprendida entre de 0,01 mm y 0,05 mm, dependiendo del fabricante.

La instalación de los puntos fijos para la realización de las medidas consiste en la colocación de pares de pernos cortos con una anilla en su extremo y anclados mediante resina o cemento al terreno, estos pernos deben protegerse mediante un tapón roscado.

La sección de medida debe colocarse lo más rápidamente posible tras la excavación, ya que sino se perderían gran parte de las deformaciones producidas, por lo general desde que se excava hasta que se puede medir la deformación se ha perdido un 50% del movimiento total.



Figura 1- Medida de convergencia (Geocontrol S.A.)

Algunas de las cintas de convergencias existentes en el mercado tienen las siguientes especificaciones técnicas.

- Rango de medida: hasta 20 m.
- Resolución: 0,01 mm.

- Exactitud: $\pm 0,01$ mm.
- Cinta acero: 0,2 x13 mm.
- Peso: 1,4 kg.
- Dimensiones: 530 mm x 50 mm x105 mm.



Figura 2- Cinta de convergencia (Sensogeo S.A.)

1.2. Extensómetro de varillas

Los extensómetros de varilla se emplean para conocer los movimientos y las deformaciones en el interior del macizo rocoso. Mediante el extensómetro se pueden conocer zonas comprimidas o traccionadas, zonas activas y planos de deslizamiento.

Su instalación consiste en la perforación de un taladro de diámetro adecuado en el que se introduce el sistema de varillaje (102 mm aproximadamente). Los taladros se realizarán en direcciones radiales al eje principal de la excavación con la longitud que se haya determinado.

A continuación se inyecta mortero en el taladro con lo que se consigue anclar cada varilla a profundidades distintas.

En la cabeza del taladro se coloca una pieza especial que permite leer la posición de cada varilla de forma automática mediante un potenciómetro. Al igual que ocurre con las cintas de convergencias, es necesario realizar la medida en el menor plazo de tiempo posible tras la excavación, ya que gran parte del movimiento se pierde antes de que pueda ser registrado.



Figura 3- Extensómetro (Sensogeo S.A.).

Los movimientos relativos entre la cabeza del instrumento y los anclajes se pueden realizar mediante transductores de desplazamiento de cuerda vibrante, que tienen las características técnicas siguientes:

- Rango: 50mm.
- Resolución: 0,025% del rango.
- Precisión total: $\pm 0,2\%$ FS.
- Temperatura de utilización: -20°C $+80^{\circ}\text{C}$.
- Señal de salida: frecuencia-cuerda vibrante.

Una vez instalados y debidamente protegidos, se cablean hasta una zona accesible. La lectura se realiza mediante la unidad de lectura de sensores de cuerda vibrante o mediante un equipo de registro de datos.



Figura 4- Extensómetro instalado (Sensogeo S.A.).

1.3. Células de presión

Las células de presión total están constituidas por dos placas de acero inoxidable soldadas a lo largo de todo su perímetro; el espacio entre las dos placas se rellena al vacío con aceite desaireado. La célula así construida está conectada a un transductor de presión por medio de un tubo de acero inoxidable, formando de esta manera un circuito hidráulico cerrado.



Figura 5- Células de presión total (Sensogeo S.A.).

La presión que actúa sobre la célula se transmite al transductor de presión a través del aceite y éste la transforma en una señal que puede ser leída por una unidad de lectura o por un equipo de registro de datos.

Las especificaciones técnicas de la célula de presión total comercializada por Sensogeo son las siguientes:

- Fondos escala: 300, 500, 700, 1000 kPa.
- Resolución: 025% FS.
- Precisión: $\pm 0.1 \sim \pm 0.5\%$ FS.
- Dimensiones célula: circular $\varnothing 200$ mm x 6mm.
- Temperatura de utilización: $-20^{\circ}\text{C} +80^{\circ}\text{C}$.

Las células se instalarán entre el terreno y el sostenimiento o entre la primera capa de sellado de hormigón proyectado y la siguiente, según sea su disposición radial o tangencial.

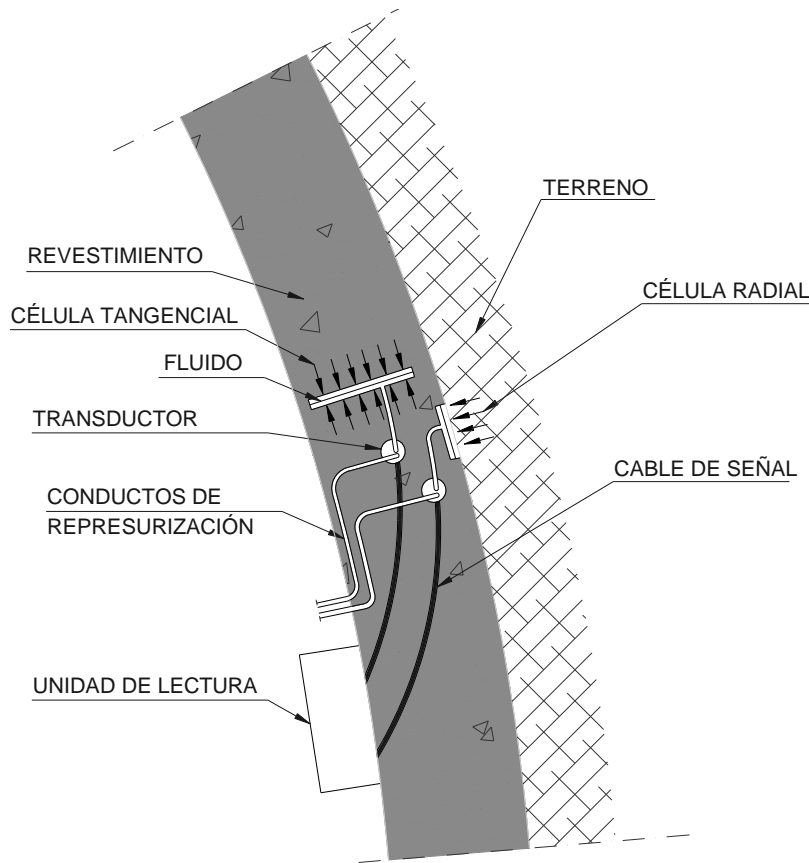


Figura 6- Esquema de instalación de células de presión.

1.4. Células de carga

Este tipo de células se utilizan, entre otras cosas, para medir las cargas a las que están sometido los bulones, o anclajes de un sostenimiento, y están constituidas por un cuerpo de acero inoxidable de forma toroidal, sensibilizado por medio de puntos de cuerda vibrante, garantizando así una sensibilidad muy pequeña a las cargas excéntricas. La célula va acompañada de placas de distribución estándar que permiten una correcta distribución de las cargas transmitidas por los bulones o anclajes en el cuerpo anular de la célula.

Las características técnicas de las células de carga comercializadas por Sensogeo son las siguientes:

- Tipo de sensor: de cuerda vibrante.
- Fondo escala: hasta 150 t.
- Sobrecarga: 150% del factor de escala.
- Sensibilidad: $\pm 0,025\%$.
- Resolución: 0,025%.
- Rango de temperatura de utilización -20°C $+80^{\circ}\text{C}$.



Figura 7- Células carga (Sensogeo S.A.).

Una vez instaladas en el correspondiente anclaje o bulón, la célula se cablea hasta una zona accesible. La lectura se realiza con la unidad de lectura de sensores de cuerda vibrante o con un equipo de adquisición de datos.

2. INTERPRETACIÓN DE LAS MEDIDAS PROPORCIONADAS POR LOS EQUIPOS DE AUSCULTACIÓN

La interpretación de las medidas proporcionada por los equipos de auscultación debe hacerse en un tiempo prudencial (lo más rápidamente posible) para de esta manera poder actuar antes de que se produzca la rotura de un sostenimiento o el colapso de una excavación.

2.1. Interpretación de las medidas de convergencia y velocidad de convergencia

La convergencia (mm) y la velocidad de convergencia (mm/día) se puede representar en función del tiempo (días) o en función de la distancia al frente de excavación en obras lineales.

La convergencia, es un parámetro que indica la deformación que está sufriendo la excavación, pero no representa de forma nítida si existe un riesgo de colapso en la misma. Por el contrario, la velocidad de convergencia si es un parámetro indicativo de la posibilidad de colapso en la excavación si no se toman las medidas adecuadas.

Para la representación de curva de convergencia se debe elaborar una tabla como la que se muestra a continuación (los datos que aparecen son un ejemplo, no se corresponden con las gráficas siguientes):

ESTACIÓN Nº:			P.K:		
Día de la medida	Tiempo acumulado (días)	Lectura (mm)	Convergencia (mm)	Convergencia total (mm)	Velocidad de convergencia (mm/día)
01/11/15	0	22,30	0,00	0,00	0,00
07/11/15	6	20,20	2,10	2,10	0,35
14/11/15	13	19,00	1,20	3,30	0,17
21/11/15	20	18,50	0,50	3,80	0,07

Tabla 1 - Ejemplo de convergencia y velocidad de convergencia.

Con las medidas que se vayan obteniendo se representan las gráficas de convergencia y velocidad de convergencia. La Figura 8- representa la gráfica de convergencia en función del tiempo, como puede verse la curva tiende, claramente, a ponerse paralela al citado eje, lo que indica que la excavación tiende a la estabilización.

En la Figura 9-, que representa la velocidad de convergencia en mm/día, puede observarse como a partir del día 90 (no debe llegarse nunca a esta situación) la velocidad de convergencia crece de tal manera que la curva tiende a ponerse paralela al eje de la velocidad (mm/día) lo que indica que el valor la aceleración del movimiento de desestabilización está próximo a superar el valor de la aceleración de la gravedad, en cuyo momento puede producirse el colapso súbito de la excavación. En este caso y viendo la evolución de la velocidad de convergencia podría decirse que, en el día 45 hubiera sido aconsejable detener el avance de la excavación y proceder a reforzar el sostenimiento para estabilizar la excavación.

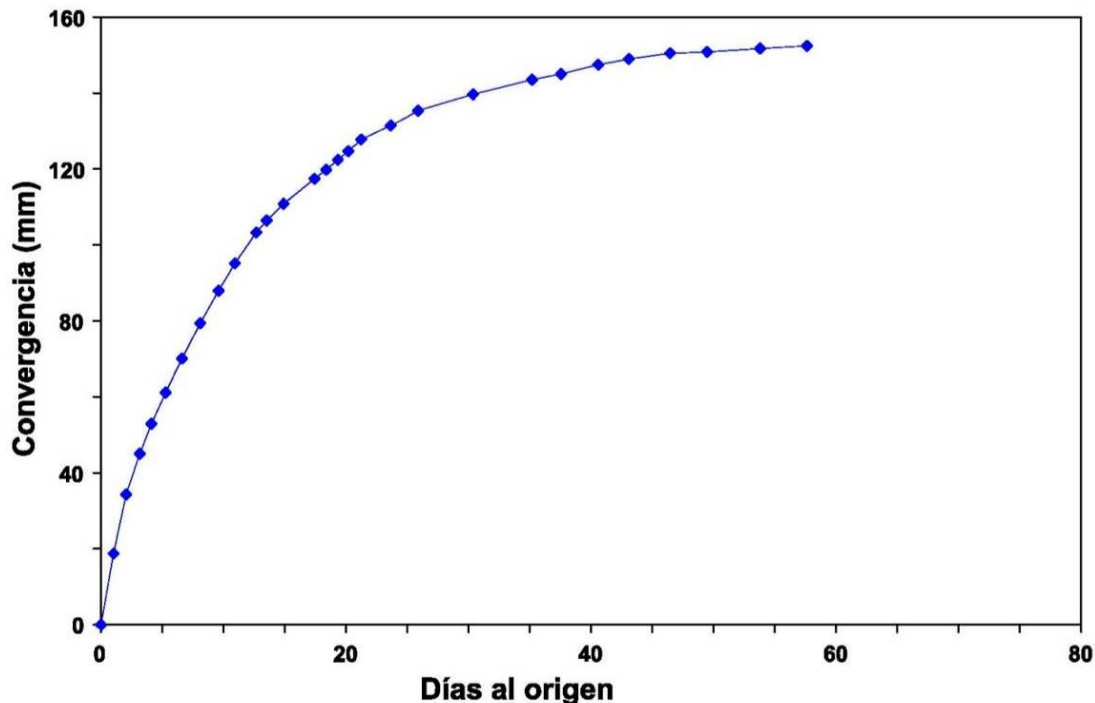


Figura 8- Curva de convergencia tendiendo a la estabilización (Inprobras S.L.).

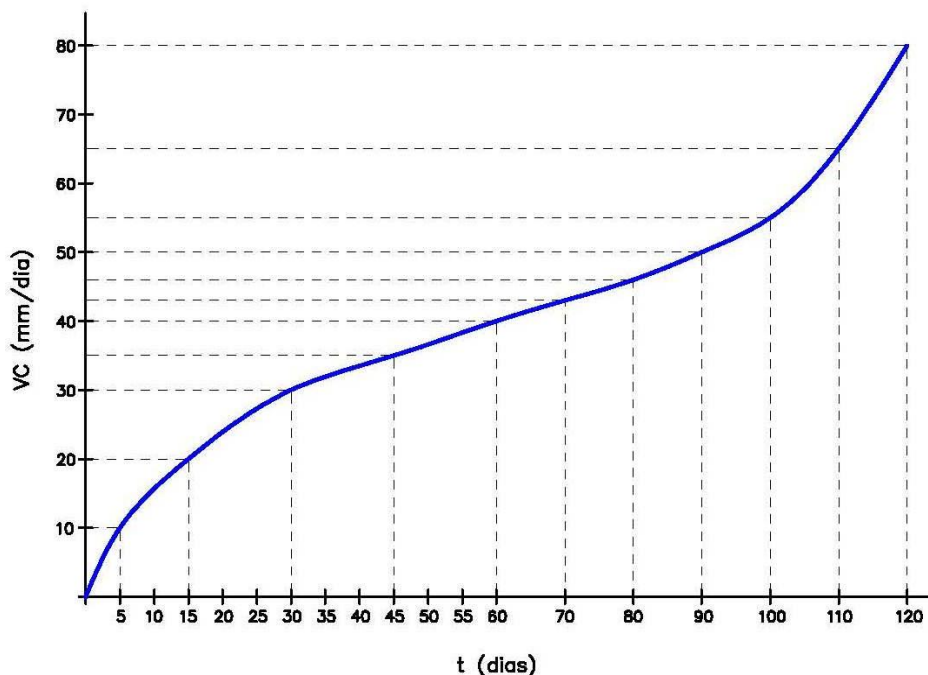


Figura 9- Curva de velocidad de convergencia tendiendo a la inestabilización (Inprobras S.L.).

2.2. Interpretación de las medidas extensométricas

El gráfico siguiente representa las medidas reales proporcionadas por un bulón 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 bulones y gunita.

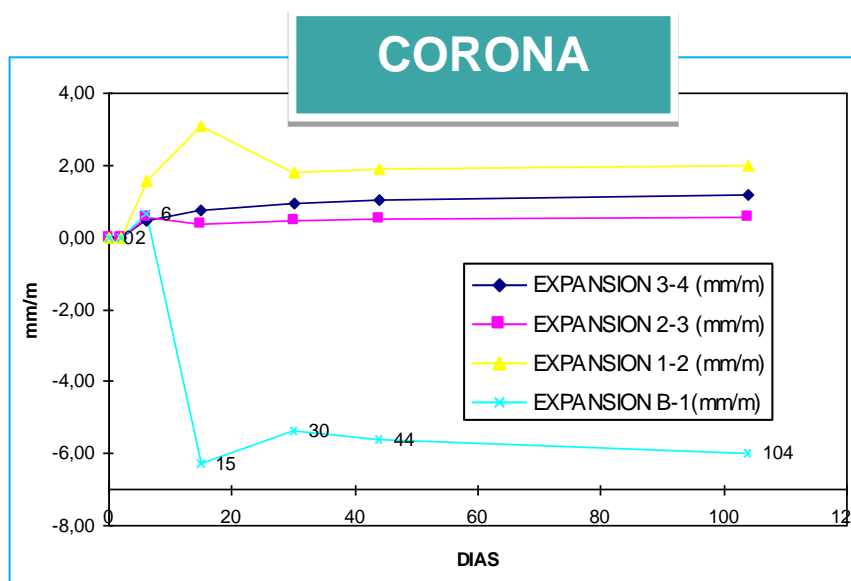


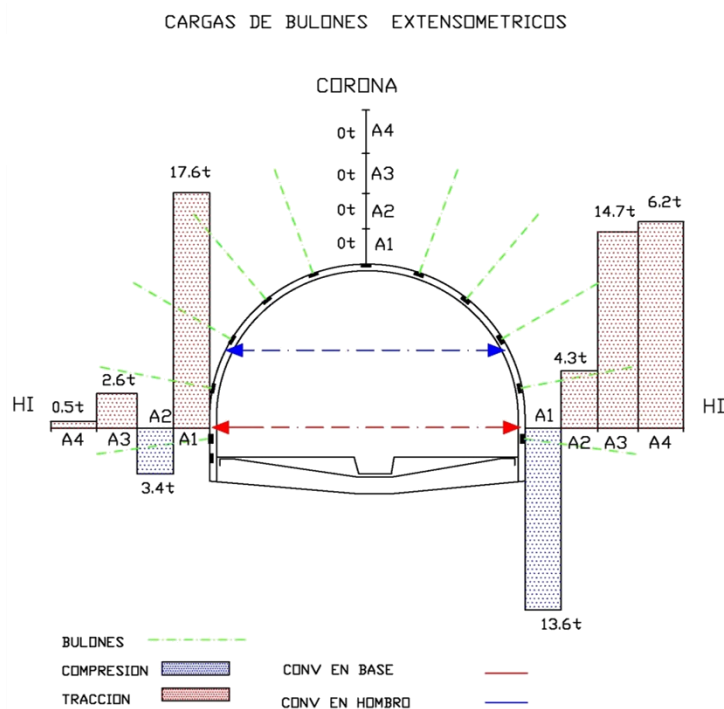
Figura 10- Expansiones en bulón extensométrico (Inprobras S.L.).

El criterio de signos adoptados en mecánica de roca atribuye el valor negativo a la compresión y el valor positivo a la tracción.

En base a lo anterior, de la figura se deduce que, hacia el interior del macizo rocoso, los 0,5 m que circundan a la galería se encuentran comprimidos (-6 mm/m), mientras que a partir de los 0,5 m empiezan las zonas sometidas a tracción, aunque las grietas formadas son de escasa consideración, según los valores medidos, que no alcanzan los 3 mm/m.

2.3. Interpretación de las medidas proporcionadas por las células de carga

La carga sobre los bulones extensométricos, que se representa en la siguiente agrupación de figuras, fue obtenida en la misma zona de galería que en el caso donde se midieron las expansiones.



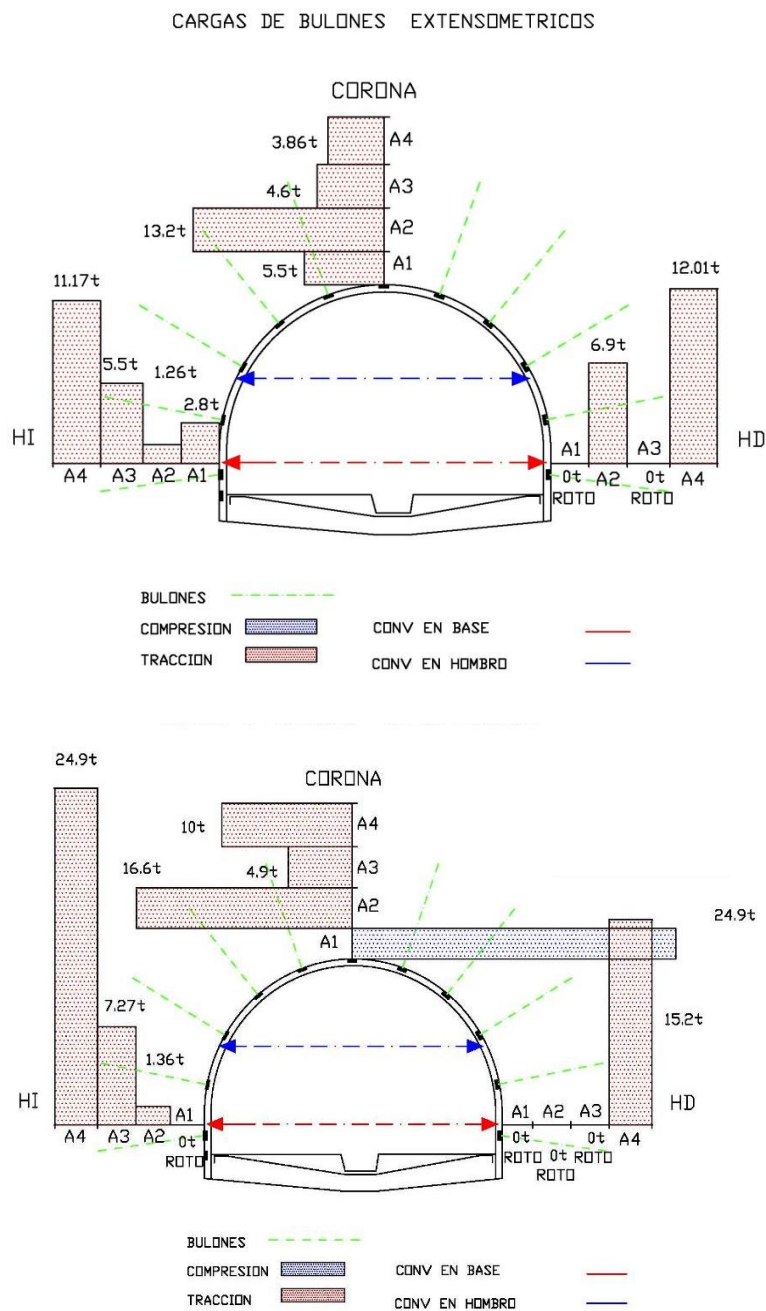


Figura 11- Evolución de la carga soportada por los bulones extensométricos (Inproobras S.L.).

De las figuras anteriores parece deducirse que se crea una zona de compresión en entorno de la galería que afecta a los bulones, llegando a producir su rotura. La zona de compresión puede tener su origen en una gunita demasiado rígida, por lo que parece lógico utilizar una gunita más plástica y con mayor tiempo de fraguado, para que pueda realizar su trabajo conjuntamente con los bulones.

2.4. Interpretación de las medidas proporcionadas por las células de presión

En la misma zona donde se colocaron los bulones extensométricos representados en las figuras 10 y 11, se instalaron células de presión radial y de presión tangencial en la zona alta y baja de los hastiales de la galería.

En la figura siguiente puede observarse como se produce la rotura de la gunita en la zona baja de los hastiales y a los pocos días de colocarse, lo que coincide con la rotura de los bulones extensométricos en esa zona, por lo que si parece lógico modificar la rigidez y las plasticidad de la gunita.

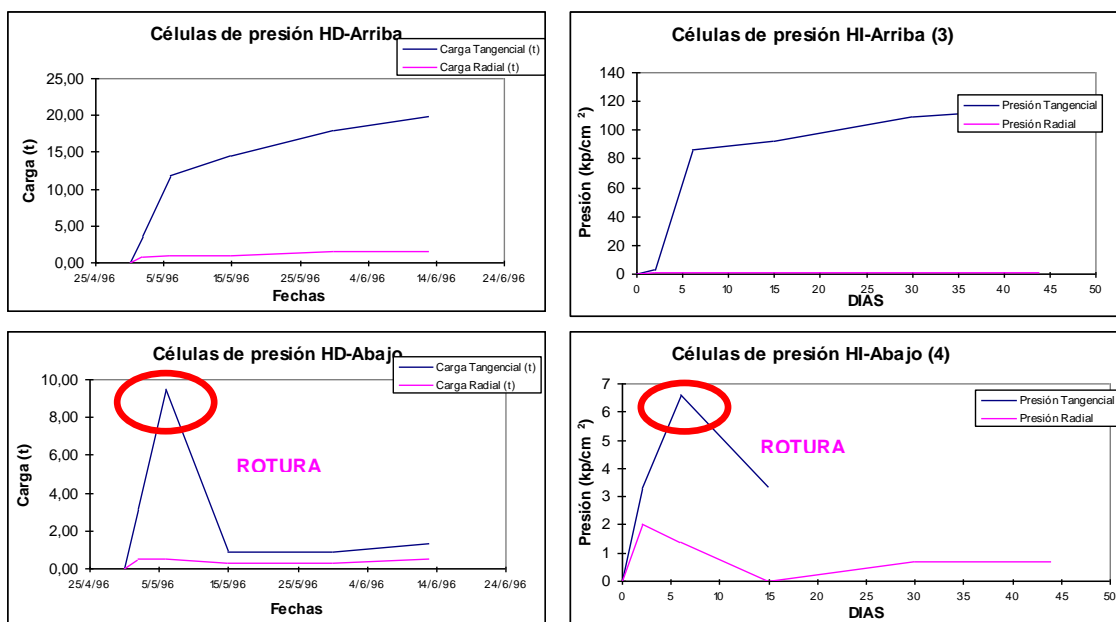


Figura 12- Evolución de la carga soportada por la gunita (Inprobras S.L.).

2015

ANEXO VI

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo de carga puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	valor		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%		
		valor	20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		> 2m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
		valor	20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m		
		valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 – 1,0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm		
		valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	ondulada	suave		
		valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		valor	6	4	2	2	0		
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta				
valor	6	5	3	1	0				
Total									
5	Flujo de agua en las juntas	Flujo por cada 10 m de túnel	Nada	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación Pagua/P principal	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condicions Generals	Completament secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
		valor	15	10	7	4	0		

FICHAS ORIENTATIVAS BÁSICAS PARA EL CONTROL GEOTÉCNICO DE LAS LABORES MINERAS

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	Fase inicial.....	3
1.2.	Fase de desarrollo.....	8
1.3.	Fase de evaluación.....	18

1. INTRODUCCIÓN

Desde un punto de vista de la Seguridad Minera, la inspección y vigilancia regular de las labores mineras es una necesidad. Por ello, por una parte están los controles que realizan los propios responsables de la mina, y por otra, las inspecciones oficiales de los Servicios Mineros de las Comunidades Autónomas.

Las inspecciones realizadas por la Autoridad Minera o delegadas en Entidades Colaboradoras de la Administración (E.C.A.), se centran en lo relativo a la prevención de accidentes de trabajo y de enfermedades profesionales, así como la exacta observancia de las normas de seguridad e higiene en el trabajo y cumplimiento de lo establecido en el Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera. Estas inspecciones y vigilancias deberán reflejar recomendaciones y prescripciones obligatorias a implantar con el fin de intentar subsanar o evitar situaciones de riesgo.

La inspección y control de una mina subterránea debería sustanciarse en tres fases bien diferenciadas:

1. **Fase Inicial:** Comprende la recopilación inicial de documentación, el análisis previo de la misma y la elaboración de un informe previo, en el que se incluye una planificación de la inspección, coordinada con el explotador de la mina.
2. **Fase de desarrollo:** Esta fase supone el desarrollo de todas las comprobaciones de inspección necesarias para verificar la correcta estabilidad geotécnica de la mina, el estado del sostenimiento, las condiciones de inestabilidad y zonas de riesgos geotécnicos y recopilar la información necesaria sobre los mismos.
3. **Fase de evaluación:** Esta última fase conlleva el procesado de la información obtenida de las inspecciones, y la elaboración del informe

donde se reflejen recomendaciones y prescripciones a implantar con el fin de intentar subsanar o evitar situaciones de riesgo.

Se aporta una ficha básica orientativa cuyo objetivo es ayudar a efectuar un correcto proceder en la inspección y el control geotécnico de las labores en una mina subterránea (zonas de riesgo geotécnico y sostenimiento aplicado), basada en las observaciones y recomendaciones reflejadas a lo largo de la guía, especialmente los siguientes capítulos y anexos:

- CAPÍTULO 4. SOSTENIMIENTO EN MINERÍA.
- CAPÍTULO 6. FENÓMENOS DE INESTABILIDAD.
 - 6.3. Situaciones de Riesgo.
- ANEXO II - ENTIBACIÓN CON MADERA.
- ANEXO III – PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS.
- ANEXO V - INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN.

1.1. Fase inicial

1.- IDENTIFICACIÓN DE LA MINA			
Nombre			
Empresa:			
Ubicación:			
Director Facultativo:		Fecha	
Tipo de Minería			
Tipo de explotación:			
Observaciones:			
PLANO DE SITUACIÓN:			

2.- DOCUMENTACIÓN APORTADA		
(Recopilación y verificación técnica de toda la documentación relativa a la explotación minera)		
	SI	NO
• Plan de labores	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
• Proyecto de Explotación	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
• Modificaciones al proyecto de explotación	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
• Estudios geológicos-geotécnicos del macizo rocoso (sondeos, ensayos de campo, ensayos de laboratorio, hidrogeología, informes, etc.).	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Especificar la documentación:		
• Proyecto de sostenimiento conforme a la ITC 04.6.05 "Sostenimiento de Obras Subterráneas".	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
• Informes del Responsable de Seguridad de la Mina (inventario de incidentes /accidentes acaecidos)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
• Documentación sobre certificados de calidad de los materiales utilizados en el sostenimiento.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
• Sistema de auscultación implantado. Documentación e informes sobre la instrumentación. Resultados de las Inspecciones rutinarias realizadas por la empresa y el responsable de seguridad.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Otros:		
Observaciones:		

3.- COMPROBACIÓN DEL CONTENIDO BÁSICO DEL PROYECTO DE SOSTENIMIENTO CONFORME A LA ITC 04.6.05		
	SI	NO
1. Definición de la labor.		
• LABORES ASOCIADAS A LAS EXPLOTACIONES		
• LABORES NO ASOCIADAS		
Deberá conocer el nivel al que corresponde el proyecto. Nivel del proyecto: <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> otros		
1.1. ¿Se ha definido la labor/obra geoméricamente, especificando las dimensiones útiles de las distintas secciones y se han representado en planta y alzado?		
1.2. ¿Se ha especificado su utilización prevista, indicando las condiciones que debe reunir?		
1.3. Al definir la labor/obra ¿se ha tenido en cuenta si existen obras (subterráneas o superficiales) próximas, así como labores de explotación que pudieran afectarla durante su construcción y después? (En caso de haberlo tenido en cuenta debe constar expresamente en el proyecto)		
2. Características del terreno		
2.1. ¿Se ha caracterizado geomecánicamente el terreno circundante, en una sección con anchura y altura 6 veces mayor que la excavación proyectada?		
2.2. ¿Se han estudiado los litotipos definiendo sus características geotécnicas?		
2.3. ¿Se han estudiado las discontinuidades estructurales definiendo sus características geotécnicas?		
2.4. ¿Se ha estudiado expresamente la posible presencia de agua en el terreno circundante?		
2.5. A partir de la caracterización del terreno, ¿se ha realizado un perfil geotécnico a lo largo de toda la excavación prevista diferenciando tramos con características?		
3. Diseño del sostenimiento		
3.1. Si procede ¿se han diseñado distintos tipos de sostenimiento teniendo en cuenta la zonificación del terreno realizada?		
3.2. ¿Se han tenido en cuenta las dimensiones de la obra o labor en el diseño del sostenimiento?		
3.3. Al diseñar el sostenimiento, ¿se han tenido en cuenta las condiciones impuestas por la explotación y las posibles influencias de labores, excavaciones o explotaciones próximas?		
3.4. ¿Se ha distinguido entre el sostenimiento y revestimiento? (Debe tenerse en cuenta que el sostenimiento debe mantener la estabilidad de la excavación, así como de las labores e instalaciones próximas durante todas las etapas constructivas a lo largo de la utilización de la obra, en caso de no prever la colocación de un revestimiento).		

3.- COMPROBACIÓN DEL CONTENIDO BÁSICO DEL PROYECTO DE SOSTENIMIENTO CONFORME A LA ITC 04.6.05		
	SI	NO
3.5. Como resultado del diseño ¿se han definido, para cada tipo de sostenimiento, los elementos estructurales de sostenimiento, en calidad y cantidad?		
3.6. ¿Se ha definido el proceso de colocación en cada sección y tramos diferenciados en la zonificación de la obra?		
3.7. ¿Se ha tenido en cuenta de alguna forma el efecto de la convergencia, para que la sección final sea la requerida?		
4. Método constructivo		
4.1. ¿Se han especificado todas las fases del ciclo de avance en cada tramo diferenciado, si fuera el caso? (deben incluir la maquinaria y procedimientos previstos en cada una de ellas, condiciones de utilización y exigencias a respetar en la colocación del sostenimiento)		
4.2. ¿Se han especificado las distancias máximas al frente a las que puede colocarse cada elemento de sostenimiento?		
5. Medidas de control		
5.1. ¿Se ha incluido un plan de control que permita conocer razonablemente el comportamiento del sostenimiento y los desplazamientos del terreno circundante, tanto en las distintas fases constructivas como en las de utilización?		
6. Documentos del proyecto		
6.1. ¿El proyecto se estructura en los siguientes documentos: Memorias, Planos, Presupuesto y Pliego de condiciones?		
6.2. ¿La memoria del proyecto expone razonadamente los procesos de obtención de datos, tanto del terreno como de las excavaciones e instalaciones próximas?		
6.3. ¿La memoria del proyecto expone razonadamente los diseños de sostenimiento adoptados?		
6.4. ¿La memoria del proyecto expone razonadamente el método constructivo?		
6.5. ¿La memoria del proyecto expone razonadamente las medidas de control del sostenimiento?		
6.6. ¿Se definen en los planos del proyecto todos los aspectos necesarios para construir y controlar la obra de acuerdo con el diseño adoptado, como mínimo, a una escala 1:1000 para los planos generales y a 1:100 los planos constructivos de detalle?		
6.7. ¿En el pliego de condiciones, se especifican los tipos y clases de los materiales a utilizar, procedimientos de puesta en obra y controles que se haya previsto realizar?		

4.- PLANIFICACIÓN DE LA INSPECCIÓN

Conocidas las características de la mina y la problemática asociada a la explotación, establecer un listado de actividades a realizar y zonas a controlar durante la inspección, en consenso con el Director Facultativo.

1.2. Fase de desarrollo

1.- IDENTIFICACIÓN DE LA LABOR				
Esta fase supone el desarrollo del plan de inspección propuesto para comprobar y verificar la correcta estabilidad geotécnica, el estado del sostenimiento y las condiciones de inestabilidad de aquellas zonas consideradas, así como recopilar la información necesaria sobre las mismas.				
Ubicación en la explotación:				
P.K. Sección analizada:				
Tipo de labor:	<input type="checkbox"/> Transversal	<input type="checkbox"/> Galería guía	<input type="checkbox"/> Galería en dirección	
Situación respecto a la explotación:	<input type="checkbox"/> A techo	<input type="checkbox"/> A muro		
Distancia galería - explotación:				
Método de explotación:				
Tipo de excavación				
Potencia de la capa:				
Medidas de control:				
DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO: (Reflejar el tipo de sostenimiento y características) Consultar el "Capítulo 4. SOSTENIMIENTO EN MINERÍA"				
MADERA	BULONES	CERCHAS	GUNITA	OTROS
	Tipo:	Tipo:	Tipo:	<input type="checkbox"/> Chapa
	Longitud:	Separación:	Espesor:	<input type="checkbox"/> Mallazo
	Malla:		Reforzado:	<input type="checkbox"/> Contrabóveda
	Carga de rotura:			<input type="checkbox"/> Revestimiento
OBSERVACIONES:				
PLANO - CROQUIS				

2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS – GEOTÉCNICAS

Se reflejarán las características y las estructuras geológicas presentes en la zona a inspeccionar como factores condicionantes de la estabilidad geotécnica y situaciones de riesgo, según lo reflejado en la guía. Consultar el subcapítulo “6.3. *Situaciones de riesgo*”.

2.1. ESTRUCTURA GEOLÓGICA GENERAL

Litología:							
Pliegue:	<input type="checkbox"/> Anticlinal <input type="checkbox"/> Sinclinal						
Fallas (tipo y características):	<input type="checkbox"/> Inversa <input type="checkbox"/> Directa						
Orientación estratificación:	Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzam. (0-20°)
	Dirección según Buzamiento		Dirección Contrabuzam.				
	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	Buz. 45°-90°	Buz. 20°-45°	
Condiciones ambientales (agua y gas):							
Grado de humedad:	Seco	Ligeram. húm.	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Otras:							

CORTE GEOLÓGICO - CROQUIS ESTRUCTURAL

2.2. DISCONTINUIDADES

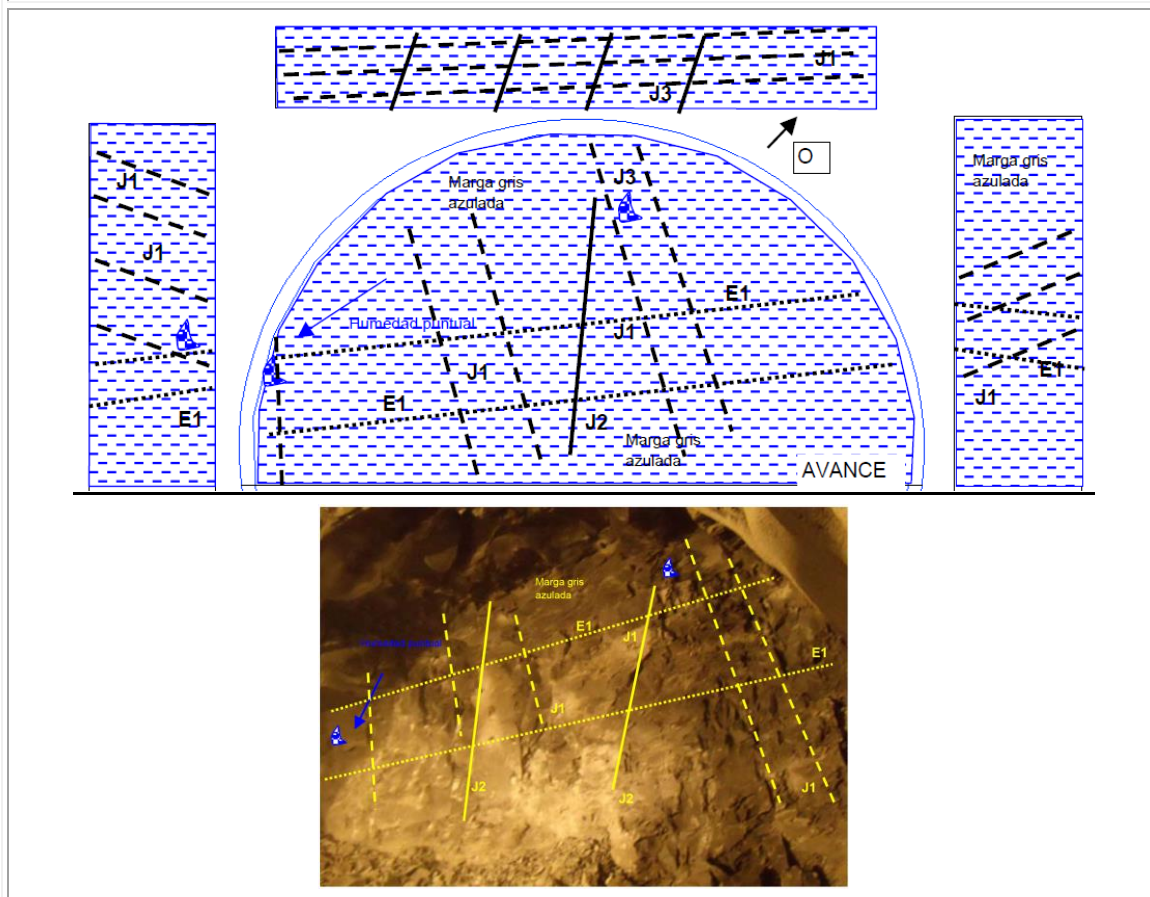
Se realizará un estudio de los parámetros geométricos de las discontinuidades, como factor esencial del comportamiento mecánico del terreno, y condicionante de la estabilidad y la formación de cuñas inestables.

Consúltese el “ANEXO III – PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS”.

FAMILIA DE JUNTAS

JUNTA	DIREC. BUZAM.	BUZAM.	ABERTURA	RELLENO	RUGOSIDAD	CONTIN.	ESPACIADO (m)	OBSERVAC.
J1	180°	75°	1-5mm	S.R, duro	Rug. Lig. Rugosa	3-10	0,2 – 1,0	Plano local con estrias de falla
J2								
J3								
E1								

CROQUIS DEL PERÍMETRO DE EXPLOTACIÓN:



2.3. CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA (SEGÚN BIENIAWSKI)

Se evaluará la calidad geomecánica del macizo rocoso utilizando la metodología de Bieniawski, desarrollada en el "ANEXO III- PARÁMETROS DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS".

PARÁMETROS		VALORACIÓN	PUNTUACIÓN
Resistencia roca (MPa)		5-50	3
RQD		50-90	14
Espaciado de Juntas		> 200 mm	15
Estado de juntas	Continuidad	Continuas	0
	Apertura	Cerradas	6
	Rugosidad	Satinadas	1
	Relleno	No o Duro	5
	Meteoriz/Alter.	Ligera	5
			17
Presencia de agua		goteando	4
Corr. Orientación		Favorable-Regular	-8
RMR _{TOTAL} (INTERVALO)			45
CALIDAD GEOMECAÑICA: CLASE _{RMR}			MEDIA

PERFIL DE EXCAVACIÓN

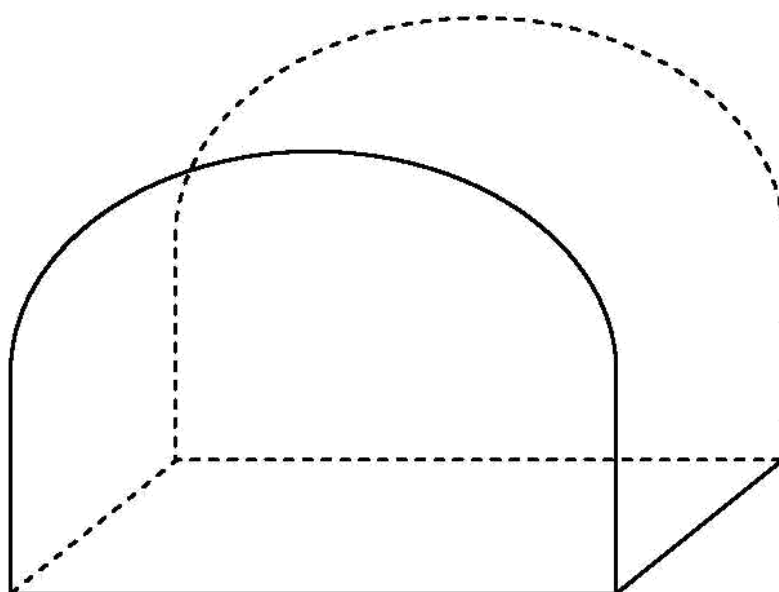
3. INESTABILIDADES Y DEFORMACIONES DETECTADAS

Se realizará un inventario de la sintomatología de inestabilidad detectada en el área y su ubicación respecto al hueco excavado. Consultar el "CAPÍTULO 6. FENÓMENOS DE INESTABILIDAD". Subcapítulo "6.3. Situaciones de Riesgo".

	HASTIAL IZDO.	CLAVE	HASTIAL DCHO.
1. Estable			
2. Inestable			
3. Chineo			
4. Caída de piedras			
5. Caída de cuñas			
6. Caída de bloques			
7. Plastificación			
8. Estallido de roca			
9. Techos planos			
10. Otros			

PROBLEMAS ESPECIALES

Filtraciones de agua			
Zonas de fracturas (fallas)			
Terrenos expansivos			
Zonas muy inestables			

UBICACIÓN DE LAS INESTABILIDADES EN EL PERÍMETRO DE EXPLOTACIÓN

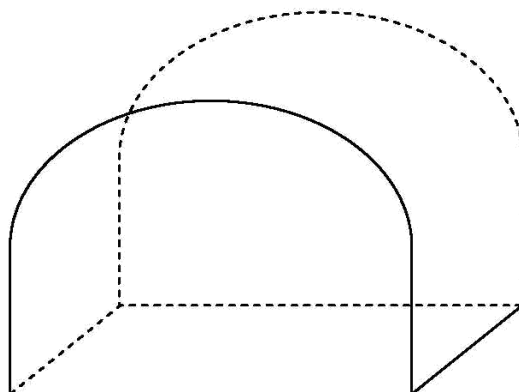
FOTOGRAFÍAS

OBSERVACIONES

4. INSPECCIÓN DEL SOSTENIMIENTO

Consiste en inspeccionar, comprobar y verificar la correcta colocación del sostenimiento establecido, en base a las recomendaciones reflejadas en la guía.

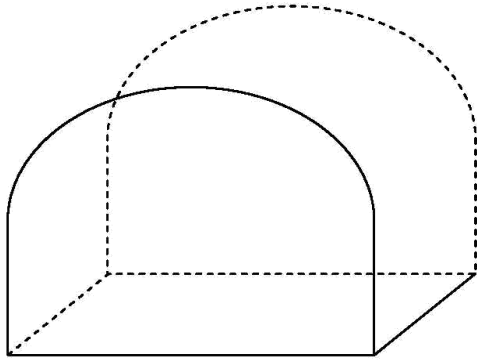
Dibujar el tipo de sostenimiento utilizado en la zona a inspeccionar

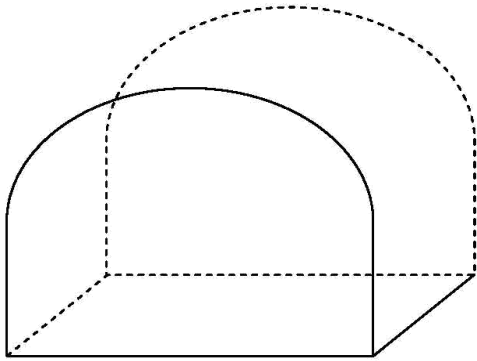


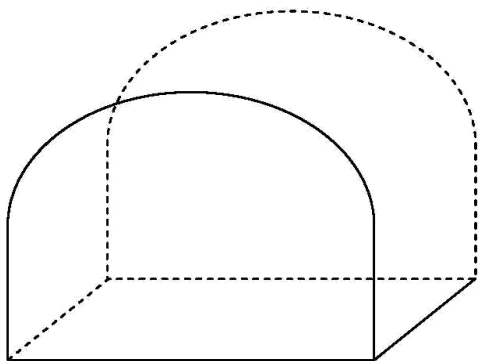
MADERA Consúltese el “Capítulo 4. SOSTENIMIENTO EN MINERÍA” y el “ANEXO II - ENTIBACIÓN CON MADERA”.	SI	NO
1. ¿Están los cuadros perfectamente aplomados? (no están desplazados hacia delante o hacia atrás, ni la trabanca ni los pies)		
2. ¿Existe interacción terreno/sostenimiento, directamente o mediante cuñas y guarnecido?		
3. ¿Existen roturas en la trabanca o en los pies?		
4. ¿El guarnecido está roto?		
5. ¿Las piezas que componen el cuadro (trabanca y pies) están desplazadas o fuera de los encajes que forman la unión?		
6. ¿Los cuadros están unidos mediante tresillones? (para que el sostenimiento trabaje solidariamente)		
7. ¿Los pies de los cuadros están descalzados?		
8. ¿Los elementos están solidarizados y en buenas condiciones?		
9. ¿Las uniones entre los diferentes elementos del cuadro y entre los pies del cuadro y el piso de la galería se han efectuado correctamente?		
10. ¿Se observan carencias, deformaciones/roturas?		

Dibujar deformaciones, carencias y defectos detectados en el sostenimiento y posible riesgo

Área reservada para el dibujo de deformaciones, carencias y defectos detectados en el sostenimiento y posible riesgo.

<p>Dibujar el tipo de sostenimiento utilizado y sus características en la zona a inspeccionar</p> 	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Tipo:</td> <td><input type="checkbox"/> TH</td> </tr> <tr> <td></td> <td><input type="checkbox"/> EH</td> </tr> <tr> <td></td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Separación:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tipo de unión:</td> <td><input type="checkbox"/> Abarcón <input type="checkbox"/> G</td> </tr> <tr> <td>Elementos de refuerzo:</td> <td><input type="checkbox"/> Chapas <input type="checkbox"/> Mallazo <input type="checkbox"/> Otros</td> </tr> </table>	Tipo:	<input type="checkbox"/> TH		<input type="checkbox"/> EH		<input type="checkbox"/>	Separación:		Tipo de unión:	<input type="checkbox"/> Abarcón <input type="checkbox"/> G	Elementos de refuerzo:	<input type="checkbox"/> Chapas <input type="checkbox"/> Mallazo <input type="checkbox"/> Otros
Tipo:	<input type="checkbox"/> TH												
	<input type="checkbox"/> EH												
	<input type="checkbox"/>												
Separación:													
Tipo de unión:	<input type="checkbox"/> Abarcón <input type="checkbox"/> G												
Elementos de refuerzo:	<input type="checkbox"/> Chapas <input type="checkbox"/> Mallazo <input type="checkbox"/> Otros												
CERCHAS METÁLICAS													
Consúltese el "Capítulo 4. SOSTENIMIENTO EN MINERÍA".													
	SI	NO											
1. ¿Están los cuadros perfectamente aplomados? (no están desplazados hacia delante o hacia atrás, ni la trabanca ni los pies).													
2. ¿Existe interacción terreno/sostenimiento, directamente o mediante cuñas y guarnecido?													
3. ¿Existen roturas o dobleces en la trabanca o en los pies?													
4. ¿El par de apriete de las grapas es el recomendado por el fabricante?													
5. ¿El guarnecido está roto?													
6. ¿Las piezas que componen el cuadro (trabanca y pies) están desplazadas o fuera de los encajes que forman la unión?													
7. ¿Los cuadros están unidos mediante tresillones? (para que el sostenimiento trabaje solidariamente)													
8. ¿Los pies de los cuadros están descalzados?													
9. ¿Los elementos están solidarizados y en buenas condiciones?													
10. ¿Las uniones entre los diferentes elementos del cuadro y entre los pies del cuadro y el piso de la galería se han efectuado correctamente?													
11. ¿La distancia de posteo es la recomendada en el proyecto de sostenimiento?													
12. ¿Se sanea correctamente la zona, a fin de evitar accidentes, tanto en su colocación como en posteriores labores?													
13. ¿El cuadro está firmemente anclado al terreno?													
14. ¿El cuadro se clava en el terreno?													
15. ¿Se observan carencias, deformaciones/roturas?													
<p><u>Dibujar deformaciones, carencias y defectos detectados en el sostenimiento y posible riesgo</u></p> <div style="border: 1px solid black; height: 100px; width: 100%;"></div>													

	Longitud:		Malla:	
	Tipo:	<input type="checkbox"/> Acero corrugado		
		<input type="checkbox"/> Cables		
<input type="checkbox"/> Anclaje mecánico				
<input type="checkbox"/> Split Set				
<input type="checkbox"/> Swellex				
<input type="checkbox"/> Autoperforantes				
<input type="checkbox"/> Fibra de vidrio				
<input type="checkbox"/> Otro				
Elementos de refuerzo:	<input type="checkbox"/> Tela metálica			
	<input type="checkbox"/> Mallazo			
	<input type="checkbox"/> Otros			
BULONES				
Consúltese el “Capítulo 4. SOSTENIMIENTO EN MINERÍA”.				
		SI	NO	
1. ¿Los bulones, placas de base y morteros cumplen con las especificaciones aplicables y con las características del pedido realizado?				
2. ¿La longitud y diámetro de los bulones es la apropiada, según las recomendaciones del proyecto y modificaciones recomendadas por técnico competente?				
3. ¿El equipo de bulonaje funciona correctamente?				
4. ¿Se programan y se realizan ensayos de tracción sobre bulones escogidos al azar o ubicados en los lugares más desfavorables con el fin de verificar la capacidad de anclaje?				
5. ¿La malla de bulones se encuentra colocada conforme a las recomendaciones de sostenimiento de proyecto?				
6. ¿Las placas de base se colocan en contacto con el terreno?				
7. ¿Se colocan más bulones de los contemplados en los esquemas iniciales, en caso de ser necesarios?				
8. ¿El anillo de bulones se comienza colocando desde lugar protegido?				
9. ¿Los diámetros de perforación están en concordancia con el diámetro del bulón a colocar?				
10. Cuando se utiliza un mortero de cemento o resina ¿el número de cartuchos garantiza el anclaje del bulón en toda su longitud? (la resina o el cemento debe salir por la boca del barreno)				
11. ¿Las placas de base están dobladas o punzonadas?				
12. ¿Los bulones se colocan perpendicularmente a la estratificación?				
<u>Dibujar carencias y defectos detectados en el sostenimiento y posible riesgo</u>				

	Espesor:	
	Tipo:	
Elementos de refuerzo:	<input type="checkbox"/> Tela metálica <input type="checkbox"/> Mallazo <input type="checkbox"/> Fibras metálicas <input type="checkbox"/> Fibras sintéticas <input type="checkbox"/> otro	
HORMIGÓN PROYECTADO		
Consúltese el “ <i>Capítulo 4. SOSTENIMIENTO EN MINERÍA</i> ”.		SI
NO		
1. ¿Se aplicando el hormigón desde la parte inferior/base?		
2. ¿La capa de hormigón cubre completamente los elementos de refuerzo?		
3. ¿Se drenan correctamente las juntas portantes de agua, con el fin de liberar las altas presiones de agua?		
4. ¿El espesor del hormigón proyectado, el refuerzo y las proporciones de la mezcla estén de acuerdo al diseño?		
5. ¿El suministro, la manipulación y el almacenamiento de los materiales cumplan con las especificaciones requeridas y aprobadas en proyecto?		
6. ¿Los requerimientos de aire, presión y volumen del equipo de aplicación son los correctos y la maquinaria utilizada está en condiciones óptimas de mantenimiento?		
7. ¿El personal que realiza la proyección está debidamente capacitado?		
8. En zonas en que se ejecute sostenimiento permanente, ¿El espesor corresponde con el requerido en el proyecto?		
9. En zonas en que se ejecute sostenimiento permanente, ¿el contenido en fibra es el propuesto en el proyecto?		
10. En zonas en que se ejecute sostenimiento permanente, ¿El hormigón presenta grietas de retracción importantes?		
11. En zonas en que se ejecute sostenimiento permanente, ¿se realiza control de la resistencia del hormigón?		
<u>Dibujar carencias y defectos detectados en el sostenimiento y posible riesgo</u>		

1.3. Fase de evaluación

Tras procesar toda la información, se elaborará un informe que refleje las conclusiones, así como las recomendaciones y prescripciones a implantar con el fin de intentar subsanar o evitar situaciones de riesgo.

2015

ANEXO VII



TERMINOLOGÍA MINERA DE INTERIOR

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	VOCABULARIO MINERO	1

1. INTRODUCCIÓN

Aun a sabiendas de que en cada cuenca minera puede utilizarse una terminología propia se ha considerado adecuado presentar un vocabulario que sea un compendio de los vocablos normalmente utilizados.

2. VOCABULARIO MINERO

Se relacionan a continuación las palabras seleccionadas:

- **ANCHURÓN:** Ensanchamiento de una capa de carbón o de una galería.
- **ANFO:** Agente explosivo mezcla de nitrato amónico y gas-oil.
- **ARRASTRES:** Deslizamiento de los desprendimientos, costeros, hacia la parte baja de una explotación.
- **ARTILLERO:** El que carga y dispara la pega.
- **ATACADOR:** Palo de madera utilizado para la introducir los explosivos hasta el fondo del barreno.
- **AUXILIAR:** Parte del pozo de entrada a la explotación, separado de aquel por un tablero de madera. Normalmente el auxiliar sirve para entrada a la explotación del personal, ventilación y materiales. La atraparte del pozo se utiliza como almacén de carbón.
- **AVANCE DE LA PEGA:** Longitud arrancada por una voladura.
- **BANDA RAMPLA:** Banda o zona del taller que una vez explotada se abandona -no se le realiza mantenimiento alguno- y que generalmente colapsa, por el peso de su parte superior, con el paso del tiempo.
- **BARRENA:** Útil metálico que unida al martillo perforador taladra la piedra con el objeto de introducir el explosivo en el hueco formado a tal efecto.
- **BARRENISTA:** Trabajador especializado en el avance de las galerías.

- **BARRENO:** Taladro perforado para voladura (también TIRO).
- **BASCULADOR:** Mecanismo donde por medio de un giro de 360° los vagones depositan el carbón y el material estéril en tolvas para su cargue posterior.
- **BASTIDOR:** Pieza de madera de 2,5 m de largo en forma de semicírculo utilizada para sostenimiento del techo en los talleres. También existen bastidores de hierro.
- **BOCAMINA:** Entrada de una galería minera en la montaña.
- **BOCAZO:** Expulsión del retacado del barreno y salida de los gases por la boca.
- **BULONES:** Barras de acero u otros materiales, utilizadas como elementos de sostenimiento.
- **CABECEADO:** Forma de semicírculo que se da en la cabeza de las púntalas de madera para que acople el bastidor.
- **CABEZA:** excavación superior de la cámara.
- **CAJÓN TIERRA:** rellenos de tierra practicados en el interior de un cajón formado por bastidores y mampostas, al que generalmente se le rodea con una tela metálica para darle mayor resistencia. Se realizan en los talleres de extracción -ramplas- para evitar su hundimiento.
- **CALDERA:** Pequeñas galerías inclinadas realizadas en la parte más profunda de la mina para almacenar las aguas, en las que se instalan bombas para bombear el agua hacia el exterior de la mina.
- **CALE:** Acción de unir dos labores inicialmente incomunicados.
- **CAMA:** Se utiliza cuando un vagón ha salido de las vías y se ha volcado en la galería o en el exterior; en este caso se dice que el vagón ha dado cama.

- **CÁMARA:** Hueco creado por la explotación, limitado por pilares.
- **CAPA:** Veta explotable.
- **CARGADORAS:** Palas que utilizan los barrenistas para cargar los escombros de la voladura en los vagones. Funcionan, dependiendo del tipo que sean, con aire comprimido o electricidad.
- **CARGUE:** Lugar donde se basculan los vagones para ser transportados al lavadero. También es la zona inferior de un taller donde se cargan los vagones con carbón.
- **CARRUCHA:** Armazón metálico que se sitúa en la galería de cabeza e inicio de rampla. Consta de unas roldanas grandes por las que deslizan los cables de la rozadora.
- **CASTILLETE:** Estructura metálica en la que se sitúan las poleas encargadas de subir y bajar el ascensor o jaula en el que se accede a los pozos verticales.
- **CHAPA:** Piezas metálicas de acero inoxidable que se utilizan en los talleres de arranque para deslizar el carbón hacia los pozos de carga.
- **CHIMENEA:** Labor realizada sobre la propia capa, comunica las galerías de base y cabeza, montándose la explotación a partir de la misma.
- **CIELO:** Limite físico superior de un hueco o cámara.
- **CINTAS DE TRANSPORTE CONTINUO:** Mecanismos que recorren algunas galerías de gran longitud que tienen la misión de transportar el carbón y los estériles hacia el exterior de la mina.
- **COLADEROS:** Agujero normalmente inferior a 10 m, practicado en un macizo de carbón o roca para acceder a otra labor.

- **COMPRESOR:** Máquina que produce aire comprimido, el cual es introducido a la mina por medio de tuberías, y sirve para alimentar los martillos picadores, perforadores y Palas cargadoras.
- **CONTORNO:** Barrenos que definen el perfil de la excavación.
- **CONTRAATAQUE:** Labor de acceso, en pendiente (<38°), desde una galería a una explotación.
- **CORONA:** Parte superior de una galería u otra labor en explotación.
- **CORRIDA:** Longitud de la capa o filón en dirección del yacimiento.
- **CORTE DE GUÍA:** También llamado frente de avance de una galería en guía. Es el lugar donde se realizan las labores de perforación, desescombro y sostenimiento de la galería.
- **COSTERO:** Piedras que se desprenden del techo de la galería o de la explotación.
- **CUADROS:** Estructuras metálicas o de madera, realizadas a base de patucos, trabancas y tresillones, que sostienen las galerías de servicio y las generales. Arcos bien de metal o bien de madera que se utilizan para la entibación de las galerías. Los de hierro se componen de tres o más piezas curvas que se unen mediante abarcones o grapas con tuercas. Los de madera se componen de dos postes u una trabanca.
- **CUCHARILLA:** Vara metálica con un extremo redondeado que se utiliza para limpiar los barrenos perforados para la voladura.
- **CUELE, ZAPATERA, DESTROZA Y CONTORNO:** Son las distintas zonas en que se divide una voladura.
- **CUELE:** Barrenos que crean la cara libre de una voladura.

- CUNA: Aparato sobre el que se sitúan los vagones, capaz de girar sobre su eje para bascularlos.
- CUÑAS: Recortes de madera afilados que se utilizan para facilitar el contacto de la entibación con la roca.
- DILUCIÓN: Mezcla de mineral y estéril.
- DESTROZA: Barrenos que definen la parte central y más amplia de la voladura.
- DOBLE: Es la mamposta que se sitúa pegada a otra que ya estaba colocada.
- EMBOQUILLE: Zona de comienzo de una galería. También puede referirse a la parte inicial de un barreno.
- EMPIQUETAR: Colocar redondos de madera (2") sobre el cuadro y clavados en el terreno. Se utiliza para sujetar el techo de la galería cuando se ha producido un desprendimiento.
- EMPUJADOR: Doble cilindro accionado neumáticamente que eleva y empuja el martillo perforador.
- ENCARRILADOR: Pieza metálica que orienta las ruedas de los vagones cuando éstos se han salidos de los raíles.
- ENRACHONAR: Guarnecido de los cuadros metálico, se realiza con madera y tiene la misión de evitar la caída de pequeños trozos de roca. En los talleres se utiliza para sujetar el carbón.
- ENTIBAR: Función realizan los entibadores, consistente en colocar cuadros, varales o rachos al sanear o ensanchar galerías que se avanzan o reconquistan.

- ESCRAPER: Sistema mecánico de arrastre utilizado para recoger y cargar la voladura en la minería del carbón.
- ESPEQUES: Piezas metálicas que se utilizan como freno entre las ruedas de los vagones.
- ESPONJAMIENTO: Aumento del volumen de una roca después de ser troceada.
- ESTAJAR: Aumentar la sección de una galería que ha perdido su sección original.
- EXPLOSOR: Máquina que descarga una corriente eléctrica suficiente para conseguir la detonación de la pega.
- FONDO DE SACO: Labor minera no recorrida por la corriente principal de ventilación, puede contener gases nocivos.
- GUÍA DE CABEZA: Galería que discurre por la capa o filón a explotar, situada en la parte superior de la explotación.
- GUÍA DE BASE: Galería que discurre por la capa o filón a explotar, situada en la parte inferior de la explotación.
- GRUPO: Instalación minera; lugar de trabajo. Un grupo puede estar constituido por una o varias secciones con distintos accesos a la mina.
- HACHO: Hacha de uso minero.
- HASTIALES: Contactos del yacimiento con la roca encajante.
- HOSPITALILLO: Dispensario médico de la empresa donde se realizan las primeras curas a los accidentados.
- HUNDIMIENTO: Caída brusca de materiales que puede cegar completamente una labor minera.

- **JAIMES O GREMBAS:** Nombres de diferentes máquinas que arrastran los vagones o que sirven para transporte de personal. El jaimes funciona con baterías recargables y la gremba a través del tendido eléctrico.
- **JAULA:** Ascensor en el que se realiza la entrada y salida al pozo, tanto del personal como del material.
- **JUGADA:** Unidad fundamental del posteado con madera, esta formada por un bastidor a techo y tres puntales. Cuando también se utiliza un bastidor a muro se llama “posteado de chulana”.
- **JUMBO:** Equipo autopropulsado con uno o varios brazos que disponen de martillos para perforación en trabajos subterráneos.
- **JUNTAS:** Planos de debilidad en el macizo rocoso que no ofrecen ninguna resistencia a la separación.
- **LAMPISTERO:** Trabajador encargado de la entrega y recogida de las lámparas mineras y de su mantenimiento.
- **LATERAL o REAL:** Galería en roca encajante y en dirección.
- **LLAVES:** Construcción de varias piezas de madera superpuestas, realizadas en los talleres de explotación, que tienen como misión techo del taller.
- **LONGARINA:** Pieza de madera o hierro, utilizada para reforzar y solidarizar varios cuadros o frenos de un sostenimiento.
- **MACIZO:** Masa de carbón que se deja sin extraer en un primer momento en los talleres para que sirva de sostenimiento del techo o protección de las galerías guías.
- **MAMPOSTA:** Pieza de madera que forma parte de la jugada.

- **MANGÓN RETRÁCTIL:** Tubería plástica extensible que conectada a un extractor desaloja aire y partículas de los cortes o introduce aire en ellos.
- **MARTILLO PERFORADOR:** Equipo accionado neumática o hidráulicamente usado para perforar barrenos transmitiendo la energía en forma de ondas de choque.
- **MENA:** Mineral con contenidos valiosos para su venta y transformación.
- **MENSÁFONO:** Teléfonos especiales que se utilizan dentro de los talleres y de las galerías.
- **MINADOR:** Máquina de accionamiento eléctrico para arranque, dotada de una cabeza cortadora y un sistema de recogida para el material arrancado. Normalmente se desplaza sobre orugas.
- **MONTERA:** Varal o racho metálico que se utiliza para sostener el techo. Las monteras son recuperadas para producir el hundimiento; no así el sostenimiento hecho con madera.
- **MURO:** Parte sobre la que se apoya la capa o filón.
- **NICHO:** Lugar excavado en la capa de carbón, donde se introduce la cabeza de corte de la rozadora para iniciar el arranque. Esta denominación se le aplica también a pequeñas cavidades utilizadas para distintas necesidades: en las galerías, para la situación de grupos generadores, depósito de distintos materiales o defensa en caso de voladuras.
- **NIVEL:** Galería o grupo de galerías con acceso directo desde el pozo de entrada a la mina.
- **NIVEL PRINCIPAL:** Galería de transporte de mineral hasta pozos de extracción.
- **NIVELADURA:** Parte alta de un testero, es la protección contra la caída de carbón del testero superior. Se va arrancando conforme avanza el taller.

- PANCER: Equipo de transporte con cadena que se utiliza en los talleres horizontales para transportar el carbón o en las guías para sacar el escombros.
- PATUCO: Pieza metálica en forma de "U" que junto a la trabanca forman los cuadros que sostienen las galerías.
- PEGA DE EXPLOSIVOS: Conjunto de barrenos cargados de explosivo para lograr el avance de la galería.
- PETERA: Pieza de madera para clavarla en el carbón y que sirve para sostener el mismo.
- PICA: Elemento de arranque provisto de un mango, o elemento de arranque para acoplarlo a un martillo picador.
- PILAR BARRERA: Macizo de protección en los laterales de una cámara
- PILAR CORONA: Franja de terreno rocoso sin explotar que separa los huecos subterráneos de la superficie.
- PISO: Limite físico inferior de un hueco o cámara.
- PLANO INCLINADO: Galería inclinada que comunica un piso del subsuelo con el exterior.
- POLVORÍN: Estructura usada para almacenar explosivos y accesorios de voladura.
- POTENCIA: Ancho que tiene una capa de carbón o filón, entre techo y muro.
- POSTEAR: Poner postes de madera en la explotación, o cuadros en la galería.
- POZO: Excavación vertical o de fuerte inclinación para acceso a la mina, utilizada para todos los servicios de la misma.

- **POZOS DE ARRASTRE:** Se denominan así, a los pozos verticales o zonas de talleres por los que se baja el carbón hacia la galería de fondo, para su posterior transporte al exterior.
- **PUNTALA:** Pieza de madera, componente de la jugada, que se utiliza para sostener el techo junto a los bastidores en un taller de explotación.
- **PUNTEROLA:** Punta metálica que unida al martillo picador permite el arranque del carbón.
- **RACHOS:** Piezas de madera utilizada para el guarnecido de los cuadros.
- **RAMPLOS:** Labores en inclinado de pequeña longitud.
- **REFUGIO:** Abrigo para personal o maquinaria.
- **REGADURA:** Zona de la capa de carbón que es menos dura y en la que se pica con más facilidad provocando que las partes más duras de la capa se extraigan más fácilmente.
- **RELEVO:** Turno de trabajo.
- **RELLENO:** Material estéril para rellenar el hueco explotado.
- **RETACAR:** Introducir en el barreno varios tacos de arcilla con el objeto de confinar los gases de la voladura.
- **ROZADORA:** Máquina que se utiliza en capas horizontales o de poca inclinación para arrancar el carbón.
- **SOBREGUÍAS:** Avance realizado de forma horizontal por la parte inferior del taller de explotación o rampla, que sirve para recoger el carbón picado. Son paralelas a las galerías o guías de fondo y se sitúan aproximadamente a 1,50 m del suelo.
- **SOCAVÓN:** Galería de acceso al interior, realizada desde el exterior y con cierta pendiente para el drenaje.

- SOLERA: Parte inferior de una labor, o pieza que se coloca en el pie de cuadro para que no se clave en el terreno.
- SUBNIVEL: Galería desde la que se ejecutan labores de arranque y / o carga a una cota determinada.
- TAJO: Expresión utilizada para designar el lugar de trabajo asignado.
- TALLER: Lugar donde se realiza el arranque del carbón, u otro tipo de mineral.
- TECHO DE CAPA: Parte superior de la capa explotable.
- TORNOS: En terminología minera se aplica al torno que se sitúa por detrás de la carrucha o mesa rozadora - a unos 30 m - en el que se enrollan el cable de tracción y de seguridad que sujetan la rozadora. También se aplica al torno que se sitúa sobre los planos para la realización de las maniobras de acopios y extracción, mediante el enrollamiento de cables.
- TRABANCA: Pieza metálica o de madera, que constituye la corona del cuadro y va unida a los pies del cuadro.
- TRANQUES: Especie de compuerta realizada en el taller de explotación para proteger a los picadores, mientras se realizan operaciones de suministro de la madera necesaria para la entibación, desde la galería de cabeza.
- TRANSVERSAL: Galería que discurre cortando estratos.
- TRESILLONES: Piezas metálicas o de madera, que se utiliza para unir los cuadros que forman el sostenimiento de una galería.
- VACÍO: Material mineral que no es carbón. También se le denomina estéril.
- VARALES: Otra forma de denominar a los rachos. Son piezas de madera de eucalipto de distinta medida que sirven para entibar.

- VENTILACIÓN: Corriente de aire que recorre la mina para que en la misma exista una atmósfera salubre.
- VIGA RAÍL: Raíl sobre el que se desliza la rozadora.
- VIGA TORNO: Viga anclada al hastial y arriestrada sobre el suelo de la galería, a la que se sujeta el torno que soporta la rozadora.
- ZAFRA: Material arrancado para su carga.
- ZAPATERA: Barrenos que definen el piso de la excavación.