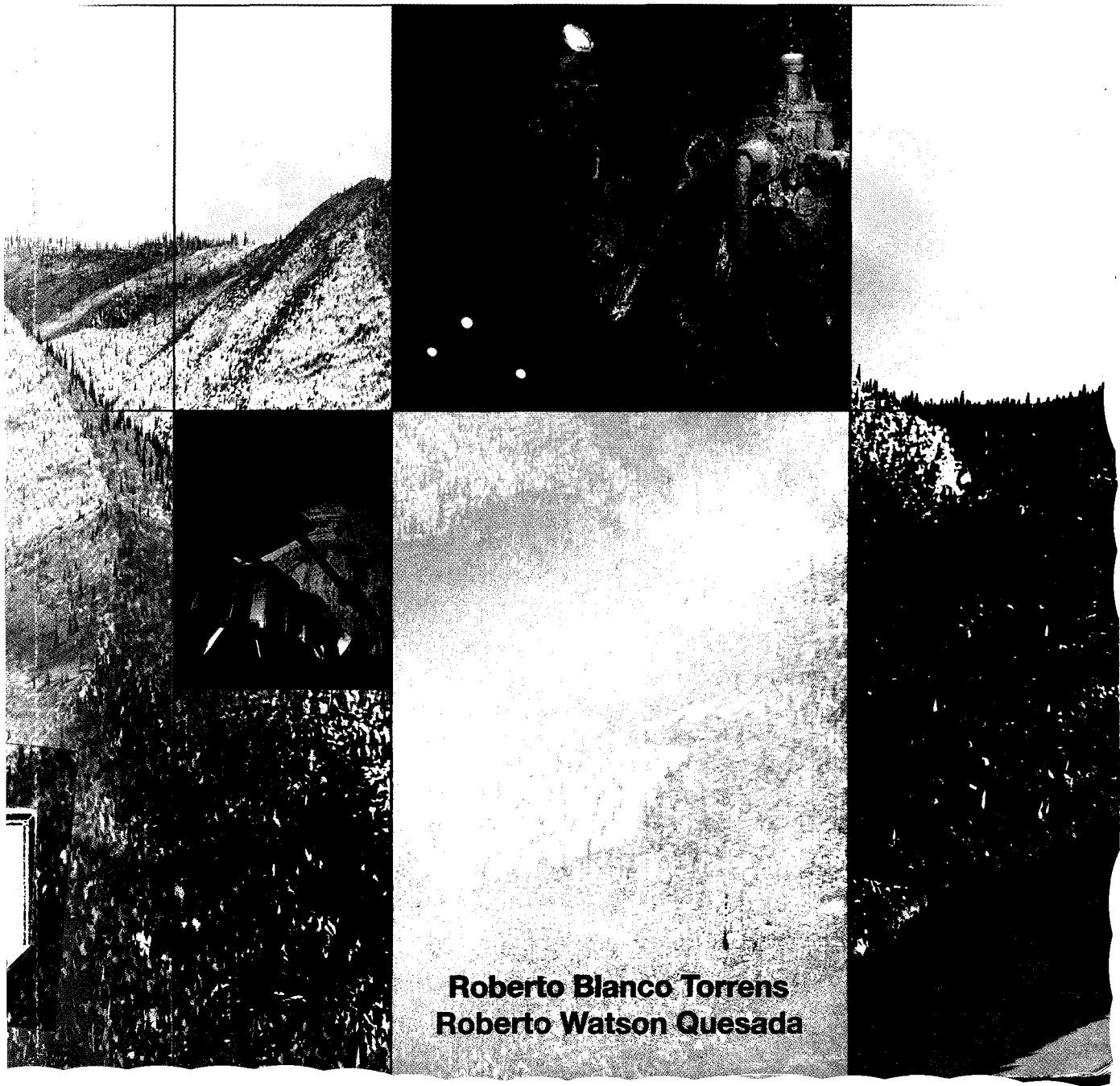


MECÁNICA DE **ROCA**

en los frentes de explotación
subterránea



Roberto Blanco Torrens
Roberto Watson Quesada

MECÁNICA DE **ROCA**

en los frentes de explotación
subterránea

MECÁNICA DE ROCA

en los frentes de explotación
subterránea

**Dr. Roberto Blanco Torrens
Dr. Roberto Watson Quesada**

EDITORIAL  FÉLIX VARELA
La Habana, 2012



Edición y corrección: Lic. Tamara Fariñas Puente
Diseño interior y de cubierta: Yalier Pérez Marín
Diagramación: Lic. Krys Rodríguez Fernández

© Roberto Blanco Torrens y Roberto Watson Quesada, 2012
© Sobre la presente edición:
Editorial Félix Varela, 2012

ISBN 978-959-07-1656-0

Editorial Félix Varela
Calle A No. 703, esq. a 29,
Vedado, La Habana, Cuba.
felixvarela@epfv.com.cu

Índice

Introducción / IX

PARTE I: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y GEOESTRUCTURALES DEL MACIZO ROCOSO / 1

Introducción / 3

Capítulo I. Clasificaciones del macizo rocoso / 5

- I.1. De acuerdo a las características del enlace / 5
- I.2. Según la ubicación de las rocas del techo respecto al mineral / 9
- I.3. Según la distribución de su rigidez / 9
- I.4. Por su estratificación / 9
- I.5. Por su agrietamiento / 10
- I.6. Según su tendencia al derrumbe por el techo / 10
- I.7. Según la estabilidad de los espacios denudados / 10

Capítulo II. Características mecánicas y resistencia del macizo rocoso / 12

- II.1. Métodos *in situ* para el estudio de las propiedades mecánicas del macizo rocoso / 13
- II.2. Resistencia del macizo rocoso / 21

Capítulo III. Características de deformación de las rocas / 28

- III.1. Deformaciones elásticas y plásticas / 28
 - III.1.1. Diagrama de deformación total / 28
 - III.1.2. Deformación elástica / 30
 - III.1.3. Deformación plástica / 33
- III.2. Análisis del comportamiento de las rocas más allá del límite de resistencia / 34
- III.3. Características de deformación de las rocas con el tiempo / 38
 - III.3.1. Principales características reológicas de las rocas / 39

- III.3.2. Métodos analíticos para el estudio de la deformación con el tiempo / 44
- III.3.3. Empleo de modelos estructurales para el estudio de la deformación con el tiempo / 50

Capítulo IV. Afectaciones estructurales del macizo rocoso / 52

- IV.1. Agrietamiento del macizo rocoso / 52
- IV.2. Métodos experimentales para el estudio del agrietamiento / 56
- IV.3. Métodos analíticos para el cálculo del agrietamiento / 61
- IV.4. Evaluación de las afectaciones estructurales del macizo con el empleo de métodos ingenieriles de cálculo / 64
- IV.5. Bloquicidad del macizo rocoso / 66

Capítulo V. Heterogeneidad y anisotropía de los macizos rocosos / 69

- V.1. Características de heterogeneidad y anisotropía del macizo rocoso / 69
- V.2. Influencia de la anisotropía sobre la distribución del campo tensional alrededor de las excavaciones / 73

PARTE II: ESTUDIO DE LA PRESIÓN MINERA EN LOS FRENTES DE EXPLOTACIÓN / 77

VI

Introducción / 79

Capítulo VI. Procesos mecánicos que ocurren en el macizo rocoso / 83

- VI.1. Estado tenso-deformacional del macizo en las excavaciones de explotación / 83
 - VI.1.1. Ancho de las excavaciones de explotación / 84
 - VI.1.2. Estado tensional inicial del macizo / 86
 - VI.1.3. Geometría y dimensiones de los pilares / 87
 - VI.1.4. Estratificación del macizo por el techo / 88
- VI.2. Desplazamiento que se produce en el macizo rocoso en el sector de las excavaciones de explotación / 91
 - VI.2.1. Características del proceso de desplazamiento del macizo rocoso / 91
 - VI.2.2. Factores que influyen en el proceso de desplazamiento / 95
 - VI.2.3. Sectores de deformación en el macizo sobre el frente de trabajo / 97
 - VI.2.4. Cálculo de los desplazamientos del macizo en sectores del frente de explotación / 100
 - VI.2.5. Dimensiones límites de macizo denudado en excavaciones de explotación / 105
- VI.3. Proceso de destrucción del macizo por el techo de las excavaciones de explotación / 108
 - VI.3.1. Destrucción por desprendimientos de sectores del macizo por el techo / 109
 - VI.3.2. Destrucción del macizo por el proceso de desarrollo del agrietamiento / 116

- VI.3.3. Manifestación de inestabilidades locales por el techo de las excavaciones de explotación / 118

Capítulo VII. Métodos de estudio de la presión minera / 123

- VII.1. Hipótesis de presión para yacimientos horizontales y con poca inclinación / 125
 - VII.1.1. Hipótesis que se basan en la formación de la bóveda / 125
 - VII.1.2. Hipótesis que parte del criterio de formación de los prismas de deslizamiento / 139
 - VII.1.3. Hipótesis de la viga / 144
 - VII.1.4. Hipótesis basada en considerar el macizo rocoso como un medio elasto-plástico / 150
 - VII.1.5. Criterios de cálculo que se basan en considerar el macizo rocoso como un medio discreto / 152
- VII.2. Manifestación de la presión en frentes con yacencia abrupta / 153
 - VII.2.1. Particularidades en el proceso de deformación-destrucción en frentes con yacencia abrupta / 155
 - VII.2.2. Cálculo de la presión minera en frentes abruptos / 157

Capítulo VIII. Métodos experimentales para el estudio de la manifestación de la presión minera en las excavaciones de explotación / 158

- VIII.1. Métodos de laboratorio / 158
 - VIII.1.1. Métodos de estudio de las características de las rocas / 158
 - VIII.1.2. Método de polarización óptica (fotoelasticidad) / 159
 - VIII.1.3. Métodos de modelación / 160
- VIII.2. Métodos experimentales en condiciones naturales / 167
 - VIII.2.1. Método de estudio *in situ* del estado tensional / 169
 - VIII.2.2. Estudio del proceso de interacción macizo-excavación / 187
 - VIII.2.3. Determinación de los desplazamientos que se producen en el macizo rocoso / 188

Capítulo IX. Métodos de modelación matemática para el estudio de la manifestación de la presión minera / 190

- IX.1. Modelos geomecánicos / 191
- IX.2. Métodos teóricos para el estudio de los procesos mecánicos y de destrucción que ocurren en el macizo rocoso / 194
 - IX.2.1. Método de modelación matemática / 195

Capítulo X. Dirección de la presión minera en los frentes de arranque / 201

- X.1. Método de dirección de la presión minera / 203
- X.2. Análisis de los métodos de dirección de la presión minera para distintos métodos de explotación / 204
 - X.2.1. Métodos de explotación con espacios abiertos / 205
 - X.2.2. Métodos de explotación con el sostenimiento de los espacios trabajados / 211
 - X.2.3. Métodos con el derrumbe del macizo / 216

VII

PARTE III: AFECTACIONES DINÁMICAS EN MINAS SUBTERRÁNEAS / 221

Introducción / 223

Capítulo XI. Aspectos generales de las afectaciones dinámicas que pueden producirse en las minas / 225

- XI.1. Etapas fundamentales de las afectaciones dinámicas / 225
- XI.2. Balance energético / 226
- XI.3. Estabilidad del estado de equilibrio / 230
- XI.4. Las ondas de destrucción durante las afectaciones dinámicas / 233

Capítulo XII. Estallido de rocas / 236

- XII.1. Formas de manifestación y clasificación de los estallidos de roca / 237
- XII.2. Condiciones necesarias para que se produzcan los estallidos de rocas y criterios sobre su mecanismo de acción / 240
- XII.3. Evaluación de la susceptibilidad del macizo al estallido de roca / 242
- XII.4. Valoración de la peligrosidad relativa de diferentes situaciones minero-técnicas / 244
 - XII.4.1. Para excavaciones preparatorias / 244
 - XII.4.2. En los frentes de arranque / 246
 - XII.4.3. Pilar aislado / 247
 - XII.4.4. Pilar en la excavación de corte / 248
 - XII.4.5. Pilar que separa el frente del macizo / 249
- XII.5. Pronóstico de los estallidos de rocas / 250
 - XII.5.1. Método de valoración visual / 251
 - XII.5.2. Métodos de evaluación del campo tensional / 252
 - XII.5.3. Método de evaluación de la capacidad que tiene el macizo de acumular energía potencial / 255
- XII.6. Métodos para evitar los estallidos de rocas / 258
 - XII.6.1. Disminución de la presión minera / 258
 - XII.6.2. Disminución de la capacidad del macizo, en los contornos de las excavaciones, de acumular energía potencial / 260
 - XII.6.3. Medidas para disminuir las condiciones de peligrosidad / 262
 - XII.6.4. Creación en las minas de un servicio técnico de pronósticos y lucha contra la ocurrencia de estallidos / 266

Capítulo XIII. Desprendimientos súbitos / 267

- XIII.1. Formas de manifestación y mecanismos de los desprendimientos súbitos / 268
- XIII.2. Criterios de seguridad / 271
- XIII.3. Evaluación del macizo rocoso según la peligrosidad de ocurrencia de un desprendimiento súbito y su pronóstico / 273

Bibliografía / 277

VIII

Introducción

En comparación con las excavaciones capitales y preparatorias, las excavaciones de explotación poseen una serie de particularidades, entre ellas las principales son: una mayor área de sección transversal, un continuo avance del frente de trabajo, un campo tensional variable alrededor de la excavación y/o frente de trabajo y generalmente un menor tiempo de explotación.

El estudio de los procesos que ocurren en el macizo rocoso durante la explotación de los cuerpos minerales posee una gran importancia, ya que ello permite mejorar las condiciones de seguridad del trabajo, aumentar su productividad y por ende la eficiencia económica y disminuir el impacto de los trabajos subterráneos sobre la superficie.

Los macizos rocosos se diferencian entre sí por las condiciones de yacencia, la composición (química y mineralógica), su estructura, la fuerza de cohesión entre sus partes componentes, existencia de defectos estructurales, grado de deterioro, características de heterogeneidad y otros factores.

Según su constitución los macizos rocosos pueden comportarse como un medio continuo o como uno discontinuo. Para cada una de estas formas de comportamiento del macizo se pueden mencionar diferentes tipos; los que resulta útil dividirlos teniendo en cuenta sus características geoestructurales en macizos: homogéneos, estratificados, de bloques, muy agrietados y mixtos.

El estado en que se encuentra el macizo rocoso depende de la relación existente entre sus propiedades intrínsecas (densidad de la roca, humedad, resistencia, energía interna, conductividad térmica y otras muchas) y las condiciones externas (magnitud y carácter de las cargas actuantes determinadas por el campo tensional, temperatura, tiempo, etcétera).

IX

En dependencia de estas condiciones y de su interrelación, el macizo rocoso puede encontrarse en diferentes estados: sólido, plástico y viscoso-fluido.

De tal forma el macizo rocoso puede tener las formas más variadas de estructura: de homogéneo cuasi isótropo, pasando por formas más complejas (estratificadas, agrietadas, con fallas y dislocaciones geológicas, entre otras), hasta un macizo muy triturado que se comporte en forma similar a un medio suelto.

La forma y características del proceso de manifestación de la presión en las excavaciones de explotación están condicionadas por numerosos factores.

Las grandes dimensiones de los frentes de trabajo determinan el aumento de la zona de deformaciones no elásticas a su alrededor en comparación con lo que sucede en las excavaciones capitales y preparatorias. Como resultado de esto en el proceso de deformación de los sectores del macizo cercanos al frente de trabajo aumenta la influencia de la heterogeneidad (afectaciones geológicas, agrietamientos, bloquicidad y otras), se pueden manifestar deformaciones plásticas y de fluidez viscosa y en las minas, particularmente las de carbón se puede producir el descenso del techo sobre el frente de trabajo (esto también puede ocurrir en rocas fuertes, para determinadas relaciones entre las dimensiones del sistema de bloques y el área de techo desnudo en el frente de trabajo) y en algunos casos puede producirse la deformación por el piso de la excavación.

El levantamiento del piso, en los frentes de trabajo, puede ocurrir por la acción, sobre el sector de macizo por el piso de las fuerzas de empuje, que se desarrollan por los laterales del frente y también por la disminución de la resistencia y el aumento del volumen (de una roca con características plásticas), por la acción del agua. Es frecuente que los dos factores mencionados actúen conjuntamente.

Otra forma frecuente de manifestación de la presión en los frentes de trabajo, es la ocurrencia de desprendimientos de sectores de macizo por el techo del frente, al alcanzarse determinadas dimensiones del área desnuda, lo que viene dado por la relación entre la magnitud de las cargas actuantes y las propiedades del macizo.

Para determinadas condiciones de yacencia, magnitudes de las cargas actuantes y características de interacción del sistema macizo-sostenimiento, se pueden producir afectaciones dinámicas en las excavaciones de explotación y en las preparatorias.

Las características de manifestación de la presión dependen de muchos factores; entre los cuales se tiene: profundidad de los trabajos, características mecánico-estructurales del macizo, potencia y ángulo de buzamiento del cuerpo mineral y otros factores de carácter natural.

Una gran influencia tiene también, sobre las características de manifestación de la presión, un grupo de factores que se pueden agrupar en técnicos de producción, tales como: forma, dimensiones y ubicación de los frentes de trabajo, tecnología empleada, método de dirección de la presión, método de explotación empleado, velocidad del frente de trabajo, tipo de sostenimiento (fortificación, pilares, etc.) empleado y otros.

Es importante señalar que una vez conocida la tendencia que presente el macizo hacia uno u otro tipo de deformación, se debe relacionar a esto la elección del método de explotación y de control de la presión a emplear, así como la elección de sus parámetros óptimos.

Parte I

**Características
mecánicas y geoestructurales
del macizo rocoso**

Introducción

En esta primera parte del título se estudian diferentes características geomecánicas y geoestructurales del macizo rocoso, que se consideran fundamentales a la hora de analizar los distintos procesos mecánicos que ocurren, el fenómeno de aparición y manifestación de la presión en los frentes de explotación y la posibilidad de ocurrencia de fenómenos dinámicos, en sectores de las excavaciones de explotación y preparatorias.

Su contenido consta de cinco capítulos en los cuales se desarrollan las temáticas siguientes: clasificaciones del macizo rocoso más utilizadas en la minería subterránea; características mecánicas y de resistencia del macizo rocoso; características deformacionales, tanto en condiciones normales como más allá del estado límite y considerando el factor tiempo; todo lo relacionado con las afectaciones estructurales que puede sufrir un macizo rocoso, así como los métodos analíticos y experimentales para su evaluación y las características de heterogeneidad y anisotropía del macizo rocoso. Todos estos aspectos son necesarios para poder realizar un análisis adecuado de las condiciones de trabajo en los frentes de arranque y, en general, para cualquier tipo de excavaciones subterráneas que se construyan.

Capítulo I

Clasificaciones del macizo rocoso

En la actualidad existen numerosas clasificaciones de las rocas y del macizo rocoso orientadas a las tareas específicas del estudio del fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera y que se basan en diferentes parámetros.

5

I.1. De acuerdo a las características del enlace

De acuerdo con las características del enlace, entre las partes componentes se pueden diferenciar:

Rocas fuertes: Poseen enlaces elásticos entre las partículas minerales componentes (areniscas, granitos y otros). Estas rocas se caracterizan por su alta resistencia y por su incompresibilidad. Ellas solo permiten el paso del agua a través de los poros, grietas y otros vacíos que posean.

Las propiedades de mayor interés, en este tipo de rocas, desde el punto de vista de la mecánica de rocas, son: su resistencia, su estoicidad o tesura y la presencia en ellas de zonas de debilitamiento estructural o de fracturación.

La resistencia de las rocas se expresa por medio de los denominados índices de resistencia, los cuales pueden ser determinados en trabajos in situ o de laboratorio para distintos estados tensionales.

Cualquier macizo rocoso generalmente posee superficies de debilitamiento (estratificación, esquistosidad, agrietamiento, etc.), por lo que habitualmente la resistencia de la roca en el macizo es menor, que la de las muestras que se ensayan en el laboratorio.

Si las superficies de debilitamiento se orientan en una determinada dirección, entonces el macizo va a poseer propiedades mecánicas anisótropas; en tanto que si las superficies de debilitamiento no se orientan, o sea, se disponen en cualquier orden, las rocas van a poseer casi iguales características mecánicas en todas las direcciones, acercándose a las características de los cuerpos isótropos.

Las rocas fuertes en el macizo pueden presentar características preponderantemente elásticas y elastoplásticas, siendo este último estado, el más representativo, y en dependencia del carácter de aplicación de las cargas, estas rocas pueden comportarse como un cuerpo frágil o plástico.

Desde el punto de vista de la construcción subterránea, es de interés conocer el comportamiento reológico de estas rocas, o sea, las características de deformación con el tiempo.

Por estoicidad o tesura habitualmente se entiende la oposición que presentan las rocas a disminuir su resistencia, por efecto de la erosión, el agua, la atmósfera subterránea, la disolución de algunos minerales y otros factores.

6

Este parámetro se caracteriza por el llamado coeficiente de tesura (o de estoicidad) el cual nos indica en cuánto disminuye la resistencia, por estas causas y se calcula por la expresión:

$$K_T = \frac{R_c^j}{R_c^i} \quad (I.1)$$

donde:

R_c^j : Resistencia lineal a compresión, en el momento analizado, MPa.

R_c^i : Resistencia lineal a compresión, inmediatamente después de desnudada la roca, MPa.

En los trabajos subterráneos este parámetro es particularmente importante cuando la excavación se vaya a dejar sin fortificar o en los casos que se fortifique, pero no se garantice el aislamiento de la roca desnudada del ambiente subterráneo.

La mayor reducción de la resistencia tiene lugar en las rocas débiles, del tipo de los esquistos arcillosos, la menor en las rocas fuertes del tipo de las calizas, areniscas y en las rocas eruptivas. Según datos de la literatura, la resistencia a la compresión de los esquistos arcillosos ubicados directamente en el contorno de la excavación, después de transcurrido un año de su desnudamiento disminuye de 3 a 5 veces y esta disminución de la resistencia ocurre a una distancia hasta de 1,0 a 1,2 m del contorno de la excavación. En las areniscas para este mismo periodo de tiempo la disminución de la resistencia en el contorno resulta del 25 al 40 % y la zona de resistencia disminuida se extiende de 50 a 60 cm hacia el interior del macizo. Según las investigaciones realizadas por el autor, para las rocas del tipo de las dunitas y peri-

dotitas, que tienen su mayor difusión en las minas de la zona oriental de Cuba, la disminución de la resistencia de las rocas en el contorno de la excavación resulta del 20 al 30 % con una zona de afectación de 0,6-0,7 m.

La disminución de la resistencia, de las rocas, en la zona cercana al contorno, cuando se mantienen las tensiones actuantes conlleva a la destrucción de las rocas y a su desprendimiento. En estos casos como medida profiláctica se recomienda aislar las rocas desnudadas de la atmósfera y cuanto más rápido mejor, debido a que la mayor intensidad de la disminución de la resistencia ocurre en el primer momento después del laboreo de la excavación.

Se puede prevenir la acción de los factores externos sobre las rocas al usar diferentes revestimientos aislantes, que se aplican sobre la superficie del macizo desnudado directamente en el frente de trabajo.

Rocas ligadas: Representantes de este tipo de rocas son las arcillas, margas, carbón de piedra, turba, esquistos y otros. Estas rocas están compuestas por partículas cuyos diámetros oscilan desde 0,0001 a 0,05 mm. En las rocas arcillosas las dimensiones de las partículas son menores que 0,005 mm.

Las rocas ligadas (las arcillosas) en dependencia de su contenido de agua libre pueden encontrarse en estado sólido, plástico o fluido. Ver figura I.1.

Para las rocas ligadas se cumple la expresión siguiente:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{Tg} \varphi = \sigma_n f_0 \quad (I.2)$$

donde:

c : Fuerza de cohesión entre las partículas de roca.

φ : Ángulo de fricción interna.

f_0 : Coeficiente de fricción interna.

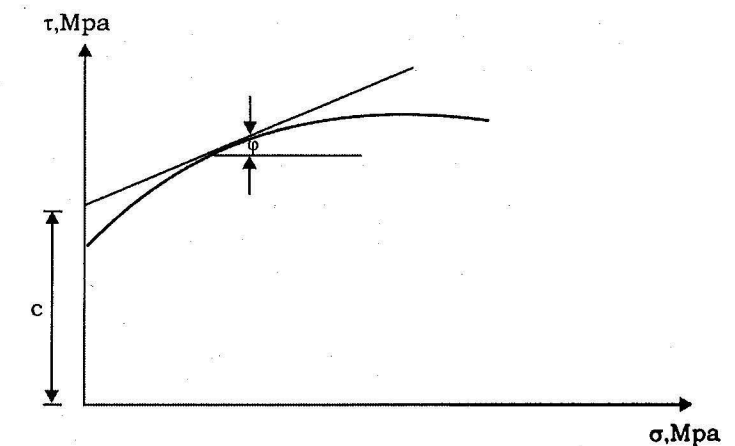


Figura I.1. Dependencia $\sigma - \tau$ para las rocas ligadas.

7

Rocas desligadas: A diferencia de las rocas ligadas, en las que existen una gran cohesión entre las partículas componentes, en las rocas desligadas esto no se observa, sino que este tipo de roca se caracteriza por la acumulación de partículas minerales entre las cuales la fuerza de cohesión es muy pequeña o nula.

En este tipo de roca la forma se conserva, debido al peso de las partículas componentes y a la fuerza de fricción que existe entre ellas.

Para este tipo de roca la magnitud crítica de la tensión al cortante se puede determinar por la expresión:

$$\tau = \tau_1 + \sigma_n f_0 \quad (I.3)$$

donde:

τ_1 : Resistencia al corte debido a la cohesión.

Si la cohesión fuese nula, o sea, $c = 0$. Ver figura I.2.

$$\tau = f_0 \sigma_n \quad (I.4)$$

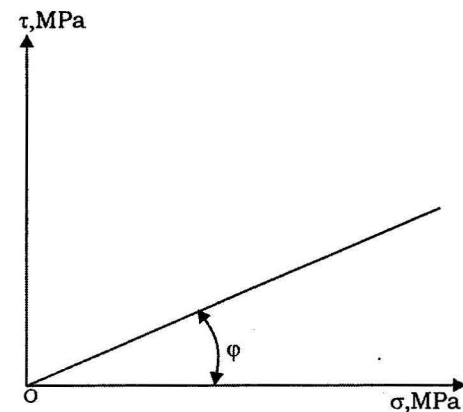


Figura I.2. Dependencia $\sigma - \tau$ para rocas desligadas.

Rocas movedizas: Durante los trabajos de explotación subterránea habitualmente se le presta una especial atención a este tipo de macizo, por las características que él posee, que dificultan en gran medida los trabajos subterráneos.

Las rocas movedizas están conformadas por una fase sólida y otra líquida y poseen la propiedad de moverse. La movilidad de estas rocas y el empuje del agua por ello originado, es la causa de que se produzcan grandes afectaciones sobre las obras subterráneas.

Los terrenos movedizos se dividen en no desecables (terrenos movedizos típicos) y desecables (seudomovedizos). Los primeros contienen partículas arcillosas y coloidales además de agua combinada, en tanto que los pseudo movedizos se forman por la mezcla de arenas homogéneas sin partículas arcillosas y es por ello, que son fácilmente secables, con lo cual aumenta la estabilidad.

Según muchos autores, este tipo de macizo movedizo no se clasifica como un tipo independiente, sino se analiza como una forma de comportamiento de cualquiera de los macizos vistos.

I.2. Según la ubicación de las rocas del techo respecto al mineral

Techo falso: Constituido por una capa de roca de relativamente poca potencia, que yace sobre el mineral y que se derrumba cuando este es arrancado; o sea, prácticamente esta capa no posee capacidad portadora.

Techo directo: Constituido por una o varias capas de rocas, que yacen directamente sobre el mineral y que tiende a derrumbarse al alejarse el frente de trabajo del sostenimiento.

Techo básico: Se considera como tal a la primera capa potente y resistente del macizo, que yace sobre el techo directo y que posee un paso de desprendimiento varias veces mayor (habitualmente de 8 a 10 veces) que el paso de desprendimiento del techo directo. El techo básico puede también estar constituido por varias capas.

Esta clasificación es convencional, no obstante se considera en extremo útil a la hora de clasificar y elegir los métodos de dirección de la presión minera.

I.3. Según la distribución de su rigidez

La rigidez de una capa de roca al igual que la de una barra o placa, se da por el producto $E I$, donde E es Módulo de elasticidad e I Momento de Inercia.

Considerando un cuerpo mineral y varias capas de roca que yacen sobre él, viéndolo desde el mineral hacia arriba, tenemos la clasificación siguiente:

Rigidez uniforme: $E_1 I_1 = E_2 I_2 = \dots = E_n I_n$

Rigidez creciente: $E_1 I_1 < E_2 I_2 < \dots < E_n I_n$

Rigidez decreciente: $E_1 I_1 > E_2 I_2 > \dots > E_n I_n$

Rigidez variable: $E_1 I_1 \neq E_2 I_2 \neq \dots \neq E_n I_n$

I.4. Por su estratificación

En dependencia de la potencia de las capas (h_i) se diferencia:

- Muy poco potentes: $h_i < 0,2 \text{ m}$
- Poco potentes: $h_i = 0,2 \text{ a } 1,0 \text{ m}$

- De mediana potencia: $h_i = 1,0$ a $3,0$ m
- Potentes: $h_i = 3,0$ a $10,0$ m
- Muy potentes: $h_i > 10,0$ m

“La estratificación produce una gran influencia en el carácter del trabajo conjunto capa de roca-mineral”.

I.5. Por su agrietamiento

En dependencia de la densidad (intensidad) del agrietamiento se tiene:

- Macizos no agrietados.
- Macizos poco agrietados: Con un sistema de grieta y con una baja densidad de ellas, con una distancia (a) entre ellas mayor que $1,0$ m.
- Macizos medianamente agrietados: Con 2 sistemas de grietas que se cruzan, con una pequeña densidad de agrietamiento ($a > 1,0$ m).
- Macizos agrietados: Con varios sistemas de grietas que se cruzan y una densidad media de agrietamiento ($a = 0,5$ a $1,0$ m).
- Macizos muy agrietados: Similar situación al anterior, pero con una mayor densidad de grietas ($a < 0,2$ m).

10

Se debe señalar que existen otras clasificaciones similares a estas, en donde varia el número de tipos de macizo (3, 4, 7) y la distancia entre grietas (a). También es bueno recordar que sobre las características mecánico-estructurales del macizo, además de la densidad (intensidad) de agrietamiento ofrece una gran influencia su orientación.

I.6. Según su tendencia al derrumbe por el techo

La tendencia de partes del macizo a derrumbarse, depende de muchos factores: rigidez, agrietamiento, cohesión existente en las superficies de contacto, dimensiones de los espacios denudados y otros.

Estas características poseen un gran significado, en particular en los frentes de arranque. Como parámetro básico de esta clasificación se emplea el llamado paso de derrumbe (h_D), según su magnitud se tienen los tipos de macizos rocosos siguientes:

- Muy fácilmente derrumbable, $h_D < 0,5$ m.
- Fácilmente derrumbable, $h_D < 2,0$ m.
- Medianamente derrumbable, $h_D < 5,0$ m.
- Dificilmente derrumbable, $h_D < 10$ m.
- Muy difícil de derrumbar, $h_D > 10$ m.

I.7. Según la estabilidad de los espacios denudados

La estabilidad de las rocas, depende no solo de su resistencia, de su grado de fracturación y estado, del carácter de su ligazón en los contactos,

de las dimensiones de los espacios denudados, sino también del tiempo que estos espacios estén denudados.

Tabla I.1. Estabilidad según el área y tiempo de denudamiento

Clase de techo	Características principales
Inestables	Sin el empleo de la fortificación u otra vía de sostenimiento el techo no es estable. Se produce el derrumbe inmediatamente después del avance del frente. Requiere sostenimiento inmediato.
Poco estable	Es posible dejar sin sostener un espacio de $1,0$ a $1,5$ m por un tiempo de hasta 4 horas.
Medianamente estable	Se puede dejar sin sostenimiento una zona cercana al frente (hasta $2,5$ m) por un tiempo de 24 horas.
Estable	En una zona cercana al frente (hasta $3,0$ m) puede ser estable por 2 o 3 días.
Muy estable	Es cuando se puede dejar sin sostener de $5,0$ a $6,0$ m por un largo periodo de tiempo.

Es de gran interés la clasificación anterior, en la que se separan los techos directos, según el área y tiempo de desnudamiento.

11

Capítulo II

Características mecánicas y resistencia del macizo rocoso

12

La naturaleza de la resistencia de la roca se caracteriza por ser de una gran complejidad y su magnitud puede variar en grandes límites, en dependencia de una serie de factores: tamaño de los granos componentes, tipo y composición del cemento mineral, porosidad, humedad, condiciones de yacencia, existencia de superficies de debilitamiento, grado de deterioro y tamaño y forma de las muestras ensayadas.

La resistencia de la roca generalmente se expresa y evalúa con el empleo de los llamados índices de resistencia (a compresión, a tracción, al cortante y a flexión). Se conoce que la resistencia a compresión de las rocas es comparativamente alta en relación con los valores de la resistencia a tracción, corte y flexión.

La resistencia de las rocas en un estado triaxial es mayor que la resistencia en un estado lineal y la resistencia de una roca ensayada a largo plazo es menor que cuando el ensayo se realiza con una carga instantánea.

Es conocido que cuando se alcanza el límite de resistencia de la roca esta no pierde totalmente la capacidad de resistir los esfuerzos externos, es por ello que además de estudiar los distintos límites de resistencia (lo que indiscutiblemente representa un criterio valioso, a la hora de evaluar las características de resistencia) es necesario tener en cuenta otros indicadores que permitan caracterizar en forma más plena la resistencia de las rocas en dependencia de su grado de afectación estructural y deterioro, de su grado de destrucción (o sea, más allá del estado límite) y teniendo en cuenta el factor tiempo.

Además, el macizo rocoso se encuentra en un estado tensional complejo, por lo que, para hacer un estudio de sus características de resistencia, no basta con usar determinados indicadores de resistencia (obtenidos

en trabajos de laboratorio o *in situ*), sino es necesario el empleo de las teorías de resistencia o en su defecto de métodos empíricos que permitan estimarla.

II.1. Métodos *in situ* para el estudio de las propiedades mecánicas del macizo rocoso

Los métodos de laboratorio, para la determinación de las características mecánicas de las rocas son las más simples y más fácilmente realizables. Sin embargo, la posibilidad de usar directamente los resultados, con ellos obtenidos, en la valoración del macizo se limita por una serie de particularidades mecánico estructural que este posee.

Los métodos que se emplean para la determinación *in situ* de las características mecánicas se pueden dividir en dos grupos.

En el primer grupo, están los métodos basados en el ensayo de volúmenes de roca, parcialmente separados del macizo; las dimensiones de estos volúmenes de roca pueden, en forma significativa superar las dimensiones de las muestras, que se emplean en el laboratorio, o por el contrario pueden tener dimensiones comparables. En este último caso los resultados que se obtengan, van a estar más influenciados por el factor de escala.

En el segundo grupo, se ubican aquellos métodos, que se basan en la perforación de la roca o en la acción sobre el macizo de diferentes tipos de inductores. La determinación de las características mecánicas, en este caso, se realiza con la ayuda de una dependencia previamente obtenida.

Estos métodos (del segundo grupo) solo dan buenos resultados en rocas monolíticas, para los macizos que posean defectos estructurales se recomienda el empleo de algún método del primer grupo.

Uno de los métodos más difundido para la determinación de las características mecánicas en el macizo (límite lineal de resistencia a compresión, módulo de elasticidad y de deformación, resistencia a largo plazo y otros) es el método que se basa en la destrucción (bajo la acción de carga) de un volumen de roca separado del macizo por 4 o 5 de sus lados.

Para producir la carga que actúa sobre este volumen de macizo separado, se utilizan diferentes equipos de carga: almohadas y gatos hidráulicos y en general diferentes tipos de instalaciones de carga. En la figura II.1 se muestra un esquema de ensayo.

En esta instalación, la carga se produce con el empleo de diferentes secciones, en cada una de las cuales se pueden situar varios elementos de carga. Este equipo puede producir una presión de hasta 150 Mpa y con él se pueden ensayar muestras hasta con dimensiones de 1 x 1 x 1,5 m.

13

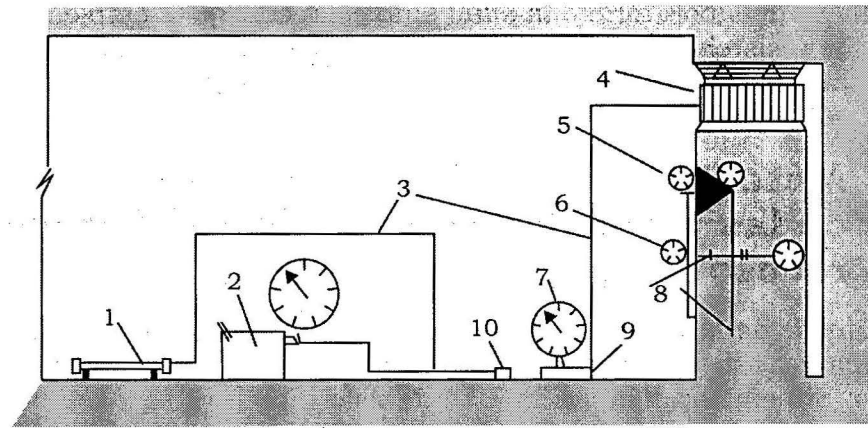


Figura II.1. Esquema de ensayo.

1- Reservorio; 2- Bomba; 3- Elementos de carga; 4- Sección de carga; 5 y 6- Indicadores tipo reloj; 7- Manómetro de la sección de carga y 8- Referidores.

14

El empleo de este método de carga permite crear en el elemento del macizo, objeto de ensayo, estados tensionales lineales, biaxiales o triaxiales, según se desee, mediante el uso o no de los elementos de carga.

Las secciones que constituyen la instalación tienen una dimensión de 50 x 50 cm y en cada una de ellas pueden ser ubicados hasta 8 cilindros (elementos de carga). La presión en el sistema hidráulico es creada por una bomba de alta presión.

Para la medición de las deformaciones, que sufre el macizo se usan indicadores tipo reloj de diferentes tipos fijados a referidores. Para realizar la separación del sector del macizo que se va a ensayar del resto (lo que equivale a la preparación de la muestra), se utilizan sierras especiales.

En dependencia del objetivo del trabajo el volumen de roca a ensayar se puede cargar por diferentes esquemas. Por ejemplo, en el caso representado, en el esquema de la figura, se produce la carga hasta la destrucción del volumen ensayado de roca.

Según este método de ensayo se puede obtener la resistencia a largo plazo de la roca, siempre y cuando la carga aplicada sea un por ciento aceptable de la carga de destrucción (esta carga se determina previamente) y su aplicación sea gradual.

Para obtener indicadores de resistencia correspondientes a un estado volumétrico se puede emplear una combinación de secciones, tal que la carga se produzca según tres direcciones (ejes); por ejemplo actuando por la vertical desde arriba, por un lateral y por el frente, o por un esquema de ensayo en que se combine una carga de corte por el lateral con una de compresión vertical.

En este último caso se usarían dos secciones de la instalación de carga, una situada por arriba y la otra por el lado. Para poder construir el

pasaporte de resistencia al triaxial (en ambos casos), se deben ensayar varios volúmenes de roca con diferentes valores de la carga vertical.

De los trabajos experimentales realizados, se ha obtenido que al comparar los resultados de la resistencia, obtenidos en condiciones de laboratorio con los obtenidos *in situ* se ve que estos últimos son varias veces menores.

Para determinar la resistencia a la tracción de la roca en condiciones de yacencia natural se puede emplear una instalación como la que se ilustra a continuación.

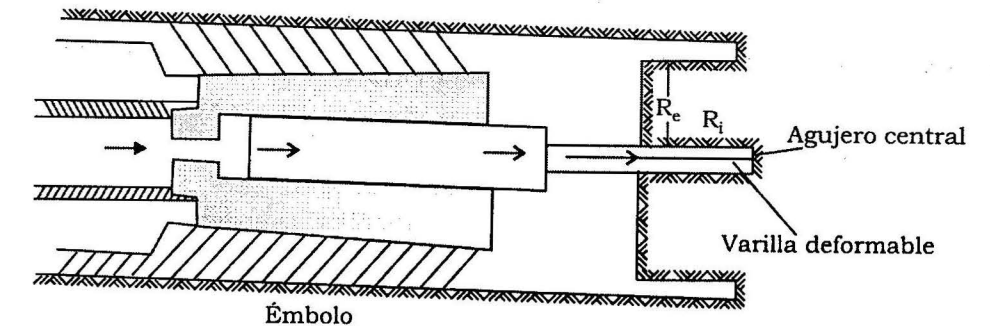


Figura II.2. Esquema de ensayo a tracción.

15

La preparación para el ensayo se realiza de la forma siguiente: con el empleo de una perforadora especial (su corona) se perfora un barreno de 100 a 120 mm de diámetro, se pule su frente y se perfora el testigo; posteriormente al testigo perforado se le hace un agujero central a toda su longitud para situar en su interior la varilla deformable.

El ensayo consiste en lo siguiente: la varilla elástica (con un coeficiente de Poisson $\mu = 0,5$) recibe carga del punzón y debido a ello (por sus características de deformabilidad) se deforma, produciendo presión sobre las paredes del agujero central del testigo. El punzón a su vez recibe la carga debido al desplazamiento del émbolo, el cual es movido por la inyección de aceite.

En este caso el cuadro que se presenta durante el proceso de carga es análogo al trabajo de un tubo de paredes gruesas, bajo la acción de presiones interiores. Se propone la expresión siguiente para el cálculo del límite de resistencia tracción (R_t):

$$R_t = P \frac{(R_e^2 + R_i^2)}{(R_e^2 - R_i^2)} \quad (II.1)$$

donde:

P: Presión que se trasmite a la varilla.

R_e : Radio exterior de la muestra.

R_i : Radio interior de la muestra.

Como es conocido el método más utilizado para determinar la resistencia al cortante en la roca, es el método de corte con compresión.

En forma general la resistencia al cortante se puede dar por la expresión:

$$R_{cort} = \frac{P}{S_c} \quad (II.2)$$

donde:

P: La fuerza tangencial de destrucción.

S_c : La superficie inicial de corte, cm^2 .

En condiciones *in situ* existen varios esquemas de ensayo, uno de ellos se representa a continuación en la figura II.3 y consiste en lo siguiente:

En la excavación debajo del techo se construye un nicho para la colocación de un gato hidráulico, el cual se orienta con el ángulo deseado (α) respecto al buzamiento. El área de corte durante el ensayo es de 1,5 a 2,0 m, en tanto que el esfuerzo que produce el gato oscila de 150 a 200 T.

16

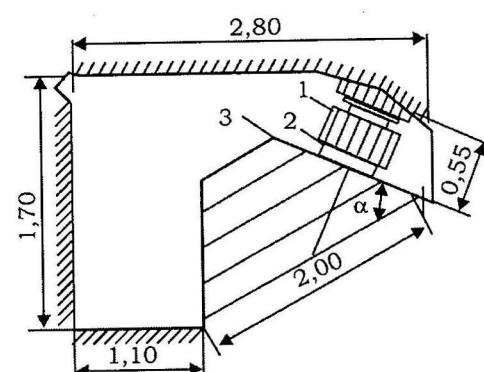


Figura II.3. Esquema de ensayo al cortante.

La resistencia temporal al cortante τ'_c se determina por la expresión:

$$\tau'_c = c + f\sigma_n \quad (II.3)$$

donde:

f: Coeficiente de fricción interna.

c: Fuerza de cohesión.

σ_n : Tensión normal al plano de corte.

Las magnitudes de f y c se obtienen durante la resolución conjunta de 2 ecuaciones, que surgen como resultado de ensayos realizados con diferentes direcciones (variación α) de los esfuerzos aplicados.

Para el ensayo de las rocas a flexión en condiciones de laboratorio se utilizan habitualmente muestras de forma rectangular o cuadrada con la variación en las dimensiones de su sección transversal (ancho y alto) de 1,0 a 1,6. En tanto que la relación entre su longitud y alto varía de 4,0 a 10,0.

El ensayo a flexión se puede realizar según dos esquemas: primero, por el esquema de cargas dadas, con la medición de las deformaciones producidas y segundo por el esquema de deformaciones dadas con la medición de las cargas actuantes. En la mayoría de los casos las instalaciones de ensayo trabajan según el segundo esquema, o sea, a partir de las deformaciones.

La resistencia temporal a la flexión en su forma más simple se puede determinar:

$$\sigma_f = \frac{M_f}{W_f} \quad (II.4)$$

donde:

M_f : Momento flector máximo, que corresponde a la carga -P- que provoca la destrucción de la muestra.

W_f : Momento de resistencia de la sección que se flexa.

$$M_f = P \frac{l}{2} \quad (II.5)$$

donde:

l: Longitud de ensayo (distancia entre apoyos).

$$W_f = \frac{2I}{h} \quad (II.6)$$

donde:

I: Momento de inercia.

h: Altura de la muestra.

Para una muestra rectangular:

$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ y por ende: } W_f = \frac{bh^2}{6}$$

Por lo tanto:

$$\sigma_f = \frac{3Pl}{bh^2} \quad (II.7)$$

En condiciones naturales existen pocos esquemas para la determinación de la resistencia a la flexión, uno de ellos consiste en el ensayo de una muestra en consola.

En una superficie vertical denudada de una excavación, con una sierra especial o mediante barrenos se corta un sector de roca, que queda en consola y se carga por un muelle.

17

La resistencia de la roca a la flexión se determina sobre la base de la carga actuante sobre el muelle, teniendo en cuenta el peso de la consola por fórmulas de la resistencia de materiales.

$$\sigma_f = \frac{3l(ql - 2P)}{bh^2} \quad (II.8)$$

donde:

l : La longitud de la viga, desde el punto de empotramiento al lugar en donde se aplica la carga P .

q : Peso de la viga por unidad de longitud.

b y h : Ancho y altura de la viga.

P : Esfuerzo aplicado a la palanca.

Estos ensayos a flexión, en condiciones *in situ*, tienen un gran significado durante el estudio de los frentes de arranque y los pilares.

Con el empleo de métodos *in situ* puede ser determinado también el módulo de deformación de la roca. De los resultados obtenidos por esta vía se ve que los valores de E , en este caso son inferiores a los obtenidos en trabajos de laboratorio.

Existen numerosos métodos para la determinación del módulo de deformación en condiciones naturales. Uno de ellos se basa en el restablecimiento de la presión en el macizo rocoso y consiste en lo siguiente: en la pared denudada de la excavación se instalan equipos para registrar la deformación (extensómetros, indicadores tipo reloj u otros) (ver figura II.4).

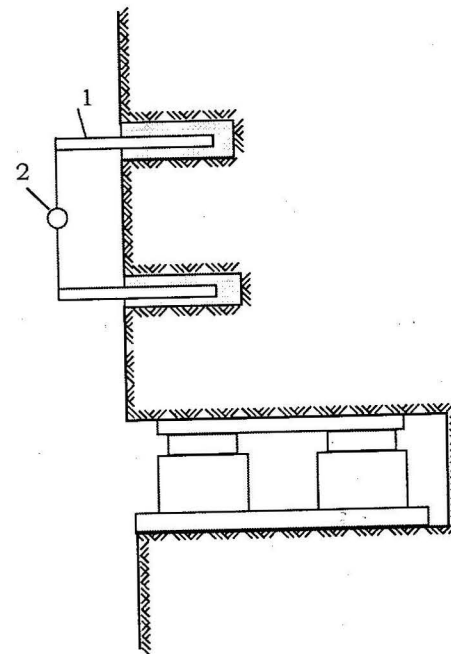


Figura II.4. Esquema de ensayo in situ para la determinación de E .

La instalación de medición consta de dos anclas (1) (pueden ser varios pares) con la colocación entre ellas de un indicador tipo reloj (2). Después de colocados los pares de anclas, por arriba o por debajo se hace una ranura. Durante este proceso la instalación de registro (pueden ser varias) obtienen la deformación del macizo.

Posteriormente, en la ranura se coloca un gato hidráulico o una instalación de presión y se empieza a dar presión subiéndola gradualmente, hasta que se restablece la deformación inicial del macizo. En el gráfico obtenido tensión-deformación se determina el módulo de deformación.

El nicho puede tener de 60 a 150 cm de largo y altura de 30 a 60 cm (eso es lo estándar).

La determinación del módulo de deformación en condiciones naturales puede obtenerse también, mediante la acción (presión) de grandes troqueles (cuñas) en la muestra con la medición simultánea de la profundidad de estampado (penetración).

La magnitud del módulo de deformación puede obtenerse por la expresión:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{WP\sqrt{F}}{S} \quad (II.9)$$

donde:

μ : Coeficiente de Poisson de la roca.

W : Coeficiente que tiene en cuenta la forma del área de presión del troquel. Para troqueles circulares se toma $W = 0,89$.

P : Presión que actúa.

F : Área del troquel.

S : Deformación media que se produce en la muestra (volumen de roca).

Se debe señalar que este método no brinda gran exactitud en los resultados de las deformaciones del macizo, ya que durante el ensayo no se tienen en cuenta el efecto del macroagrietamiento. Además, debido al área comparativamente pequeña, que recibe la carga se obtiene una gran dispersión de los resultados.

Un método muy conocido para la determinación de E y μ en condiciones naturales, es el que consiste en la medición de las deformaciones longitudinales y transversales durante el ensayo a compresión de un "pilar" de roca.

La carga del pilar hasta su destrucción se hace gradualmente, por etapas, midiéndose en cada caso además las deformaciones longitudinales y transversales que se producen.

El módulo de elasticidad (E) se obtiene por la expresión:

$$E = \frac{(P_n - P_{n-1})h}{F\Delta h} \quad (\text{II.10})$$

donde:

P_n y P_{n-1} : Carga final e inicial en cada ciclo, Kgf.

Δh : Deformación longitudinal, cm.

h : Altura del prisma, cm.

F : Área de la sección transversal del prisma, cm².

En tanto que el coeficiente de Poisson (μ) se determina por la expresión:

$$\mu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta h}{h}} \quad (\text{II.11})$$

donde:

Δa : La deformación transversal, cm.

a : Ancho de la muestra, cm.

Otro método muy difundido es el que consiste en lo siguiente: en la pared de la excavación se coloca en tres barrenos 3 anclas que se fijan con el empleo de un cemento de fraguado rápido. Estas anclas tienen una sección de 20 x 20 mm y se introducen hasta una profundidad de 160 mm, con una distancia entre ellas de 200 mm. Entre los pernos se fija un alambre de medición, con el que se mide la tensión inicial.

Después de colocadas las anclas por espacio de 10 horas, a una distancia de 200 mm del ancla extrema se hace un corte de 700 mm de profundidad y ancho con una altura de 40 mm. En esta ranura se coloca un gato hidráulico y se rellena todo el espacio que queda libre con una mezcla de cemento y arena. Transcurridas, aproximadamente, 10 horas, que se le da al proceso de fraguado, se procede a cargar gradualmente (por etapa) el macizo. Las deformaciones que se producen en los alambres y que son registradas, permiten obtener las deformaciones que se producen en el macizo rocoso. Conociendo las magnitudes de las deformaciones es factible determinar E y μ .

Gran perspectiva para la determinación de las características de deformación de la roca directamente en el macizo tienen los métodos de ensayos presiográficos. La esencia de este método consiste en que, en barrenos previamente perforados al efecto, se introducen instalaciones de carga que son capaces de crear una presión distribuida uniformemente en las paredes del barreno. Aumentando gradualmente la presión, en el equipo de medición, se va registrando la deformación correspondiente y por la curva (relación) que se obtiene entre tensión (presión) y desplazamiento de las paredes del barreno se obtiene el módulo de deformación.

Cualquier tipo de instalación presiográfica consta de dos partes fundamentales: la de carga-sonda que va introducida en el barreno y del bloque de medición, que se coloca en la excavación en un sector cercano a la boca del barreno.

Este bloque de medición incluye manómetros, para ir registrando la presión de trabajo y equipos registradores, para ir tomando las deformaciones radiales de la pared del barreno.

La sonda consiste en un cuerpo en forma de tubo metálico, con un revestimiento externo plástico fijado por los costados.

En dependencia de las características constructivas de la sonda se diferencian dos grupos de presiómetros.

Primer grupo: Presiómetros con sondas conformadas por tres cámaras. Una de las cuales, la central, es la de trabajo (donde se produce la deformación de las paredes) y las otras dos cámaras son auxiliares y sirven para mantener el campo tensional alrededor de la cámara de trabajo.

Antes de empezar el ensayo, las cámaras se llenan con el líquido de trabajo (agua o aceite). La variación en la cantidad de líquido en la cámara central produce el aumento de su volumen y por consiguiente la deformación de las paredes del barreno.

Segundo grupo: Aquí la sonda solo tiene una cámara (de trabajo). Se mide la deformación de las paredes del barreno en diferentes puntos de la cámara de trabajo. Para la medición se usan registradores eléctricos.

Habitualmente en estos casos el módulo de deformación se determina por la expresión:

$$E = (1 + \mu)d_0 \frac{\Delta P}{\Delta d_0} \quad (\text{II.12})$$

donde:

d_0 : Diámetro inicial del barreno (del orden de los 70 a 90 mm).

ΔP : Incremento de la presiones en el sector de ensayo (cámara de trabajo).

Δd_0 : Incremento del diámetro en el sector de ensayo.

II.2. Resistencia del macizo rocoso

Para el estudio de las características de resistencia del macizo rocoso son empleadas las llamadas teorías de resistencia y métodos empíricos, los que permiten en forma más fácil, obtener criterios de resistencia del macizo estudiado.

Teorías de resistencia

En la actualidad no existe una teoría universal de resistencia, que permita estudiar todos los procesos y fenómenos que ocurren en el macizo

rocoso; es por ello que habitualmente se emplean teorías que solo reflejan las principales particularidades del mecanismo de deformación-destrucción del macizo rocoso.

Observando el desarrollo histórico de las teorías de resistencia se ve que la tendencia ha sido construir ecuaciones, que representen la mayor cantidad de aspectos del proceso de destrucción, los que se establecen en la práctica.

A continuación se hace un resumen de las principales teorías de resistencia empleadas para el estudio del macizo rocoso, señalándose en lo posible sus ventajas y defectos.

La mayor difusión en la Mecánica de roca la ha recibido, la teoría que evalúa la resistencia del macizo, solo a partir del campo tensional existente.

Para este caso la ecuación general de resistencia es:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (\text{II.13})$$

22

donde:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Tensiones principales.

Si se analiza el aspecto histórico de esta teoría, se puede observar que las primeras propuestas solo tenían en cuenta la tensión principal máxima (σ_1), posteriormente aparecieron criterios que tenían en cuenta la tensión máxima y la mínima (σ_1, σ_3). En los últimos años se desarrollan teorías de resistencia, que consideran también la magnitud de la tensión (σ_2), lo que para el estudio de macizos rocosos profundos es de gran importancia.

Esta teoría solo da una descripción externa del proceso de destrucción, ya que no estudia su mecanismo interior.

Este aspecto del proceso de destrucción se desarrolla en la teoría de resistencia que estudia los microdefectos del macizo y la roca o la también llamada "Teoría de formación del agrietamiento", sin embargo, el desarrollo analítico en esta teoría, que permite el estudio detallado del proceso, solo ha llegado hasta una grieta. Lo concerniente al estudio de varias grietas o más aún de varios sistemas de grietas, no se ha trabajado lo suficiente.

Los estudios *in situ* realizados del proceso de destrucción del macizo y los experimentos hechos en trabajos de laboratorio demuestran, que teniendo solo en cuenta la magnitud del campo tensional, sin considerar la deformación, en muchos casos no puede definir, si ocurre o no la destrucción del macizo. Por ejemplo, una alta concentración de tensiones en el frente de trabajo para limitados desplazamientos del contorno, no necesariamente conlleva a la destrucción y desprendimientos de roca. En otras palabras, existen ocasiones en que la ecuación general (II.13) no describe totalmente lo que acontece en el macizo.

Vinculado a esto, se ha desarrollado la denominada "Teoría deformacional de resistencia", que tiene en cuenta el diagrama de deformación de la roca, incluido el sector más allá del estado límite. Según esta teoría la ecuación de resistencia viene dado por:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3) = 0 \quad (\text{II.14})$$

donde:

$\epsilon_1 > \epsilon_2 > \epsilon_3$: Son los componentes de las deformaciones principales.

Las teorías de resistencia hasta aquí vistas, no estudian la dependencia de las características de resistencia del macizo con el tiempo y las condiciones de carga.

De las teorías de resistencia que tienen en cuenta el factor tiempo, la que ha recibido mayor difusión en la práctica, es la teoría cinética de resistencia, que tiene en cuenta tanto el tiempo como los aspectos relacionados con la temperatura en el proceso de destrucción.

Para el caso general de un estado tensional complejo la ecuación de resistencia es:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, t, T) = 0 \quad (\text{II.15})$$

23

donde:

t : El tiempo.

T : La temperatura.

El principal defecto de esta teoría, es la no dependencia de la destrucción en el macizo, del grado de deformación que él presenta.

Para dar solución a estas deficiencias se puede usar por ejemplo, la teoría deformacional de la resistencia, introduciendo aspectos de la teoría cinética, en la ecuación general; o sea,

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3, t, T) = 0 \quad (\text{II.16})$$

Y con esta expresión se da en la actualidad un máximo nivel de representación del proceso de destrucción en el macizo rocoso.

Métodos ingenieriles

En esta dirección uno de los métodos más usados es la construcción de la envolvente a los círculos de tensiones (o sea, utilizando la teoría de resistencia de Mohr en una forma simplificada). Al documento grafo-analítico que se obtiene, en algunos países se le da el nombre de pasaporte o documento de resistencia.

La peligrosidad de uno u otro estado tensional (que se representa por círculos en un sistema de coordenadas τ, σ), va a estar determinada en dependencia de que ellos corten a la envolvente o estén por debajo de

ella. En el primer caso se produce la destrucción del material, mientras que en el segundo las tensiones actuantes están por debajo del límite de destrucción.

Según este método se pueden construir tantos círculos de tensiones como se quiera; el centro de cada círculo de tensiones va a encontrarse a una distancia del eje de coordenada de $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ y su radio va a ser de $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$.

En forma general, la ecuación de la envolvente a dichos círculos se escribe de la forma siguiente:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \quad (\text{II.17})$$

La determinación de la función anterior para cada material se realiza experimentalmente.

La envolvente a los círculos de tensiones caracteriza de una forma bastante completa las características de resistencia; si se conoce la ecuación de la envolvente o se tiene su representación gráfica, se pueden establecer las características de resistencia del macizo, para cualquier tipo de estado tensional.

En la figura II.5 se representa la construcción de una envolvente a dos círculos de tensiones (pasaporte de resistencia). En esta figura la magnitud OA, representa el límite de resistencia a la tracción lineal, en tanto que la magnitud OM al límite de resistencia a la compresión lineal. La curva ABD es la envolvente.

Del gráfico se puede tomar el tramo BD como sector, esto no introduce un error apreciable, por lo que se puede escribir:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi = c + \sigma_n f_0 \quad (\text{II.18})$$

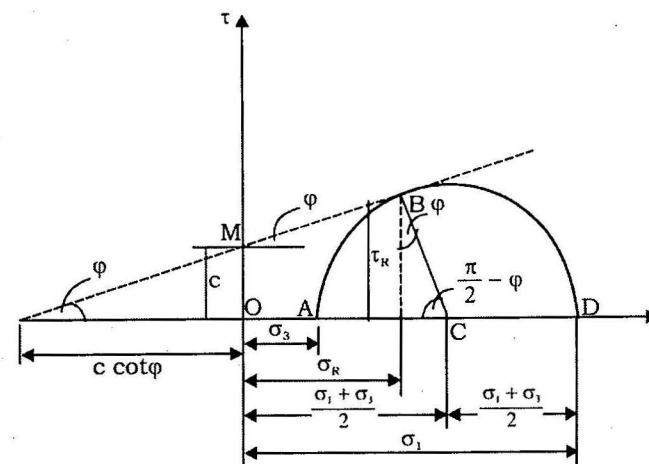


Figura II.5. Envolvente lineal.

donde:

φ : Ángulo de fricción interna. En el gráfico corresponde al ángulo formado entre el eje de las abscisas y la tangente BD a la envolvente.

f_0 : Coeficiente de fricción interna.

c : Fuerza de cohesión.

La envolvente puede ser representada, según el caso, de diferentes formas: lineal (como es el caso acabado de analizar), cicloidial, parabólica e hiperbólica.

De igual forma para la construcción de este documento grafo-analítico (pasaporte de resistencia), pueden ser usados diferentes métodos:

- Método basado en el cálculo de σ_c y σ_t .
- Método de compresión triaxial.
- Método de corte con compresión.
- Método de cálculo de Protodiakonov.

El método basado en los resultados de σ_c y σ_t es bastante simple y consiste en determinar estos valores en estados lineales y representarlos en el sistema de coordenada $\sigma - \tau$. Después de construidos los círculos de tensiones se traza la tangente a ellos, la que se considera como envolvente.

El método del ensayo triaxial o método de Karman consiste en crear, en la muestra ensayada, el correspondiente estado tensional al establecer las tensiones límites, que corresponden al límite de destrucción del material ensayado. Para ello variando la relación entre σ_1 , σ_2 y σ_3 durante el ensayo en el triaxial, se pueden construir diferentes círculos de tensiones y posteriormente la envolvente a ellos.

El método basado en el ensayo a corte con compresión tiene la característica de que no se construyen círculos de tensiones, sino que la envolvente se traza mediante la unión de los diferentes puntos (dados por las magnitudes de τ y σ para los diferentes valores del ángulo de ensayo de la matriz de corte), como se muestra en la figura II.6.

Por último, el método de construcción de la envolvente desarrollado por M. M. Protodiakonov, parte de las premisas siguientes: él considera que existe una forma única de envolvente para todas las rocas, la que en un sistema de coordenadas $x-y$ se expresa:

$$Y = Y_{max} \left(\frac{x^2}{x^2 + a^2} \right)^{3/8} \quad (\text{II.19})$$

donde:

$y - \tau$: Tensión tangencial en el plano de destrucción.

$x = \sigma + \sigma_t$: Suma de la resistencia a la tensión normal (σ) en el caso de compresión lineal y la resistencia a la tracción multilateral.

a : Parámetro de forma de la envolvente.

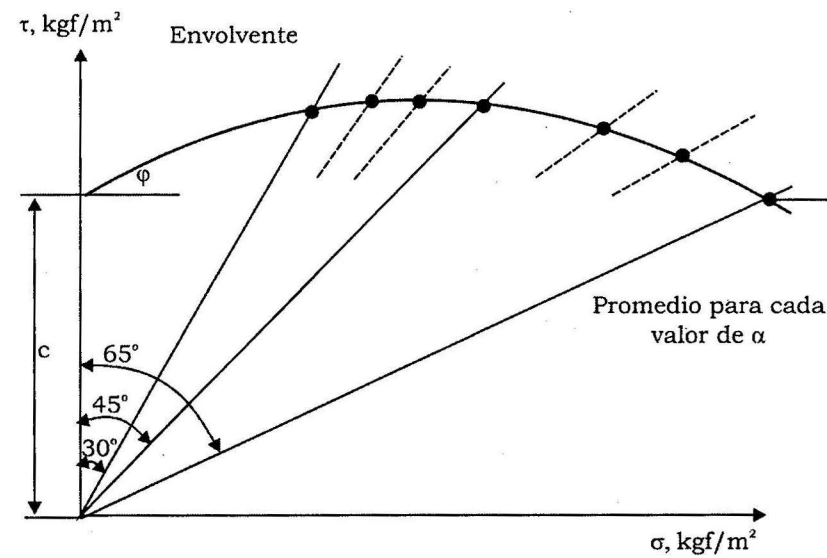


Figura II.6. Envolvente construida por el método de corte con compresión.

26

Además del análisis de la expresión anterior, Protodiakonov plantea que la envolvente se caracteriza por dos parámetros: la resistencia máxima al cortante ($\tau_{\text{máx}} = \tau_{\text{máx}}$) y el parámetro a . Él dice que la relación $\frac{\tau_{\text{máx}}}{a}$ para las rocas es casi constante e igual a 0,73.

Otra vía muy usada para estimar la resistencia de los macizos rocosos, es la propuesta por Hoek y Brown, cuya expresión de cálculo se da a continuación.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{R_c} + S \right)^a \quad (\text{II.20})$$

donde:

σ_1 y σ_3 : Tensiones principales efectivas.

m_b : Valor de la constante m de Hoek y Brown para el macizo rocoso.

R_c : Resistencia a compresión lineal de la roca intacta.

S y a : Constantes que dependen de las características del macizo estudiado.

Los valores de σ_c y m_1 (constantes de Hoek y Brown para la roca intacta), se deben determinar a partir de una valoración estadística de los resultados obtenidos en ensayos triaxiales.

De no ser posible emplear esta vía, pueden ser usadas las tablas dadas por Hoek y Brown para estimar σ_c y m_1 .

Obtenido el valor de m_1 , se puede calcular el de m_b por la expresión:

$$m_b = m_1 e^{\left(\frac{GSI-100}{28} \right)} \quad (\text{II.21})$$

Los valores de las constantes a y S se determinan por la siguiente expresión

Si $GSI > 25$

$$S = e^{\left(\frac{GSI-100}{9} \right)} \text{ y } a = 0,5 \quad (\text{II.22})$$

Si $GSI < 25$

$$S = 0 \text{ y } a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (\text{II.23})$$

El valor del GSI se calcula a partir del RMR de Bieniawski, considerando al macizo completamente seco, (o sea, el quinto parámetro de la clasificación vale 10) y que la orientación de las juntas es muy favorable (o sea, que el ajuste por este concepto es 0).

Para un valor de RMR inferior a 25 no se puede utilizar esta vía, para obtener el GSI, en este caso se recomienda usar la expresión de Barton, con el empleo de sus cuatro primeros parámetros, o sea:

$$Q = \left(\frac{RQD}{T_r} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad (\text{II.24})$$

A la relación JW/SRF de la expresión de Barton se le da un valor de 1 y el valor del GSI se obtiene por la expresión:

$$GSI = 9 \log Q + 44 \quad (\text{II.25})$$

Capítulo III

Características de deformación de las rocas

28

Una de las formas características de manifestación de la presión minera en los sectores del macizo bajo la influencia de las excavaciones y frentes de arranque es la deformación de las rocas.

Esta deformación puede ser elástica, elasto-plástico y de otras formas no elásticas, dependiendo esto de un gran número de factores.

Para un estudio integral de los diferentes estados deformacionales que se pueden producir, se emplea el denominado diagrama de deformación total, para la obtención del cual es necesario utilizar prensas espaciales que posean una gran rigidez.

III.1. Deformaciones elásticas y plásticas

III.1.1. Diagrama de deformación total

Con el empleo del diagrama tensión-deformación longitudinal y tensión-deformación transversal se puede estudiar en detalle las particularidades del proceso de deformación de las rocas.

A medida que crece la deformación de la muestra por la acción de cargas externas desde cero hasta una magnitud dada (para el diagrama tensión-deformación longitudinal y tensión deformación transversal respectivamente) se produce el cierre de los defectos que poseen las rocas (poros, grietas, etc.), esto conduce a que los sectores oa y oa' del diagrama no sean lineales (ver figura III.1).

La deformación posterior de la roca se produce en un estado elástico (ab y $a'b'$) debido a la compresión elástica del esqueleto mineral.

El posterior desarrollo de la deformación conduce al inicio del proceso de agrietamiento de la muestra, como resultado de lo cual se produce un aumento gradual del coeficiente de deformación transversal lo cual caracteriza la afectación de la dependencia directa entre tensión y deformación transversal ($b'c'$). Durante esto la dependencia entre tensión y deformación longitudinal (bc) conserva su estado lineal.

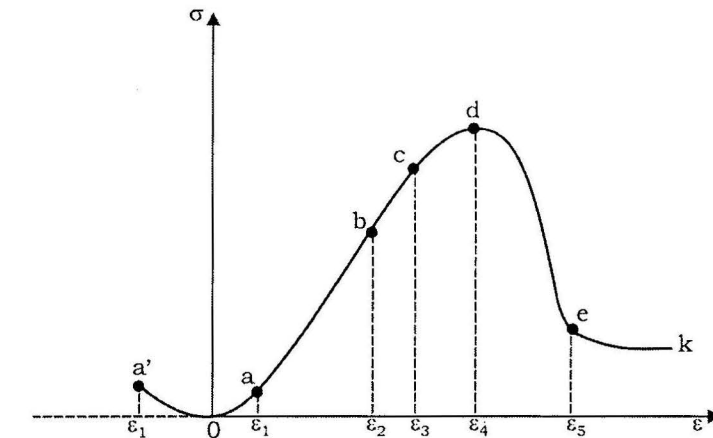


Figura III.1. Diagrama de deformación total.

29

Debido a la aparición de deformaciones no lineales el coeficiente de relación entre tensión (σ) y deformación (ϵ) pierde su sentido como módulo de elasticidad y se debe entonces considerar a esa relación como el módulo de deformación, el cual tiene un valor numérico inferior al de elasticidad.

Cuando se alcanza la deformación ϵ_3 que como muestra la experiencia, está vinculada a la resistencia a largo plazo de la roca, se inicia el proceso de desarrollo del agrietamiento, que conduce a la destrucción de la dependencia lineal entre σ y ϵ_1 (sector cd).

Este proceso de agrietamiento ocurre también en el sector $c'd'$, pero ya allí se había afectado la dependencia lineal.

Una vez que se alcanza la deformación límite, que se corresponde con la máxima resistencia de la roca estudiada, o sea, con el límite de resistencia (puntos d y d'), una deformación posterior de la roca es acompañada de un intenso proceso de ensanchamiento volumétrico y una disminución gradual de la resistencia que ofrece la roca, ante la carga actuante. Esto posibilita que se produzca un intenso proceso de agrietamiento.

En el punto e del diagrama se produce la separación de la muestra en partes y por eso no es factible una posterior deformación de esta muestra en un estado lineal.

En condiciones de un estado triaxial, debido a la acción de las fuerzas laterales, la separación en partes de la muestra se produce sin un aumento de volumen.

Es característico para el diagrama de deformación total, que en su parte od (od') a medida que aumenta la deformación de las rocas crece también la resistencia ante la acción de la carga, en tanto que en el sector dk (dk') sucede lo contrario a medida que crece la deformación disminuye la resistencia de la roca.

El diagrama de deformación total puede ser dividido en tres sectores característicos que se corresponden con tres estadios diferentes del proceso de deformación (ver figura III.2):

- Sector od (od'): Corresponde hasta el límite de resistencia de la roca.
- Sector de ($d'e'$): Corresponde a la deformación después del límite de resistencia.
- Sector ek ($e'k'$): Denominado sector de deformación ruinosa.

La posibilidad de encontrarse la roca en cualquiera de estos estados de deformación motiva la necesidad de estudiar sus propiedades en dependencia del estado en que ellas se encuentran.

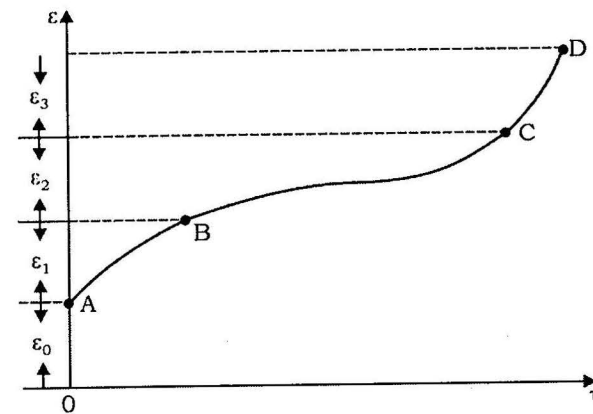


Figura III.2. Estadios del proceso de deformación.

III.1.2. Deformación elástica

Las principales características de deformación de las rocas, en el campo de la elasticidad, son el coeficiente que relaciona las tensiones y deformaciones (E), el coeficiente de deformación transversal y el coeficiente G , que caracterizan la relación entre la fuerza al cortante (τ) y la deformación que esta produce.

Antes del límite de resistencia, en el campo elástico, E se corresponde con el módulo de elasticidad y caracteriza a la relación entre la tensión normal y la deformación que se produce en la dirección en que ella actúa.

A diferencia de los metales el límite de elasticidad de las rocas posee un carácter convencional, ya que la deformación residual puede manifestarse, incluso para magnitudes no muy grandes de las tensiones. Por

ello en la práctica de mecánica de rocas se utiliza frecuentemente el denominado Módulo de deformación que se determina como la relación entre la tensión, correspondiente al límite lineal de deformación, con respecto a la magnitud de la deformación relativa producida, lo que es observable en el diagrama de deformación total.

Después del límite de deformación lineal el coeficiente E deja de ser constante, él va a depender del grado de deformación y como regla disminuye a medida que esta aumenta.

Los valores del módulo de deformación van a ser siempre algo menor que los del módulo de elasticidad; como ilustración en la tabla. Se ofrecen valores de estos módulos para diferentes tipos de roca.

Tabla III.1. Valores de los módulos de elasticidad y de deformación

Tipo de roca	Módulo de elasticidad 10^{-4} MPa	Módulo de deformación 10^{-4} MPa
Cuarzo, Pirita	3,0 a 3,2	2,5 a 2,7
Gabro y Diaclasas	5,8 a 6,1	5,6 a 5,9
Basalto	8,0 a 8,9	7,2 a 7,6
Porfirita	4,4 a 4,8	3,8 a 4,3
Serpentinita	2,4 a 2,8	2,0 a 2,4

Algunas características del proceso de deformación elástica

La determinación del módulo de elasticidad puede hacerse por el método estático, basado en la medición de la carga actuante sobre la muestra y la de su deformación longitudinal y por el método dinámico, que consiste en determinar la magnitud de E , a partir de la velocidad de traslación de las ondas elásticas a través de la muestra.

La magnitud del coeficiente dinámico (E_d) es de 1,1 a 1,6 veces mayor que el estático (E_e). Esta diferencia se explica por el hecho de que durante el proceso estático de carga (proceso que se mide en segundos) se muestra mucho más intenso el proceso de deformación no elástico, lo que conduce a la disminución de E_e . En cambio durante los ensayos dinámicos, cuando la carga actúa en centésimas o milinésimas de segundo, estas formas, no elásticas de deformación tienen menor probabilidad de manifestarse.

Como se conoce las rocas se encuentran dentro del grupo de materiales con características anisótropas, que resisten, en formas diferentes los esfuerzos a compresión y a tracción. Es por ello, que se debe diferenciar el módulo de deformación, en dependencia de la dirección en que actúa la carga.

De los resultados de los trabajos experimentales se ha obtenido que: para algunos tipos de esquistos el módulo de deformación a compresión (E_c) es de 1,2 a 1,6 veces mayor que el de tracción (E_t), en tanto que para la norita, diorita esta relación oscila de 1,1 a 1,3 y para los materiales arcillosos es de 1,5 a 5,0.

La diferencia en las características de deformación durante la compresión y la tracción se explica por las diferencias existentes en el proceso de deformación de uno y otro caso. Así tenemos que durante el proceso de compresión se pueden diferenciar una serie de etapas sucesivas (cierre inicial de grietas, deformación lineal, aparición de nuevas grietas, etc.), mientras que durante la tracción, prácticamente, todo el proceso ocurre simultáneamente.

Las características de deformación de las rocas también dependen del tipo de estado tensional existente. Cuando se varía de un estado tensional lineal a uno triaxial el valor de E aumenta. Esto se relaciona con la variación de la densidad de las rocas y se hace más significativo en rocas porosas. En este caso se necesita una mayor carga para producir la deformación, ya que se aumenta la resistencia de la muestra.

32

La velocidad de aplicación de la carga también influye sobre la magnitud del módulo de deformación de la roca. Según los experimentos realizados se conoce que las relaciones entre los valores promedios del módulo de deformación para cargas aplicadas a 100 Mpa/s y a 0,1 Mpa/s, para diferentes rocas son: caliza 1,9 a 2,2, gabro 1,60 a 1,85 y areniscas $\approx 2,0$.

Esta influencia de la velocidad de aplicación de la carga se explica por el hecho de que a menor velocidad de aplicación, el proceso dura más y conjuntamente con las deformaciones elásticas se manifiestan más intensamente las no elásticas.

La mayoría de las rocas no cumplen con una ley de deformación lineal, incluso para el caso de pequeñas cargas las curvas de deformación no son lineales. Para tener en cuenta este efecto durante la solución de diferentes tareas en Mecánica de Rocas, la curva tensión-deformación se puede caracterizar por la relación:

$$\sigma = E \xi \varepsilon^m \quad (III.1)$$

donde:

E : Módulo de deformación.

ξ : Parámetro adimensional de aproximación ($\sigma < \xi \leq 1$).

m : Parámetro adimensional de aproximación ($0 \leq m \leq 1$).

La determinación de los parámetros ξ y m se puede hacer en forma gráfica mediante el alargamiento de las curvas reales σ - ε en coordenadas logarítmicas.

Para la mayoría de las rocas ξ oscila de 0,10 a 0,14, en tanto que m se puede tomar de 0,25 a 0,30, según datos de la literatura.

Todos los materiales tienen la capacidad de deformarse, bajo la acción de cargas, no solo en la dirección en que estas actúan, sino también en una dirección perpendicular. Es por ello que una característica importante en el proceso de deformación de las rocas es el coeficiente de deformación transversal (μ) que representa la magnitud absoluta de la relación entre la deformación transversal y la longitudinal en condiciones de carga lineal.

En el campo de la deformación lineal el coeficiente de deformación transversal se conoce como coeficiente de Poisson y se considera constante para cada tipo de roca. Fuera de los límites de la deformación lineal deja de ser constante.

La variación de la magnitud del coeficiente μ más allá de los límites de la deformación lineal, ha sido observada experimentalmente en diferentes materiales, entre ellas en las rocas. Por ejemplo, durante el ensayo de noritas a la compresión lineal, el coeficiente μ ha variado de 0,22 (en el inicio del proceso de agrietamiento) hasta 0,33 más allá del límite de resistencia. Es interesante señalar que en los diapasones en que se manifiestan las mayores resistencias de las rocas puede llegar a 0,5 y más.

33

III.1.3. Deformación plástica

La plasticidad por su parte es la propiedad que tienen los cuerpos sólidos, por la acción de cargas externas, de variar su forma sin destruirse y conservar esa deformación residual aun después que cesa la acción de la carga que la produjo.

Las rocas, en determinadas condiciones mecánicas, se comportan como un material plástico y conservan sin destruirse una deformación residual.

La deformación plástica ocurre más allá del límite de elasticidad de las rocas y comienza por desplazamientos locales de elementos de la red cristalina, que se desplazan por las superficies de desplazamiento, sin destruir la estructura cristalina de la roca.

Si el proceso es continuo, a causa del aumento de la carga actuante, el desplazamiento de estos granos o elementos puede conducir a la destrucción parcial de la cohesión, a una disminución gradual de la ligazón y a la ruptura de la estructura.

Uno de los índices más empleado para la evaluación cuantitativa del grado de plasticidad de las rocas es el denominado coeficiente de plasticidad (K_p) (ver figura III.3), el cual es igual a la relación entre el trabajo total invertido para la destrucción de una roca (A_{dest}) con respecto al trabajo gastado en la deformación elástica (A_{elast}), o sea:

$$K_p = \frac{A_{dest}}{A_{elast}} \quad (III.2)$$

Este coeficiente K_p será mayor que la unidad, exceptuando el caso en que la destrucción sea frágil, que será igual a 1.

La existencia de características elásticas o plásticas en las rocas, en gran medida va a estar relacionado con las condiciones en que actúa la carga; así tenemos, por ejemplo: para una carga de acción instantánea muchos tipos de rocas (areniscas, esquistos y otras) se destruyen en pedazos, en una forma típica de un medio frágil, estas mismas rocas para una aplicación gradual de la carga, se comportan como un cuerpo característico y por último, para un periodo largo de aplicación de estas cargas; aparecen deformaciones residuales, o sea, se manifiestan características de la deformación plástica.

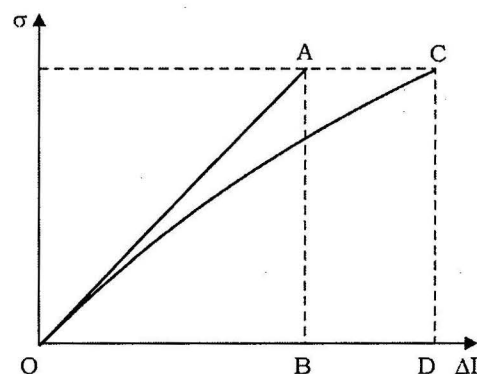


Figura III.3. Gráfico para la determinación del coeficiente de plasticidad.

Por ello, se puede decir que lo referente a la fragilidad, elasticidad y plasticidad tiene un carácter relativo y estos índices pueden considerarse en lugar de propiedades de las rocas, como una forma de su estado.

III.2. Análisis del comportamiento de las rocas más allá del límite de resistencia

La particularidad fundamental del comportamiento mecánico de las rocas más allá del límite de resistencia consiste en la gradual disminución de su resistencia a medida que crece la deformación. El sector de decrecimiento de la resistencia en el diagrama de deformación total σ - ϵ comienza en el punto d, que corresponde al máximo valor de σ , o sea, al valor máximo de resistencia de la roca σ_R , la cual en condiciones de compresión lineal $\sigma_2 - \sigma_3 = 0$ se hace igual al límite de resistencia a compresión lineal σ_c , en tanto que para condiciones de un estado triaxial, esta tensión se puede expresar por ejemplo, por la relación:

$$\sigma_R = \sigma_c + (2\lambda + 1)\sigma_3 \quad (\text{III.3})$$

$$\lambda = \frac{\text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (\text{III.4})$$

donde:

ϕ : Ángulo de inclinación de la envolvente lineal con respecto a σ .

Como se conoce el diagrama de deformación total consta de tres partes; dos de ellas situadas más allá del límite de resistencia.

En el sector d - e se produce la deformación de la roca con la disminución de su resistencia y para un estado lineal tiene lugar el aumento de su volumen. Esto va a ir acompañado de un proceso intenso de agrietamiento.

En el punto - e - del diagrama, las rocas pasan a un estado ruinoso de destrucción y de ahí en adelante el diagrama se puede mostrar como una línea horizontal paralela al eje ϵ , ver figura III.4.

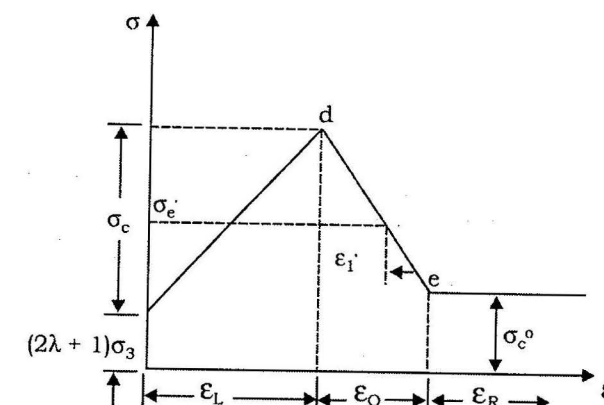


Figura III.4. Esquema para el análisis de las deformaciones más allá del estado límite.

Analizando la parte del diagrama correspondiente a la deformación más allá del límite, se señala una deformación ϵ_1 que se encuentra en el tránsito hacia el estado ruinoso (sector d - e), donde toma un valor ϵ_R (deformación de destrucción).

La magnitud de la resistencia de la roca que se corresponde con la magnitud de la deformación ϵ_R se denomina resistencia mínima de la roca más allá del estado límite, o sea:

$$\sigma_1 \rightarrow \sigma_{1\min} \quad (\text{III.5})$$

Los gráficos que relacionan los valores de $\sigma_{1\min}$, de diferentes tipos de rocas, con la magnitud de la tensión principal mínima σ_3 pueden ser aproximadamente representados por una expresión lineal.

$$\sigma_{1\min} = A + B\sigma_3 \quad (\text{III.6})$$

donde:

A: Una magnitud que tiene el sentido de una resistencia residual de la roca. Para el caso de un estado lineal $\sigma_2 - \sigma_3 = 0$ esta magnitud se designa por σ_c^0 .

B: Coeficiente que caracteriza la influencia de la fricción interna en la cohesión de la roca.

Se plantea que para un estado triaxial:

$$\sigma_L = (2\lambda + 1) \sigma_3 + \sigma_c \quad (\text{III.7})$$

y para uno lineal:

$$\sigma_L = \sigma_c \quad (\text{III.8})$$

La magnitud del coeficiente B se puede determinar con el uso del coeficiente de fricción interna.

Si se tiene en cuenta "que el límite inferior" de la resistencia de la roca en un estado triaxial viene dado por la expresión:

$$\sigma_{1\min} = (2\lambda + 1) \sigma_3 \quad (\text{III.9})$$

Comparando las dos expresiones de $\sigma_{1\min}$ se obtiene que el valor del coeficiente B, se puede dar por la relación:

$$B = 2\lambda + 1 \quad (\text{III.10})$$

Comparando la magnitud obtenida de la magnitud de B experimentalmente con la obtenida por la expresión anterior (III.10), se ve que la dispersión de los resultados no excede el 10 % (o sea, no excede de los errores en la determinación de las propiedades de las rocas). Por ende, la resistencia mínima se puede expresar para el caso del estado lineal:

$$\sigma_{1\min} = \sigma_c^0 + (2\lambda + 1) \sigma_3 \quad (\text{III.11})$$

La disminución de la resistencia de la roca se acompaña con variaciones en su volumen (para un estado lineal), lo cual lleva a un aumento de su coeficiente de deformación transversal.

A partir de los resultados obtenidos por un gran volumen de trabajos experimentales se plantea que la relación entre las deformaciones longitudinales y transversales, más allá del estado límite, se puede escribir en forma aproximada por la relación lineal siguiente:

$$\epsilon_3 = -\beta \epsilon_1 \quad (\text{III.12})$$

donde:

ϵ_3 : Deformación transversal más allá del estado límite.

ϵ_1 : Deformación longitudinal más allá del estado límite.

β : Coeficiente de deformación transversal.

También se puede plantear la relación entre el módulo de deformación más allá del estado límite E^* (denominado, también, módulo de caída) con respecto al módulo de deformación E antes del límite.

$$\xi_0 = \frac{E^*}{E} \quad (\text{III.13})$$

El módulo de deformación más allá del límite (E^*) depende de una serie de factores: tipo de roca, velocidad del proceso de deformación, tipo de estado tensional, entre otros.

Algunos valores de β y ξ_0 para diferentes tipos de rocas se dan en la tabla III.2.

Tabla III.2. Valores de β y ξ_0

Tipo de roca	β	ξ_0
Areniscas	3	0,6
Mármol	4	0,5
Argilita	8	2,5
Alebrolita	14	7,0
Calcita	3	2,5

Por ejemplo, bajas velocidades en el proceso de deformación de las rocas (en un estado más allá del límite) se corresponden con altos valores del módulo de deformación.

Para ilustrar mejor la regularidad en la variación del módulo de deformación en el proceso de deformación, se debe analizar un diagrama total de deformación para cualquier roca, obtenido del resultado de ensayos con sucesivas descargas y cargas de la muestra.

Este esquema de ensayo permite estudiar el proceso de deformación de la roca más allá de su límite, como el paso desde un estado monolítico (punto d) hasta un estado ruinoso (punto k); o sea, se ve como un proceso acumulativo de destrucción. Si se realizan ocho ciclos de cargas y descarga, se ve que cada uno de estos ocho ciclos (pueden ser más o menos) de carga y descarga se puede considerar como un ensayo independiente, para muestras con diferentes grados de fracturación mínima en el punto d y máxima en el punto k, además en cada uno de estos ciclos (ensayos) se podrá obtener los valores de σ y E^* .

La magnitud de la resistencia de la roca σ_1^* en cualquier punto del sector d - e del diagrama será:

$$\sigma_1^* = \sigma_L - \sigma_1 \quad (\text{III.14})$$

donde:

σ_L : Límite superior de la resistencia de la roca.

σ_1 : Magnitud que caracteriza la disminución de la resistencia que sufren las rocas en el sector d - e.

Para un estado triaxial:

$$\sigma_L = (2\lambda + 1) \sigma_3 + \sigma_c \quad (\text{III.15})$$

Para un estado lineal:

$$\sigma_3 = 0$$

Y entonces:

$$\sigma_L = \sigma_c$$

Se puede plantear que:

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E^*} \quad (\text{III.16})$$

Y por ende:

$$\sigma_1 = E^* \epsilon_1 \quad (\text{III.17})$$

Cuando la magnitud de la deformación más allá del límite ϵ_1 corresponde a un estado deformacional ruinoso, como se dijo anteriormente, tiende a ϵ_R (punto e del diagrama). En este caso la resistencia de la roca disminuye a un mínimo que se denomina (σ_c^0) resistencia residual, la que se puede expresar:

$$(2\lambda + 1) \sigma_3 + \sigma_c - E^* \epsilon_R = \sigma_c^0 \quad (\text{III.18})$$

El parámetro E^* caracteriza el ángulo de inclinación de la parte d - e del diagrama $\sigma - \epsilon$ y su magnitud se puede obtener por la expresión:

$$E^* = \frac{\sigma_c - \sigma_c^0}{\epsilon_D} \quad (\text{III.19})$$

Para el caso de compresión lineal E^* se corresponde como ya se mencionó, con el módulo de deformación más allá del estado límite (módulo de caída). En el caso de un estado triaxial E^* es una función de σ_3 .

III.3. Características de deformación de las rocas con el tiempo

Es conocido, de la práctica minera, que la deformación en las rocas varía con el tiempo y por ejemplo, se sabe que los desplazamientos de las rocas denudadas que rodean a las excavaciones tienden a desarrollarse con el transcurso del tiempo, que los desplazamientos en las rocas del techo de los frentes largos en las excavaciones de arranque dependen, entre otros factores, de la velocidad de avance del frente de trabajo y así se podrían mencionar muchos ejemplos.

Por ello, para estudiar y resolver muchos de los problemas en minería no resulta suficiente el conocimiento de las características elásticas y

plásticas de las rocas, obtenidas mediante ensayos de laboratorio o *in situ* con cargas aplicadas durante un corto tiempo, sino que es necesario estudiar el comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas aplicadas durante un largo periodo de tiempo.

III.3.1. Principales características reológicas de las rocas

Las propiedades reológicas de las rocas, son las que caracterizan su comportamiento al deformarse con el tiempo. Las rocas al deformarse con el tiempo, en dependencia de sus características y del estado tensional actuante, pueden comportarse en algunos casos en forma similar a un sólido y en otras como cuerpos viscosos, manifestándose en este último caso las características de fluidez.

La fluidez en las rocas puede ser plástica y viscosa. La primera se manifiesta solo en aquellos casos en que la magnitud de la tensión actuante sobrepasa el límite de fluidez de la roca, en tanto que la segunda puede ocurrir para cualquier momento y desarrollarse para cualquier magnitud de la tensión.

Para la caracterización de las propiedades reológicas de las rocas son muy usados los conceptos: escurrimientos de las deformaciones y relajamiento de las tensiones.

Se denomina escurrimiento de las deformaciones a la capacidad que tienen las rocas de deformarse con el tiempo bajo la acción de cargas constantes (ver figura III.5).

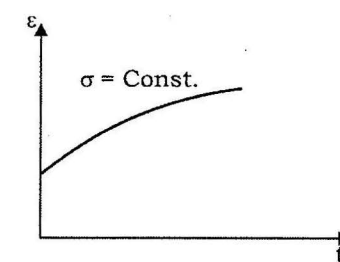


Figura III.5. Escurrimiento de las deformaciones.

En tanto que el relajamiento de tensiones es el proceso mediante el cual se produce en la roca la disminución gradual, con el transcurso del tiempo, de las tensiones actuantes, sin que varíe su estado deformacional (ver figura III.6).

En las rocas de acuerdo a su constitución, características y condiciones de yacencia pueden manifestarse, para una carga constante, deformaciones con diferentes características y grados de intensidad. De tal forma se aprecia que el escurrimiento de deformaciones puede presentarse en dos formas, a partir de lo que, las rocas se pueden dividir en dos clases: la primera clase a la que pertenecen la mayoría de las rocas (areniscas, calizas, peridotitas, granitos, etc.) se caracteriza porque las deformaciones al cabo de un tiempo cesa de aumentar, o sea, tiene un carácter amortiguado (ver figura III.7).

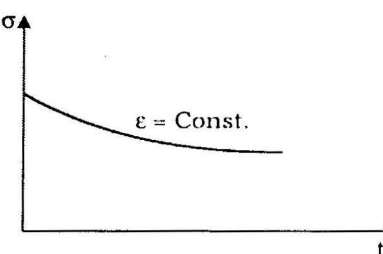


Figura III.6. Relajamiento de las tensiones.

En tanto que la segunda clase, a la cual pertenecen las arcillas y los esquistos arcillosos entre otros, se caracterizan por presentar un carácter no amortiguado en su deformación (ver figura III.8).

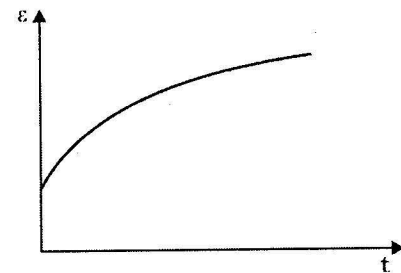


Figura III.7. Escurrimiento de las deformaciones para las rocas de la primera clase.

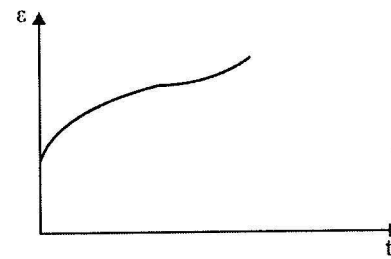


Figura III.8. Escurrimiento de las deformaciones para las rocas de la segunda clase.

Las investigaciones realizadas han permitido establecer las características principales que deben satisfacer las ecuaciones de las curvas del escurrimiento.

Para las rocas de la primera clase:

1. Una carga instantánea es correspondida con una deformación instantánea, existiendo entre ellas una dependencia lineal.
2. La deformación aumenta con el transcurso del tiempo.
3. Para una carga constante, la magnitud de la deformación tiende a un determinado límite, el cual va a depender de la magnitud de la carga actuante.
4. El límite al cual tiende la magnitud de la deformación, tiene una relación no lineal con la carga actuante.

Para las rocas de la segunda clase:

1. No se establece una deformación límite.
2. En un periodo inicial, no muy extenso, la curva del escurrimiento posee un carácter exponencial, para después pasar a tener una forma lineal.
3. La velocidad de deformación es directamente proporcional a la carga aplicada.

En su forma más completa el carácter de deformación de las rocas, con el tiempo, puede ser caracterizado por la curva de escurrimiento, representada en su forma más general (ver figura III.9)

Del análisis de la curva OABCD se obtiene lo siguiente:

El tramo OA se corresponde con la deformación inicial ε_0 que se produce instantáneamente. En dependencia de la magnitud de la carga actuante esta deformación puede ser totalmente elástica (cuando se produce debido a la compresión elástica del esqueleto mineral y a la eliminación en él del aire y agua) y en parte puede haber deformación no elástica (cuando hay deformaciones irreversibles) debido a la ocurrencia de microfracturas en las rocas.

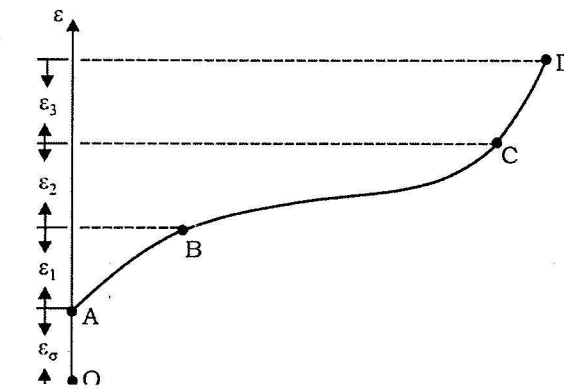


Figura III.9. Curva de escurrimiento en su forma más general.

El tramo AB corresponde a un estado de escurrimiento amortiguado en donde la velocidad de deformación tiende a cero ($\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$). En esta etapa pueden ocurrir tanto deformaciones elásticas, como no elásticas.

El tramo BC de la curva se corresponde con un estado de escurrimiento de las deformaciones no establecido, con una velocidad constante de la deformación $\dot{\varepsilon}^* = \text{constante}$.

Esta etapa de deformación se caracteriza por la deformación de los enlaces estructurales en la roca y por ello al producirse la descarga la deformación solo en parte es reversible.

Por último, en el tramo CD se manifiesta un aumento en la velocidad de deformación, lo que va acompañado de la intensificación del proceso de destrucción (aparición y desarrollo de las grietas y al final la destrucción de la roca). Este tramo a veces se denomina de fluidez creciente.

La magnitud total del escurrimiento de la deformación ε_t se calcula por la expresión:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (\text{III.20})$$

donde:

ε_0 : Deformación instantánea.

ε_1 : Deformación durante el escurrimiento amortiguado.

ε_2 : Deformación para la etapa de escurrimiento con la velocidad constante.

ε_3 : Deformación durante la etapa de fluidez.

En ocasiones la expresión anterior se puede escribir:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_{\text{no elást.}} \quad (\text{III.21})$$

Y se conoce que:

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E_0} \quad (\text{III.22})$$

donde:

E_0 : Módulo inicial de elasticidad (para $t = 0$).

En tanto que las deformaciones no elástica, en el proceso de escurrimiento, aumentan según una ley exponencial (como muestran los resultados experimentales) y tienden a un determinado límite, el cual en forma no lineal, depende de las tensiones actuantes.

Para la condición de un proceso de deformación ilimitado en el tiempo, se puede decir que:

$$\varepsilon_{no\ elást.} = \varepsilon_{\infty} = \frac{\sigma}{E_{\infty}} \quad (III.23)$$

donde:

ε_{∞} y E_{∞} : Deformación y módulo de deformación para un largo periodo de acción de la carga.

Esta deformación (ε_{∞}) se puede representar en forma de una curva exponencial.

$$\varepsilon_{\infty} = A \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^m \quad (III.24)$$

donde:

A y m : Parámetros de la roca.

De tal forma la ecuación del escurrimiento de las deformaciones se puede escribir:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_0} + A \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^m \quad (III.25)$$

Por su parte la curva de relajamiento de las tensiones (dada en la figura III.6); puede escribirse en forma exponencial por la expresión:

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{e^{\frac{t}{t_0}}} \quad (III.26)$$

donde:

σ_0 y t_0 : Tensión y tiempo inicial.

El tiempo de relajamiento (periodo en que se produce la disminución de las tensiones) para la mayoría de las rocas es muy grande, por ello, para caracterizar las propiedades geológicas de las rocas se utiliza en muchas ocasiones un indicador de la caída de tensiones en el macizo para un determinado periodo de tiempo, o sea:

$$R = \frac{\sigma_0 - \sigma_1}{\sigma_0} \leq 1 \quad (III.27)$$

donde:

σ_0 y σ_1 : Las tensiones en el momento inicial y en el momento intermedio que se tomó para el estudio.

Como ejemplos de este proceso de relajamiento de tensiones en los frentes de arranque puede señalarse la disminución de las tensiones en un pilar deformado, que sostiene rígidamente a un techo el cual es capaz, con el transcurso del tiempo, asimilar la carga de las rocas, que yacen más arriba; o la disminución de las tensiones en el pilar flexible deformado a cuenta de la distribución de las tensiones que en él ocurren.

Las investigaciones del estado tenso-deformacional del macizo rocoso, muestran que para largas acciones de las cargas se disminuyen las características elásticas de las rocas y se manifiestan con mayor intensidad las no elásticas.

Un ejemplo claro de la manifestación del proceso del escurrimiento de las deformaciones en los frentes de arranque tiene lugar en los pilares que gradualmente se van deformando al sostener a techos flexibles, proceso que puede durar años y concluye con la destrucción del pilar.

El escurrimiento de las deformaciones y el relajamiento de las tensiones están ligadas al proceso de transición de las deformaciones elásticas en plásticas, pero si la manifestación de las deformaciones plásticas se producen en los casos, que las tensiones sobrepasen el límite de elasticidad, durante la manifestación del escurrimiento se produce un lento crecimiento de las características plásticas de deformación, en situaciones de cargas por debajo del límite de elasticidad, pero para tiempos prolongados de acción de esa carga.

Durante el relajamiento de las tensiones las deformaciones elásticas en las rocas, con el transcurso del tiempo, se transforman en plásticas, pero la deformación total no varía.

Un rol muy significativo en la manifestación de las deformaciones residuales, lo tiene la existencia de defectos estructurales en la roca.

Un rasgo muy característico de los procesos de deformación con el tiempo (reológicos), en particular el escurrimiento de las deformaciones, lo tiene la dependencia entre la deformación observada en un momento dado y las características de todo el proceso de carga material, o en otras palabras de toda su historia anterior de carga. Esta característica de los materiales se denomina su herencia.

Como se conoce con el aumento del tiempo de aplicación de la carga la resistencia de la roca disminuye, acercándose asintóticamente a un determinado límite.

Este límite habitualmente se denomina resistencia a largo plazo (σ_{∞}).

La variación de la resistencia a largo plazo de la roca con el tiempo, puede describirse mediante una curva logarítmica, dada por la expresión:

$$\sigma_{\infty} = \sigma_0 + \ln \frac{K_T}{t} \quad (III.28)$$

donde:

σ_0 : Resistencia de la roca ante una carga instantánea.

K_T : Coeficiente de Tesura (estoicidad de las rocas).

t : Tiempo de aplicación de la carga.

Según demuestran los resultados experimentales obtenidos, para la mayoría de las rocas $\sigma_{\infty} = 0,6$ a $0,8$. Esta magnitud depende de muchos factores: composición y textura de la roca, humedad, porosidad, tipo y características de actuación de la carga, tiempo y otras.

Valores de la resistencia a largo plazo para diferentes rocas se dan en la tabla III.3.

Tabla III.3. Valores de la resistencia a largo plazo

Tipo de roca	σ_{∞}
Caliza	0,70 a 0,75
Arenisca	0,60 a 0,65
Esgustos arcillosos	0,45 a 0,50
Arcilla	0,45 a 0,60
Sal de piedra	0,65 a 0,70
Dunita	0,70 a 0,78
Peridotita	0,72 a 0,78
Yeso	0,55 a 0,65

III.3.2. Métodos analíticos para el estudio de la deformación con el tiempo

La descripción teórica del proceso de escurrimiento de las deformaciones tiene como objetivo la determinación de la deformación después de un cierto intervalo de tiempo y el establecimiento de las condiciones de destrucción.

Las tareas de cálculo del escurrimiento de las deformaciones a diferencia de los cálculos habituales de resistencia, no son una garantía de la resistencia del material y sí de las condiciones normales de trabajo en el transcurso de un determinado intervalo de tiempo.

A las teorías de escurrimiento de las deformaciones más empleadas se relacionan aquellas que se obtienen de los trabajos experimentales con carga constante, todos los datos necesarios para el cálculo.

Entre los criterios que se tienen en cuenta dentro del concepto escurrimiento de las deformaciones podemos mencionar:

- Posibilidad en base a resultados que se obtenga para cargas constantes, poder determinar el comportamiento del material dado cuando actúa una carga variable.

- Posibilidad en base a resultados obtenidos en los ensayos de escurrimiento de deformaciones, predecir el comportamiento de los materiales para el caso de distintas velocidades de deformación.
- Correspondencia entre los resultados de ensayos del escurrimiento de deformaciones con los de los ensayos de relajamiento.

Para el estudio del escurrimiento de las deformaciones han encontrado utilización distintas teorías: teoría del envejecimiento, teoría de flujo, teoría del fortalecimiento y otras. En este material se hace referencia a la teoría hereditaria del escurrimiento de las deformaciones, la que ha recibido difusión para la resolución de distintas tareas en los trabajos subterráneos, debido a que con un empleo adecuado brinda resultados que se acercan bastante a los obtenidos en las prácticas.

Teoría hereditaria del escurrimiento de las deformaciones

Parte de la concepción de que la deformación en un momento dado depende, no solo de la magnitud y características de la tensión que actúa en ese momento, sino también de la historia del anterior proceso de deformación. La deformación anterior se determina a partir del principio de superposición.

Se examina el caso en que la relación entre las tensiones y deformaciones es lineal. Se considera que en un momento dado (t), sobre el material en cuestión actúa una carga $\sigma(t)$, la que en el transcurso de un intervalo de tiempo (Δt) no muy grande produce una deformación $\epsilon(t)$.

Para un momento (t) cualquiera, después que se ha producido la acción de esa fuerza $\sigma(t)$, se conserva en el material un recuerdo, en forma de una deformación dada. Este recuerdo, lógicamente, se va a ir debilitando con el tiempo, pudiéndose expresar este debilitamiento por una función.

Esta función va a depender del tiempo que ha pasado entre los momentos (t y t') y para un momento (que siempre según el análisis que se hace va a ser $t' > t$) la deformación que se produce va a ser proporcional a la carga $\sigma(t)$, a la duración de su acción Δt y a una función que tiende a extinguirse $L(t - t')$, la que depende del intervalo de tiempo pasado ($t - t'$); o sea, intervalo transcurrido desde el momento t' en que se aplica la carga y el momento t en que se calcula la deformación.

La tensión $\sigma(t)$, que actúa en el momento dado (t) produce también su correspondiente deformación instantánea (ϵ_0).

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma(t)}{E_0} \tag{III.29}$$

donde:

E_0 : El módulo de elasticidad instantáneo.

Y la deformación total (ε_t) en el momento (t) es:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma(t)}{E_0} + L(t-t') \sigma(t') \Delta t \quad (\text{III.30})$$

Si se considera que este proceso ocurre de forma continua entonces se puede plantear la expresión siguiente:

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} \sigma_t + \int_0^t L(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (\text{III.31})$$

En la expresión anterior, el primer término de la parte derecha representa la deformación instantánea que se produce en un momento t , mientras que el segundo término la deformación producida durante el proceso de escurrimiento de la deformación que tiene lugar en un periodo de tiempo (de 0 a t), bajo la acción de una fuerza $\sigma(t)$.

La función $L(t-\tau)$ que se denomina, núcleo del escurrimiento de las deformaciones, caracteriza la influencia de las tensiones aplicadas anteriormente en un momento dado t , sobre las deformaciones que se obtienen en el momento t de cálculo.

A causa de que el núcleo de escurrimiento de las deformaciones depende de la diferencia entre t y t' , no muestra la variación de las propiedades del material con el tiempo.

Son conocidos diferentes materiales cuyas propiedades varían (incluso en algunos casos significativamente) con el tiempo, como por ejemplo el hormigón el cual envejece con el tiempo, las rocas que pierden calidad por diferentes causas y otros.

Por ello, para describir las propiedades de los materiales que se envejecen el núcleo debe ser tomado con funciones separadas de t y t' .

De acuerdo con la expresión III.30 la deformación total producida en un momento (t) es una consecuencia de todos los procesos anteriores y toda su historia, empezando desde un momento t_0 el que se puede considerar igual a cero.

Resolviendo la expresión III.30 con respecto a $\sigma(t)$, se obtiene:

$$\sigma_t = E_0 \varepsilon(t) - \int R(t-t') \varepsilon(\lambda) d\lambda \quad (\text{III.32})$$

Donde el primer término representa la tensión inicial en un momento (t), mientras que el segundo indica la variación de las tensiones con el tiempo para una deformación variable.

La función $R(t-t')$, que es el núcleo del relajamiento, caracteriza la influencia que produce en el momento (t), la deformación ocurrida (t').

Además, se obtiene que $R(t-t')$ es la resolución del núcleo $L(t-\tau)$.

Si se considera $\sigma = \text{constante}$, la expresión III.30 toma la forma siguiente:

$$\varepsilon_t = \sigma \left[\frac{1}{E_0} + \int_0^t L(t) dt \right] \quad (\text{III.33})$$

Y si se considera $\varepsilon = \text{constante}$, la expresión III.32 adquiere la forma siguiente:

$$\sigma_t = \varepsilon \left[E_0 - \int_0^t R(t) dt \right] \quad (\text{III.34})$$

La expresión anterior describe el proceso de relajamiento.

Muchas rocas y en particular los esquistos arcillosos y arenosos, como ha sido demostrado en la práctica, satisfacen lo planteado por esta teoría.

Esta situación es cierta para cargas cuya magnitud no sobrepasen el 70 % de la carga de destrucción, en caso de estados lineales. Sin embargo, la cuestión relativa a los límites de carga para los distintos tipos de rocas, para los cuales se cumplen las expresiones dadas por la teoría hereditaria del escurrimiento de las deformaciones, es necesario continuar investigándola.

El núcleo del escurrimiento de las deformaciones $L(t-\tau)$ expresa las propiedades hereditarias de las rocas, muchos investigadores consideran, que el mismo dado por una función exponencial, caracteriza en una forma más integral la etapa inicial del proceso; o sea:

$$L(t-\tau) = \delta(t-\tau)^{\delta} \quad (\text{III.35})$$

donde:

δ y δ : Parámetros del proceso de escurrimiento de la deformación.

La determinación experimental de los parámetros reológicos se puede realizar por diferentes métodos en trabajos de laboratorio:

- Medición de la deformación, con el transcurso del tiempo, con la aplicación de una carga constante a compresión.
- Medición de la variación de la tensión para la deformación constante en un estado de compresión.
- Medición de la deformación a flexión de la roca para una carga constante.

Para los dos primeros métodos es necesario el empleo de prensas de muelles, para poder realizar los ensayos de carga a largo plazo (figura III.10).

Esta prensa de muelles consta de dos columnas o apoyos, por los que se desplazan libremente los travesaños (2). El travesaño inferior descansa sobre varios muelles (3), la muestra de roca (4), que se recomienda sea de forma cilíndrica y de 70 mm de diámetro y 140 mm de

altura (relación $\frac{h}{D} \approx 2$), se coloca sobre una base (5) que descansa sobre el travesano inferior. Por la parte superior de la muestra se coloca un cabezal (6) al cual van fijado cuatro indicadores tipo reloj (7), que deben tener una precisión de 0,001 mm y que se destinan a medir la deformación de la muestra.

El método más difundido es la medición de la deformación en una muestra de roca, sometida a la acción de una carga constante a compresión.

Durante el ensayo se le debe dar a la prensa una carga máxima que esté siempre por debajo de la de ruptura, habitualmente se toma del 60 al 80 % de la carga de destrucción. Este ensayo puede durar semanas e incluso meses en dependencia de las características de resistencia de la roca ensayada y durante toda su duración la carga debe mantenerse permanente.

Este experimento es más indicado en rocas de baja fortaleza y los resultados obtenidos van a depender de las propiedades de las rocas y de las condiciones del ensayo. Para la realización de este ensayo en rocas fuertes es necesario someter la muestra a grandes esfuerzos y, por ello, se hace más complejo.

Para este ensayo se pueden usar muestras prismáticas y cilíndricas. Durante el ensayo se miden las deformaciones longitudinales de la muestra y los parámetros ∂ y δ se calculan de la expresión:

$$\frac{\varepsilon(t) - \varepsilon_0}{\varepsilon_0} = \frac{\delta}{1 - \partial} t^{1-\partial} \quad (\text{III.36})$$

donde:

ε_0 : Deformación elástica al inicio del ensayo.

ε_t : Deformación producida en un tiempo (t).

En el ensayo a flexión transversal las muestras se preparan en forma de vigas (de sección cuadrada o rectangular) y se colocan sobre dos apoyos y es sometida a la acción de una carga aplicada en su punto medio.

Este ensayo se realiza por un tiempo prolongado, puede ser por varios meses, y durante todo su desarrollo la carga debe permanecer constante.

Para el cálculo de ∂ y δ se utiliza la expresión:

$$y(t) = y + y \frac{\delta}{1 - \partial} t^{1-\partial} \quad (\text{III.37})$$

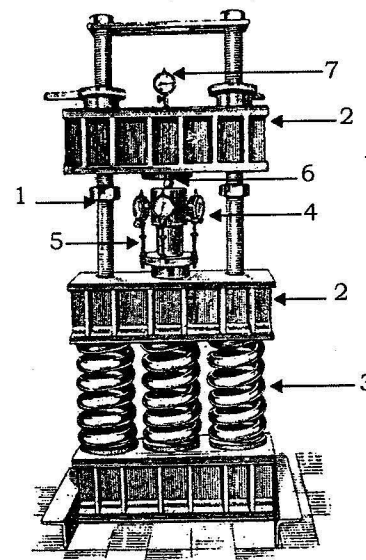


Figura III.10. Prensa de muelles.

donde:

$y(t)$: Flexión de la viga.

$\sigma(t)$: Carga actuante.

y : Deformación elástica instantánea.

La experiencia muestra una buena convergencia entre los resultados obtenidos para ∂ y δ por ambos métodos.

Valores de ∂ y δ para diferentes tipos de rocas se dan en la tabla III.4.

Habitualmente, los parámetros del escurrimiento de las deformaciones de las rocas se determinan en dos etapas.

En la primera se establece el límite de resistencia de la roca que se ensaya y las características más generales de su proceso de deformación. Con el objetivo de ahorrar tiempo, el ensayo, en esta primera etapa se realiza con un régimen gradual de aumento de carga usando para ello varias muestras. Los valores de aumento de carga se toman entre el 15 y el 20 % de la de destrucción.

Tabla III.4. Valores de ∂ y δ obtenidos para los ensayos a compresión lineal y flexión

Tipo de roca	Flexión transversal		Compresión lineal		Módulo de elasticidad 10^4 Mpa
	∂	$\delta \cdot t^{(1-\partial)}$	∂	$\delta \cdot t^{(1-\partial)}$	
Arenisca	0,66 a 0,69	0,0023	0,70 a 0,73	0,001	2,95 a 3,00
Alebrolita	0,71 a 0,74	0,0094	0,69 a 0,74	0,001	0,60 a 0,65
Argilita	0,69 a 0,72	0,0084	0,70 a 0,75	0,004	1,30 a 1,38
Caliza	0,66 a 0,73	0,0021	0,68 a 0,73	-	3,00 a 3,30
Carbón	0,70 a 0,75	0,0040	-	-	0,45 a 0,52

En la segunda etapa se establece el carácter de desarrollo de los procesos reológicos y se determinan los parámetros ∂ y δ por todo el diapasón de variación de la carga hasta la destrucción. En esta etapa cada muestra se ensaya en serie con diferentes cargas (por ejemplo 20, 40, 60 y 80 % de la carga de destrucción) y se mide para cada caso la deformación; hasta el momento que se estabiliza el proceso de escurrimiento o hasta la destrucción de la muestra.

El proceso de determinación de los parámetros reológicos se caracteriza ante todo por su duración y continuidad, habitualmente se prolonga por varios meses.

Esto exige un proceso de carga confiable y estable de las instalaciones de cargas y de los registros, como instalación de carga lo más común es el empleo de una prensa de muelle, como ya se mencionó.

Significativa influencia en el proceso de escurrimiento de las deformaciones lo tienen las condiciones del medio en que se realiza el ensayo. Es importante durante todo el ensayo tratar de mantener una temperatura y humedad del aire constante, por lo que se recomienda que la muestra esté parafinada o aislada.

La prensa en la que se vaya a realizar el ensayo debe estar construida sobre cimientos aislados con el objetivo de excluir la posibilidad del efecto de golpes o vibraciones casuales.

La medición de la deformación en las muestras se puede realizar por métodos mecánicos (con el empleo de instrumentos de muelles u ópticos), con indicadores tipo reloj y por métodos eléctricos con la utilización de extensómetros de resistencia.

Los métodos mecánicos son muy confiables, pero como deficiencia presentan la necesidad de muestras grandes debido a que la base de cualquier instrumento mecánico de medición es como mínimo de 50 mm. Los eléctricos son muy precisos, pero sobre ellos influye mucho la estabilidad en la realización del ensayo.

50

III.3.3. Empleo de modelos estructurales para el estudio de la deformación con el tiempo

Para el estudio de los procesos reológicos, también puede emplearse el método de laboratorio conocido como modelos estructurales (reológicos), este método consiste en sustituir la roca que se quiere estudiar, por una combinación de elementos mecánicos, los que se caracterizan por poseer, cada uno determinadas propiedades (elástica, plástica y viscosa), ver figura III.11.

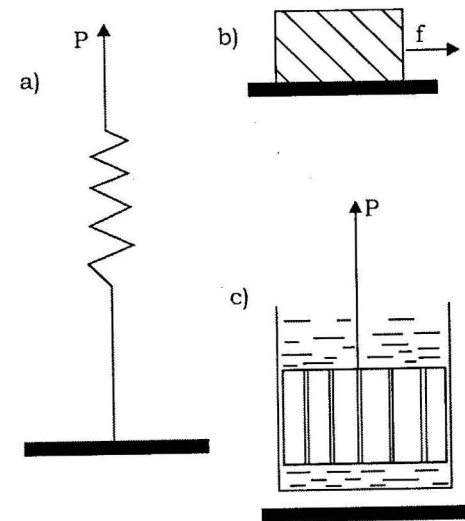


Figura III.11. Elementos estructurales.

a: Elemento elástico; b: Elemento plástico y c: Elemento viscoso.

Como elemento elástico se emplea un muelle, en el que la tensión actuante es proporcional a la deformación que ella produce, o sea:

$$\sigma = \epsilon E \quad (\text{III.38})$$

donde:

E : Coeficiente de proporcionalidad en el campo elástico.

Como elemento viscoso se emplea un recipiente que contenga un líquido viscoso y un pistón con dos orificios.

Para este elemento viscoso no se cumple la dependencia lineal entre tensiones y deformaciones, ya que en este caso la magnitud de la deformación, no solo va a depender de las tensiones, sino también del tiempo de acción de ellas; o sea, la deformación viscosa depende del factor tiempo.

Es cómodo caracterizar esta dependencia del proceso de deformación viscosa respecto al tiempo por la variación que ella sufre en cierto intervalo, es decir, por la velocidad de deformación unitaria ϵ^* siendo esta velocidad proporcional a la tensión.

$$\sigma(t) = n \epsilon^* \quad (\text{III.39})$$

donde:

n : Coeficiente de proporcionalidad entre las tensiones y la velocidad de deformación unitaria del elemento viscoso.

Como elemento plástico (ver figura III.11b) se emplea un cuerpo en reposo que descansa en una superficie plana, teniendo en cuenta que las propiedades plásticas de las rocas se empiezan a manifestar cuando se alcanza un cierto valor de las tensiones, solo se producirá la deformación plástica cuando la tensión actuante, sea mayor que el límite de fluidez. La deformación plástica, para una tensión constante puede desarrollarse a una velocidad constante.

A partir de estos elementos se hace la combinación deseada, o sea, el modelo estructural, buscando que las propiedades generales de este modelo se correspondan con la de la roca que se estudia. Como criterio para evaluar la eficiencia del modelo elegido, se utiliza el grado de correspondencia entre la ecuación de estado del modelo que se utiliza y la ecuación que caracteriza la roca. Para ello se puede valorar el grado de convergencia que existe en los gráficos $\epsilon = f(\sigma, t)$ obtenidos para ambos casos.

Para estudiar las propiedades reológicas de las rocas se emplean una gran cantidad de modelos estructurales (reológicos), pudiendo estar ellos conformados por pocos o muchos elementos en dependencia de la complejidad del estudio.

Capítulo IV

Afectaciones estructurales del macizo rocoso

52

La existencia de defectos estructurales en el macizo rocoso trae como consecuencia que se afecte su integridad y se produzca su debilitamiento, reflejado esto en la pérdida de su resistencia y capacidad portante, disminución de sus cualidades y un aumento de su heterogeneidad y anisotropía.

IV.1. Agrietamiento del macizo rocoso

Como es conocido el agrietamiento de los macizos rocosos es la principal causa de la afectación de su continuidad. En la geología estructural el término grieta tiene un significado bastante amplio que va desde las grandes roturas producidas por fenómenos tectónicos hasta afectaciones microscópicas; en dicha disciplina se estudia todo lo relacionado con la formación de las grietas; las leyes del desarrollo del proceso de agrietamiento en la corteza terrestre y la clasificación de las grietas.

Por su parte en la mecánica de rocas y otras disciplinas afines a ella, "grieta" se comprende como una superficie de separación por medio de la cual se produce una ruptura en el campo tenso-deformacional, o sea, se ve como una discontinuidad del macizo.

En la actualidad son empleadas diferentes clasificaciones del agrietamiento. En dependencia al objetivo que se persiga tales como: la genética, la ingeniería geológica, la geométrica y la hidrogeológica, entre otras.

Una clasificación muy aceptada para el estudio geomecánico del macizo rocoso es la que se basa en las dimensiones promedio del bloque estructural.

La tabla muestra una clasificación del agrietamiento en función de las dimensiones promedios del bloque estructural.

Tabla IV.1. Clasificación del agrietamiento

Índice de clasificación	Grado de agrietamiento	Dimensiones del bloque cm
I	Muy agrietado	< 10
II	Agrietado	De 15 a 30
III	Medianamente agrietado	De 30 a 50
IV	Poco agrietado	De 50 a 75
V	Muy poco agrietado	< 75

Se distingue el macro y el microagrietamiento.

El macroagrietamiento es visible a simple vista y de él depende la estabilidad de las zonas denudadas del macizo, de pilares, taludes y otras obras. El grado de influencia de esta forma de agrietamiento sobre la estabilidad del macizo está dada por una serie de factores: orientación de los planos principales de agrietamiento, intensidad del agrietamiento (distancias entre grietas y planos de grietas), características de las grietas (si están abiertas o cerradas, si están rellenas o no, características del relleno, etc.) y de los elementos de yacencia.

El macroagrietamiento en gran medida determina las características de resistencia de los macizos, las dimensiones permisibles de área denudada, los parámetros de los sistemas de explotación, la dirección de los trabajos entre otros.

Por su parte el microagrietamiento influye significativamente en las propiedades mecánicas de las muestras de roca afectando su continuidad en formas de pequeñas partículas, que solo puede ser vista con empleo de microscopios.

Las grietas (o sistemas de grietas) se distribuyen en el macizo rocoso a una distancia dada una de otra, se cortan, convergen, etc., como resultado de lo cual el macizo con una dimensión H característica (o el sector estudiado) se encuentra dividido en muchos bloques estructurales con una dimensión promedio h.

La relación $\frac{H}{h}$ se define como la intensidad de agrietamiento. Además, para la evaluación cualitativa del agrietamiento se utiliza el coeficiente lineal, el de área o el volumétrico de la intensidad del agrietamiento. Ellos representan la relación entre la unidad de longitud de área o volumen con respecto a la distancia promedio (h_{promedio}), entre grietas vacías con respecto al área o volumen del bloque estructural.

Una particularidad de los procesos mecánicos que ocurren en macizos agrietados es el aumento de su deformabilidad. Esto se produce debido al desplazamiento de los bloques estructurales, unos con respecto a

53

los otros. Aquí en el contacto entre bloques (que puede ser continuo, sectorial o puntual) surge la fuerza de fricción.

Las características deformacionales determinadas en condiciones de laboratorio, como cualquier otra, significativamente se diferencian de las determinadas en el macizo rocoso. Según datos de la práctica la relación entre el valor del módulo de deformación determinado en condiciones de laboratorio, respecto al determinado directamente *in situ* como regla oscila de 2,5 a 3,0 pudiendo llegar en algunos casos a 4,0 a 4,2.

Esta diferencia tan significativa se relaciona en lo fundamental por la presencia en el macizo rocoso de macrogrietas, las cuales habitualmente no existen en las muestras de ensayo.

Se ha demostrado que un agrietamiento cerrado del orden de los 0,002 a 0,004 mm puede conducir a una disminución del módulo de deformación de hasta 2,5 veces. Normativas para tener en cuenta la influencia del agrietamiento del macizo en sus características deformacionales y en particular sobre la magnitud del módulo de deformación para su uso durante los trabajos de proyección en construcción subterránea no existen.

El estudio del agrietamiento en la mecánica de rocas, se enfoca a partir del rol que él desempeña en el debilitamiento del macizo rocoso y por el efecto que esto produce en la estabilidad de excavaciones subterráneas, taludes y otras construcciones.

En los últimos 50 años se ha realizado una intensa investigación del agrietamiento del macizo rocoso, lo cual se encamina a la resolución de las más variadas tareas, tanto: geológicas, hidrogeológicas, mineras y relativo a las construcciones subterráneas y de superficie.

Las principales direcciones en que se desarrollan estas investigaciones tienen como objetivos:

- Crear una metodología integral para la valoración del agrietamiento de macizo rocoso.
- Establecer la relación existente entre el agrietamiento y las características de resistencia del macizo, así como, la influencia de esto en la estabilidad del sistema excavación-macizo.
- Proponer una clasificación integral única del agrietamiento.
- Profundizar en el estudio de las causas del agrietamiento.

El agrietamiento según las causas por la que se forma puede ser natural y artificial. El agrietamiento natural está ligado a las particularidades del origen del macizo rocoso y a los cambios en él producidos a causa de los procesos endógenos y exógenos, así como por los efectos de la erosión.

El agrietamiento artificial se produce como resultado de la acción sobre el macizo de diferentes afectaciones ligadas a los procesos tecnológicos

de construcción de diferentes obras. En particular ejercen un efecto significativo en la formación y magnitud de este agrietamiento, también denominado en ocasiones secundario, los trabajos con explosivos.

Para la evaluación del agrietamiento del macizo rocoso existe un gran número de métodos experimentales que se pueden clasificar como sigue: métodos geológicos, métodos físicos, métodos de resistencia, métodos de producción y los métodos de modelación.

Para evaluar cuantitativamente el agrietamiento se puede utilizar un coeficiente lineal, de área o volumétrico de intensidad de agrietamiento. Ellos representan la relación entre la unidad de longitud de área o volumen con respecto a la distancia promedio entre grietas (h_{prom}), área del bloque estructural (A_{prom}) y volumen del bloque estructural (V_{prom}).

En dependencia de su orientación las grietas pueden estar ordenadas y desordenadas (ver figura IV.1).

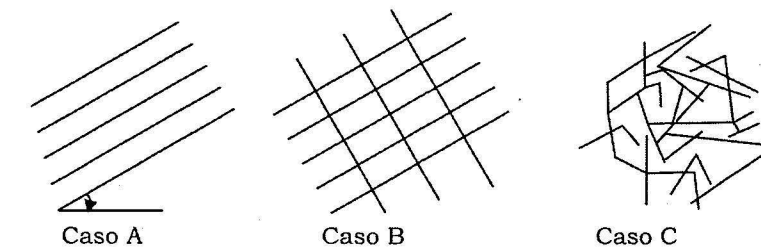


Figura IV.1. Esquema de las formas de manifestarse el agrietamiento.

Caso A: Grietas ordenadas; Caso B: Grietas ordenadas con más de un sistema y Caso C: Desordenada u ordenamiento caótico.

Cuando existe un agrietamiento ordenado (no importa el número de sistema de grietas) siempre es posible definir uno o más sistemas preponderantes (peligrosas) de grietas. Para el caso de un agrietamiento caótico no es posible obtener la dirección preponderante de las grietas.

El estudio del agrietamiento (grado de afectación estructural del macizo) es necesario en la mecánica de roca para:

1. Definir el modelo geomecánico más representativo del macizo rocoso.
2. Estudiar el estado tenso-deformacional de cualquier macizo.
3. Realizar cálculos prácticos, cuando es necesario conocer las características de resistencia y otras del macizo.

Para poder establecer el plan de investigación y elegir el método de resolución de cualquier tarea planteada es necesario ante todo definir si el macizo rocoso en estudio se considera continuo o discreto. Aspecto este que será analizado más adelante.

IV.2. Métodos experimentales para el estudio del agrietamiento

Para el estudio del agrietamiento de los macizos rocosos existen numerosos métodos, entre ellos los más difundidos son: el método geológico, los métodos que se realizan en condiciones de producción, los métodos geofísicos y los métodos de modelación física.

Método geológico

Este método se emplea para el estudio de macizos rocosos, en los que se quiera definir sus principales características y grado de afectación, por la existencia de deficiencias estructurales, para lo cual se realiza una caracterización geológica y geométrica de los defectos estructurales existentes en el macizo y se define su génesis y elementos de yacencia.

La tarea de determinar las características geométricas de las superficies de debilitamiento estructural en el macizo rocoso, consiste en: el esclarecimiento de los sistemas de grietas (u otras formas de debilitamiento estructural) existentes en él, en la determinación de su dirección respecto al rumbo y al buzamiento y en la determinación de su densidad; con el objetivo de definir de forma precisa la afectación que se estudia y a partir "de su valoración" llegar a la solución más correcta.

Tanto el esclarecimiento de los sistemas de grietas del macizo y la determinación de su disposición y orientación en el sector de estudio, como la valoración del grado de reiteración de estos parámetros en dicho sector, se hace mediante mediciones masivas del agrietamiento u otros defectos estructurales. De igual forma se procede a la medición de los elementos de yacencia de las rocas.

Posteriormente, se procede a realizar una caracterización de los sistemas de grietas, grietas u otros defectos estructurales, para lo cual se hace la observación visual de los sectores en estudio, con el objetivo de establecer las características generales y grado de desarrollo de los defectos estructurales presentes. Durante las observaciones se debe evaluar y llegar a criterios "en cuanto el desarrollo de estos defectos", se pueden considerar homogéneos y regulares en el sector de estudio.

Para la medición masiva de estas características estructurales se deben elegir sitios representativos del macizo rocoso. Lo que se denominan "estaciones de medición". Si el macizo, a partir de la información obtenida del estudio visual o instrumental se caracteriza por una distribución regular del agrietamiento o de otros defectos estructurales, entonces en todo el sector estudiado se debe emplear la misma red de estaciones de medición. En este caso las estaciones se colocan, habitualmente, a varias docenas de metros unas de otras.

Si por el contrario hay irregularidades en la manifestación e intensidad del agrietamiento u otros defectos estructurales, entonces la distancia entre

estaciones de medición es variable. Definiéndose las distancias entre ellas, en dependencia de las características y propiedades del macizo y del grado de precisión que se desee obtener.

En cada sector se realiza una valoración cualitativa y cuantitativa del agrietamiento definiéndose los aspectos siguientes: elementos de yacencia, extensión y obertura de las grietas, grado y tipo de relleno, cantidad de sistemas de grieta y su orientación, intensidad del agrietamiento y además, de existir, se caracterizan las zonas de trituración del macizo y de posibles desprendimientos de rocas.

La información más completa y objetiva se obtiene, midiendo el agrietamiento en tres direcciones ortogonales. En estos casos con el estudio de la zona elegida en las tres direcciones y la dirección del agrietamiento se puede hacer una caracterización detallada del sector estudiado.

Las dimensiones del sector de medición deben ser tales, que en ellas estén representadas, no menos de 8 a 10 grietas de cada sistema. Sin embargo, se debe tener en cuenta que pueden existir "barreras" ante estas dimensiones, (por ejemplo la altura de algunas excavaciones) y que dichos sectores tengan solo la longitud requerida a lo largo de la excavación (como regla 3 a 4 m).

En cada sector de estudio se deben realizar las determinaciones siguientes:

- Medir los elementos de yacencia de todas las grietas existentes.
- Determinar el número de sistemas de grietas existente y definir el sistema preponderante (más peligroso).
- Medir las distancias normales entre grietas de un mismo sistema.
- Establecer las características de las grietas, tanto abiertas como cerradas.
- Definir en las grietas cerradas, con qué material ellas lo están y las características del relleno.
- Precisar las características de las superficies de las grietas (paredes lisas no lisas).
- Medir las dimensiones de las grietas y su abertura.

La representación gráfica en el espacio de la orientación de los sistemas de grietas se logra con el empleo de diferentes diagramas de agrietamiento.

Estos diagramas se hacen a partir de la información obtenida en los sectores de medición y ellos permiten en forma parcial comparar los resultados obtenidos y juzgar sobre el grado de variabilidad de su orientación en el espacio y su representación en distintos sectores del macizo.

El grado de representación necesario de los diferentes sistemas de grietas y de los elementos promedios de su orientación en el espacio, en los límites de un sector dado (campo de mina, horizonte de trabajo, excavación, etc.) se alcanza en gráficos de agrietamiento.

Estos diagramas, habitualmente, se deben hacer separados por tipo de agrietamiento (para bloques grandes, para bloques pequeños, micro-agrietamiento).

En la práctica para la caracterización del agrietamiento del macizo, muy frecuentemente se emplea su representación en forma de Rosa de Agrietamiento o de Redes Polares.

El método de las Rosas de Agrietamiento, fue propuesto por Phillips a fines del siglo XIX y consiste en lo siguiente. En un sistema de coordenadas polares el azimut del rumbo se denota por θ , y la cantidad de grietas (densidad) por el radio (R). Aunque en este diagrama no es posible señalar el ángulo de buzamiento, el Diagrama de Rosa permite valorar la intensidad del agrietamiento en determinadas direcciones y definir los grupos de (sistemas) de grietas.

Para la construcción del Diagrama de Rosa la cantidad de grietas medidas, para cada azimut se ubica, en esa dirección como un vector con su correspondiente escala. El final de cada vector se une entre sí con una línea recta. Las partes más sobresalientes del diagrama se toman como las direcciones principales de agrietamiento.

58

Métodos de estudio de agrietamiento en condiciones de producción

Para el estudio de agrietamiento en condiciones de producción, son usados distintos métodos los que se basan en observaciones visuales y otras en mediciones realizadas en el macizo estudiado.

Dentro de los métodos de estudio visual más utilizados tenemos el método del testigo y el método de estudio de la pared del barreno.

El primero de ellos se basa en la observación visual directa del agrietamiento de testigos perforados de la zona del macizo que se estudia. Mediante el estudio de estos testigos se establece una serie de índices tales como: características de las grietas, material de relleno.

Los barrenos, para la obtención de los testigos, se recomiendan perforar lo más cercano posible al frente de trabajo para evitar la influencia de la acción de la presión minera en el desarrollo del agrietamiento.

El otro método visual-instrumental mencionado consiste en el estudio de las paredes del taladro utilizando instrumentos ópticos los que permiten examinar el macizo hasta profundidades de 8 m. Se recomienda que para este estudio se usen barrenos de por lo menos 40 mm de diámetro. Este tipo de instrumento óptico permite determinar la abertura de las grietas con una exactitud de hasta 0,1 mm.

La confiabilidad de los resultados obtenidos puede elevarse más, si se emplean combinados estos dos métodos, o sea, si la perforación del barreno que se va a estudiar con equipos ópticos, se acompaña con la toma de testigos para su ulterior estudio.

Entre los métodos que se basan en distintas mediciones que se hacen en el macizo afectado, los más difundidos son el método reométrico y el de ultrasonido.

El método reométrico se fundamenta en la comparación de las características de permeabilidad de un macizo afectado en relación con la permeabilidad que él mismo posee sin afectar.

La esencia del método consiste en inyectar, a través de una serie de barrenos, especialmente perforados al efecto, líquido o aire en la zona del macizo que se quiere estudiar, con el registro de los indicadores del proceso de filtración.

La determinación del aumento de la permeabilidad que se produce en la zona afectada del macizo, permite su localización, así como en algunos casos su delimitación.

El esquema para la realización de este trabajo se muestra en la figura siguiente:

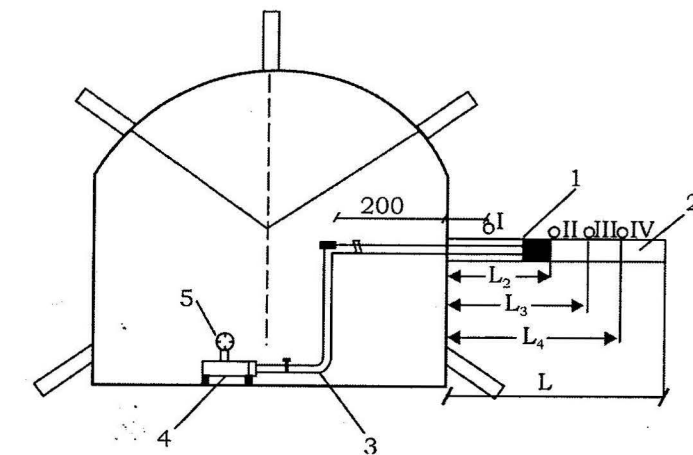


Figura IV.2. Esquema para el estudio in situ del agrietamiento.

Por el perímetro de la excavación se perforan los barrenos necesarios con un diámetro de 40 a 45 mm y una profundidad de 2,0 a 6,0 m. En estos barrenos (por ejemplo en el (1) según la figura) se introduce y fija una instalación hermética (2) que se une, mediante una manguera (3) a un depósito de aire comprimido (4) o una bomba. Este depósito o bomba posee un manómetro (5) que permite ir midiendo la presión existente en el sistema.

Después que se comprueba que el sistema esté listo se comienza a inyectar aire o líquido a través del barreno. A medida que el líquido o gas se filtra por las grietas la presión en el sistema cae, siendo la caída más brusca a medida que mayor es la intensidad del agrietamiento del macizo. La caída de presión DP para un determinado intervalo de tiempo se obtiene de la lectura del manómetro.

59

En forma sucesiva esta medición se puede ir realizando por toda la longitud del barreno desplazando la instalación hermética (2) como se ve en la figura. Con este método se puede obtener un cuadro bastante claro, no solo con respecto a las dimensiones de la zona agrietada, sino también sobre la intensidad del agrietamiento, a medida que nos alejamos del contorno de la excavación.

Para caracterizar el agrietamiento se determina el denominado coeficiente de vacío K_v , para cada sector del barreno estudiado.

$$K_v = \frac{t_c - t}{t_c t (l - l_c)} \quad (IV.1)$$

donde:

t_c : Tiempo de caída de la presión en los diferentes sectores de medición (II, III, y IV según figura IV.2), s.

t : Tiempo de caída de la presión en el sector I (según figura IV.1), s.

l : Longitud del barreno, m.

l_c : Distancia del sector examinado a la boca del barreno, m.

60

Métodos geofísicos

Con el empleo de estos métodos es posible determinar la existencia de grietas que no son accesibles para la simple observación y establecer la relación existente entre el grado de destrucción del macizo y la velocidad de paso a través de él de las ondas elásticas; además, es posible también obtener criterios sobre la estructura del macizo y sus partes y caracterizarlas cualitativamente.

Los métodos geofísicos son muy efectivos cuando se combinan con el método geológico, pero además, tiene un gran valor en su uso independiente, específicamente en aquellos casos en que los métodos geológicos y de producción, por las características o situación de la zona de estudio, no sean factibles de aplicar.

Además, con estos métodos es posible cubrir un área más extensa de estudio, aspecto muy favorable, en particular en la primera etapa de estudio.

El método de ultrasonido se considera uno de los más efectivos para el estudio de agrietamiento del macizo rocoso.

Este método se basa en la dependencia existente entre la velocidad de traslación de las ondas elásticas en el macizo y la intensidad de su agrietamiento.

Para ello se usa la expresión:

$$\eta_i = \frac{(1 - e)^2}{A_i^2 \left(\frac{1}{e} - P_0 \right)} - e \quad (IV.2)$$

donde:

$n_i = \frac{l_2}{l_1}$: Relación entre las magnitudes de la abertura de las grietas (l_2) con respecto a la distancia entre ella (l_1).

$A_i = \frac{V_a}{V_o}$: Relación entre la velocidad de traslación de las ondas longitudinales en el macizo afectado (V_a), con respecto a la velocidad de traslación de dichas ondas (V_o) con el macizo sin afectar.

$P_o = \frac{\gamma_m}{\gamma_R}$: Relación entre la densidad del material que rellena las grietas (γ_m) y la densidad de las rocas (γ_R).

$e = \frac{E_m}{E_R}$: Relación entre el módulo de elasticidad del material de relleno de las grietas (E_m) y el módulo de elasticidad de la roca (E_R).

De tal forma midiendo la velocidad de traslación de las ondas longitudinales entre dos puntos del macizo, se puede mediante el cálculo obtener su agrietamiento en la zona que rodea la excavación.

Estudio del agrietamiento por métodos de modelación

La modelación tiene una gran importancia y desempeña un gran papel en el campo de los trabajos de investigación. Con su empleo es posible conocer los aspectos cuantitativos y cualitativos de fenómenos idénticos por su naturaleza; a los cuales, por otra vía de investigación sería extremadamente complejo realizar su análisis. Los trabajos de investigación basados en la modelación descansan en la teoría de similitud.

En la minería se han aplicado más los métodos físicos de modelación, aunque en los últimos años han tenido un gran auge los métodos matemáticos, en particular lo que se basan en los elementos finitos y diferencias finitas.

Los modelos físicos, como se conoce, se basan en reflejar de una forma u otra y en un mayor o menor grado, en el modelo, la naturaleza física del fenómeno estudiado, para lo que es necesario tener en cuenta los criterios de semejanzas.

El método más usado de modelación física, es el que se sustenta en la construcción de un modelo con materiales equivalentes (utilizándose en la práctica para este fin, mezclas de arena-parafina, arena-yeso y otras) las que son previamente calculadas.

Para poder realizar una evaluación, tanto cuantitativa como cualitativa del agrietamiento, para cada modelo es necesario determinar una serie de parámetros que caracterizan el macizo agrietado.

IV.3. Métodos analíticos para el cálculo del agrietamiento

Para el estudio de las características mecánico-estructurales del macizo rocoso, en particular su agrietamiento se puede emplear la vía

analítica. Para ello lo más lógico, parece ser, el empleo del método de cálculo integral de sus principales particularidades mecánico-estructurales, mediante la sustitución del macizo real por uno idealizado, pero que posea características mecánicas equivalentes al real.

Otra vía para estudiar el macroagrietamiento del macizo es con la evaluación del módulo de deformación equivalente, de la que se analizan a continuación varios casos.

Caso A: Con la existencia de uno a tres sistemas de grietas.

La determinación del módulo de deformación equivalente E_D se hace por las expresiones siguientes:

Perpendicular al eje de las abscisas:

$$E_D^\perp = \frac{E}{1 + \sum_i n_i (1 - \cos^2 \varphi_i)} \quad (IV.3)$$

Paralelo al eje de abscisas:

$$E_D^\parallel = \frac{E}{1 + \sum_i n_i (1 - \cos^4 \varphi_i)} \quad (IV.4)$$

donde:

E : Módulo de deformación a compresión del macizo.

n : Número de sistemas de grietas.

n_i : Coeficiente, se obtiene de la relación:

$$n_i = \frac{\delta_i}{\beta_i h_i} \quad (IV.5)$$

δ_i : Ancho de la abertura de la grieta.

β_i : Área de contacto de las grietas.

h_i : Distancia promedio entre grietas.

φ_i : ángulo entre la dirección de la grieta y la abscisa.

Para la solución de algunas tareas es necesario conocer además otras características.

$$G_D^\perp = \frac{E}{2 \left(1 + \mu + \sum_i n_i \cos^2 \varphi_i \right)} \quad (IV.6)$$

$$G_D^\parallel = \frac{E}{2 \left(1 + \mu + \sum_i n_i \sin^2 \varphi_i \right)} \quad (IV.7)$$

$$\mu_I = \mu_{II} = \mu + \sum_i n_i \sin^2 \varphi_i \cos^2 \varphi_i \quad (IV.8)$$

Caso B: Macizo con un agrietamiento caótico.

Una característica particular del agrietamiento caótico es que convierte al macizo rocoso en un medio cuasi isótropo.

En este caso el módulo de deformación E_D puede determinarse por la expresión anterior para casos en que el número de sistemas de grietas sea mayor que cuatro, en caso contrario por la fórmula siguiente:

$$E_D = \frac{E}{1 + \left(\frac{5}{8} \right) n_i} \quad (IV.9)$$

Caso C: Macizo similar a un medio suelto.

El número de sistemas de grieta es alto, lo que hace difícil determinar una dirección preponderante.

$$E_D = 1,6 \left(1 + \frac{1}{K_v} \right) \beta E \quad (IV.10)$$

donde:

K_v : Coeficiente de vacío, se obtiene de la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de material considerado.

Caso D: Macizo con grietas rellenas.

Se pueden presentar dos casos: con relleno natural y con relleno artificial.

Para el caso de relleno natural es interesante evaluar la influencia de la microfracturación en las propiedades mecánicas del macizo.

En el segundo caso es de interés determinar la influencia del material de relleno sobre las propiedades del macizo. Aquí las características de deformación van a depender en gran medida de las propiedades del relleno usado.

Para el caso de un relleno sólido con un coeficiente de Poisson μ_r y un módulo de deformación E_D^r

$$E_D^r = \frac{E}{1 + n_0 (1 - \sin^4 \varphi) + \frac{2\mu_r}{1 - \mu_r} n_0 \cos^4 \varphi} \quad (IV.11)$$

donde:

$$n_0 = \frac{\varphi E}{h E_D^r} \quad (IV.12)$$

Para el caso de un relleno suelto, donde se considere $\mu_r = 0,5$:

$$E_D^r = \frac{E}{1 + 2 \sum_i^n n_i \cos^2 \phi_i} \quad (\text{IV.13})$$

IV.4. Evaluación de las afectaciones estructurales del macizo con el empleo de métodos ingenieriles de cálculo

En la actualidad son usados, para la valoración de las afectaciones que sufre el macizo por la existencia en el mismo de defectos estructurales varios métodos ingenieriles; entre ellos tenemos:

Método de Hansagi

La esencia del método consiste en la utilización de un coeficiente de debilitamiento (α_D) que él determina como la media aritmética de otros dos coeficientes de debilitamiento α_M y α_T , o sea:

$$\alpha_D = \frac{\alpha_M + \alpha_T}{2} \quad (\text{IV.14})$$

donde:

α_M : Coeficiente de debilitamiento de la muestra.

α_T : Coeficiente de debilitamiento del testigo.

El valor de α_T se obtiene como la relación entre la longitud de la muestra que se puede obtener del testigo, con respecto a la longitud (L) estudiada en el sector del barreno. Este valor de L depende del diámetro del barreno y de la resistencia de la roca.

A partir de los estudios experimentales por él realizados, Hansagi propone tomar valores de L hasta de 1,0 m.

El coeficiente de debilitamiento del testigo α_T se obtiene de la relación entre la longitud media del pedazo de testigo (l_1), con respecto a la longitud L , o sea:

$$\alpha_T = \frac{l_1}{L} \quad (\text{IV.15})$$

En tanto, el valor de α_M se obtiene:

$$\alpha_M = \frac{N_p - h}{L} \quad (\text{IV.16})$$

donde:

N_p : Número de muestras obtenidas del testigo.

h : Altura de la muestra.

Por lo que:

$$\alpha_D = \frac{R_p \frac{h}{2} + \frac{l_1}{L}}{2} = \frac{1}{2L} (R_p h + l_1) \quad (\text{IV.17})$$

Este método tiene en consideración el número de muestras, cuyo límite inferior se relaciona con el diámetro y longitud del testigo. Además, la elección del parámetro L se hace a partir de las características de resistencia de las rocas.

Otro método para valorar cuantitativamente el grado de afectación del macizo a causa de la existencia de superficies de debilitamiento estructural es con el empleo de un coeficiente de debilitamiento estructural K_D obtenido a partir de la relación entre la resistencia a compresión de la roca ensayada en el macizo ($R_{C,M}$) y la obtenida, para esa misma roca, en ensayo de laboratorio ($R_{C,L}$); o sea:

$$K_D = \frac{R_{C,M}}{R_{C,L}} < 1,0 \quad (\text{IV.18})$$

Para macizos monolíticos (con muy pocas afectaciones estructurales), $K_D \approx 0,95$; en tanto que para macizos muy fracturados el valor de K_D , puede llegar aproximadamente hasta 0,2.

La magnitud de este coeficiente depende de muchos factores como se señala a continuación:

$$K_D = f \left(\frac{L}{l_c} R_c \frac{C_M}{C_c} \frac{\alpha}{\phi_c} \right) \quad (\text{IV.19})$$

donde:

$\frac{L}{l_c}$: Relación entre la altura o ancho de la excavación (o sector del frente estudiado) con respecto a la dimensión del elemento estructural.

$\frac{C_M}{C_c}$: Relación entre, la cohesión en la roca y la que existe en el contacto entre elementos.

$\frac{\alpha}{\phi_c}$: Relación entre el ángulo α (ángulo entre la superficie de debilitamiento y la dirección de la tensión normal máxima) y el ángulo ϕ_c (ángulo de fricción en el contacto entre elementos estructurales).

El valor de K_D puede obtenerse del estudio del factor de escala.

A continuación en la tabla IV.2 se dan valores de K_D en dependencia de la relación $\frac{L}{l_c}$ y el límite lineal de la resistencia a compresión.

Tabla IV.2. Valores de K_p

Límite de resistencia a compresión lineal de la roca MPa	$\frac{L}{l_c}$							
	1	2	4	6	8	10	12	14
4	1,0	0,9	0,75	0,70	0,65	0,60	0,60	0,60
8	1,0	0,85	0,70	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50
20	1,0	0,80	0,60	0,50	0,45	0,40	0,35	0,35
40	1,0	0,75	0,50	0,40	0,35	0,30	0,25	0,25
60 y más	1,0	0,65	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20

IV.5. Bloquicidad del macizo rocoso

66

La bloquicidad del macizo rocoso es un parámetro de gran importancia, ya que en primera instancia permite definir si el macizo que se estudia es cuasicontinuo o discreto y de ahí establecer la metodología de estudio a seguir.

Este parámetro también tiene una gran incidencia sobre las características mecánicas y estructurales del macizo y sobre la tecnología que se debe emplear a la hora de realizar distintos trabajos en él.

A continuación de forma sintetizada se abordan diferentes métodos que son usados para determinar el volumen de bloque.

Método para determinar el volumen de los bloques a partir del espacio entre grietas

$$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\text{sen} \gamma_1 \text{sen} \gamma_2 \text{sen} \gamma_3} \quad (\text{IV.20})$$

donde:

$\gamma_1 \gamma_2 \gamma_3$: Ángulo entre las familias de grietas.

$S_1 S_2 S_3$: Distancia entre grietas de cada familia.

Método para determinar el volumen del bloque a partir de la frecuencia de las grietas (N_a)

$$N_a = 1 - \frac{1}{A^2} \sum (n_{ai} L_i) + n_a \quad (\text{IV.21})$$

donde:

A: Área de la superficie de observación.

n_{ai} : Número de grietas más largo que la longitud del área de observación.

n_a : Número de grietas de longitud L_i más corto que la longitud del área de observación.

Para la determinación del volumen de los bloques a partir de la frecuencia entre grietas (N_a) y la cantidad de grietas por m^3 (J_v) se emplean gráficos.

Método para determinar el volumen de bloque a partir del número de grietas por m^3

$$J_v = \left(\frac{1}{S_i} \right) + \frac{N_r}{5} \quad (\text{IV.22})$$

donde:

S_i : Distancia entre las grietas de cada familia.

N_r : Número de grietas aleatorias.

Conociendo los valores de J_v se puede determinar el tamaño de los bloques utilizando la tabla siguiente:

Tabla IV.3. Tamaño de bloques a partir de J_v

Descripción	Número de grietas
Bloques muy grandes	Menor de 1
Bloques grandes	1 a 3
Bloques medios	3 a 10
Bloques pequeños	10 a 30
Bloques muy pequeños	Mayor de 30

Método para la obtención del volumen de los bloques relacionado con el tamaño de la partícula

Según Palmstron se determina el volumen de los bloques teniendo en cuenta el tamaño de las partes componentes, para lo cual se emplea la tabla dada por él, que se muestra a continuación.

67

Tabla IV.4. Propuesta por Palmstrom

Densidad de la grieta	Tamaño del bloque	Volumen del bloque	Tipos de partículas componentes	Volumen de la partícula
Extremadamente alta	Extremadamente pequeño	Menor de 10 cm ³	Arena gruesa	0,1 a 5 mm ³
Muy alta	Muy pequeño	10 a 100 cm ³	Gravas finas	5 a 100 mm ³
Alta	Pequeño	0,2 a 10 dm ³	Gravas medias	0,1 a 5 cm ³
Moderada	Medio	10 a 200 dm ³	Gravas gruesas	5 a 100 cm ³
Baja	Grande	0,2 a 10 m ³	Canto rodado	0,1 a 5 dm ³
Muy baja	Muy grande	10 a 200 m ³	Fragmento de gran tamaño	5 a 500 dm ³
Extremadamente baja	Extremadamente alto	Mayor de 200 m ³	Bloques	Mayor de 0,1 m ³

Capítulo V

Heterogeneidad y anisotropía de los macizos rocosos

Como se conoce los macizos rocosos pueden ser homogéneos y heterogéneos e isotrópicos y anisotrópicos debido a la manifestación en ellos de las diferentes deficiencias (particularidades) estructurales (agrietamiento, estratificación, esquistosidad, existencia de inclusiones y otras).

69

V.1. Características de heterogeneidad y anisotropía del macizo rocoso

Según la característica de heterogeneidad y anisotropía, los macizos rocosos se pueden dividir en diferentes categorías, como se señala en la tabla siguiente:

Tabla V.1. Heterogeneidad y anisotropía del macizo rocoso

Características del macizo	Homogéneo	Estadísticamente heterogéneo	Con una heterogeneidad ordenada
Isótropo	Las propiedades del macizo rocoso no dependen de la dirección ni de las coordenadas del punto.	Las propiedades no dependen de la dirección, son una función casual de las coordenadas del punto.	Las propiedades no dependen de la dirección, pero son una función de las coordenadas del punto.
Anisótropo	Las propiedades del macizo rocoso dependen de la dirección pero no de las coordenadas del punto.	Las propiedades dependen de la dirección y son una función casual de las coordenadas del punto.	Las propiedades dependen de la dirección y son una función determinada por las coordenadas del punto.

Por su origen, la heterogeneidad del macizo puede tener un carácter primario o secundario. La heterogeneidad primaria surge durante el proceso de formación de las rocas y se expresa en sus variables formas, dimensiones, orientación, composición mineralógica y en las diferentes disposiciones de los minerales en ellas.

La heterogeneidad secundaria se relaciona con los posteriores estadios de transformación que sufre el macizo rocoso y pueden tener un origen natural o artificial. La heterogeneidad secundaria natural del macizo se puede deber a los efectos de la erosión, densificación, procesos de recristalización o disolución de los minerales componentes, etc., en tanto que la heterogeneidad secundaria artificial se puede producir por la acción sobre el macizo de diferentes trabajos (constructivos, mineros y otros).

Según las dimensiones de los elementos de heterogeneidad se pueden diferenciar heterogeneidades de hasta cuatro órdenes. Se entiende por el término "elemento de heterogeneidad" el volumen interior homogéneo de roca que existe y que se diferencia en sus propiedades de los volúmenes vecinos.

70

Heterogeneidad de cuarto orden: Está dada por la heterogeneidad de los cristales, defectos de las redes cristalinas, dislocaciones en ellas. Las dimensiones de los elementos de heterogeneidad es de 10^{-6} a 10^{-3} cm.

Heterogeneidad de tercer orden: Se caracteriza por diferencias en la composición química y mineralógica, en la forma y dimensiones de los granos y por la presencia de microgrietas. La dimensión del elemento de heterogeneidad en este caso es $> 10^{-3}$ cm.

Heterogeneidad de segundo orden: Está dada por la heterogeneidad en la estructura de la roca y en su composición. La dimensión del elemento de heterogeneidad puede llegar hasta 10^3 cm.

Heterogeneidad de primer orden: Está caracterizada por la existencia de diferencias litológicas, zonas de erosión, zonas de descarga, etcétera. La dimensión de elemento de heterogeneidad es de 10^3 cm y más.

En los trabajos de laboratorio se puede determinar la heterogeneidad de tercer orden; en las investigaciones *in situ*, dentro de los límites de una zona litológica, se puede establecer la heterogeneidad de segundo orden, en tanto que para macizos que posean macroestratificación o agrietamiento ordenado es característico el estudio de la heterogeneidad de primer orden.

A partir de lo anterior, surge la interrogante, cuándo se puede considerar un macizo homogéneo y cuándo heterogéneo.

Los macizos rocosos (o sectores de él), dentro de los límites de una zona litológica, se pueden considerar cuasihomogéneos, si el coeficiente de variación de las propiedades no sobrepasa el 25 %.

En los macizos constituidos por varias capas o zonas litológicas se pueden dividir las características de la heterogeneidad en dos clases:

Primera clase: Macizos en los que al pasar de una capa (litología) a otra no se produce una variación brusca de sus propiedades mecánicas: macizos heterogéneos continuos.

Segunda clase: Macizos que se caracterizan por el cambio brusco de sus propiedades mecánicas al pasar de una capa litológica a otra.

Los macizos de la primera clase se consideran cuasihomogéneos si la dispersión de los valores medios de sus propiedades mecánicas cumplen con la condición siguiente:

$$\bar{A}_1(1-3\nu) \leq \bar{A}_2 \leq \bar{A}_1(1+3\nu) \quad (V.1)$$

donde:

$\bar{A}_1$: Valor promedio de la característica mecánica del elemento de heterogeneidad que posea mayor dispersión.

ν : Coeficiente de variación.

$\bar{A}_2$: Valor promedio de las características mecánicas para el elemento de heterogeneidad dado.

Los macizos de la segunda clase son heterogéneos y en su modelo geomecánico se debe tener en cuenta la macroestratificación.

71

Analizando en conjunto el factor heterogeneidad y la continuidad del macizo se puede hacer el planteamiento siguiente:

Los macizos cuasihomogéneos y los heterogéneos continuos se pueden considerar o representar a través de modelos de medios continuos, en tanto que los macizos de varias capas de la segunda clase, se deben estudiar mediante modelos de medios discretos.

Al igual que la heterogeneidad, la anisotropía puede tener diferentes grados (órdenes):

Anisotropía de cuarto orden: Se caracteriza por anisotropía en los cristales.

Anisotropía de tercer orden: Se determina por una estratificación interior muy fina, la orientación de los granos y la sistematización de las grietas.

Anisotropía de segundo orden: Se relaciona con la estratificación exterior y las macrogrietas.

Anisotropía de primer orden: Se relaciona con el ordenamiento en la yacencia de la roca, presencia de bloques, zona de debilitamiento, etcétera.

En resumen, durante el análisis para definir si un macizo (o sector de él) es isótropo o anisótropo, se utilizan los mismos métodos y criterios vistos durante el análisis de la heterogeneidad.

El análisis hasta aquí realizado, solo es referido a la anisotropía en la textura y en la geometría de los materiales (rocas). Es importante

señalar, que para el caso que nos ocupa –macizos rocosos–, es de gran importancia el estudio de la denominada anisotropía física (de resistencia).

La anisotropía en las características de resistencia y las deformacionales de los macizos rocosos se manifiesta muy significativamente cuando se determinan los diferentes límites de resistencia y el módulo de deformación.

Es conocido que se obtienen valores diferentes del módulo de deformación (E) cuando se realizan ensayos a compresión y tracción. De la experiencia

práctica se obtiene que para macizos rocosos $\frac{E_{comp}}{E_{trac}} \approx 1,1$ a 1,4; en

terrenos sueltos esta relación oscila de 1,5 a 5, pudiendo llegar en algunos casos (gneiss) hasta 20 y más.

La anisotropía de resistencia puede ser estudiada mediante ensayos seriados, por ejemplo, ensayo a compresión de muestras con cargas constantes que se apliquen en diferentes direcciones (15, 31, 45, 60, 75 y 90° respecto a los planos de discontinuidad). En este caso, los resultados obtenidos indican lo siguiente:

- Las rocas presentan la máxima resistencia a la compresión en una dirección perpendicular a la discontinuidad.
- Los valores mínimos de la resistencia a compresión suelen producirse para cargas cuyos ángulos de incidencia con los planos de discontinuidad varían de 30 a 45°.
- La anisotropía de las rocas estratificadas sometidas a compresión se suele clasificar según la relación entre la resistencia a compresión máxima y mínima, $(\frac{R_{Cmax}}{R_{Cmin}})$, que es el denominado coeficiente de anisotropía (k_a).

A partir del valor de k_a el macizo rocoso se puede clasificar, como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla V.2. Clasificación del macizo rocoso según k_a

Clase de anisotropía	Valor del coeficiente de anisotropía (k_a)
Casi Isótopos	Menor o igual que 1,2
Anisotropía pequeña	De 1,2 a 2
Anisotropía moderada	De 2 a 4
Anisotropía alta	De 4 a 6
Anisotropía muy alta	Mayor que 6

En todo el análisis efectuado hasta aquí, solo se ha estudiado la heterogeneidad y anisotropía natural, a continuación se analiza brevemente estas características cuando tienen un origen artificial.

Al realizarse los trabajos mineros, durante el laboreo de excavaciones de explotación, en los frentes de arranque y otros; puede tener lugar: la variación de las propiedades mecánicas del macizo que rodea al sector en que se trabaja, la disminución de las características de deformación cuando se realizan los trabajos de voladura y el aumento de ellas cuando se emplea la congelación de macizos constituidos por rocas sueltas y acuíferas.

Las causas de surgimiento de la heterogeneidad artificial (tecnológica) pueden ser variadas, en dependencia del tipo de trabajo que se realice; por ejemplo cuando se emplean los trabajos de voladura, ella puede deberse a la trituración secundaria que se produce en el macizo.

La formación en el macizo de un sector con una heterogeneidad artificial, puede ser causada también por la destrucción del macizo rocoso en el entorno del frente de trabajo por la acción de la presión actuante.

V.2. Influencia de la anisotropía sobre la distribución del campo tensional alrededor de las excavaciones

Al igual que las características de deformación, que en diferentes direcciones, varían en el macizo rocoso, sucede con el carácter de distribución de las tensiones por el contorno del frente de trabajo o cualquier excavación, si bien es cierto que la teoría de la elasticidad para los medios anisótropos, permite calcular las tensiones actuantes alrededor de orificios de cualquier forma, son pocos los resultados alcanzados en la determinación de las propiedades en los medios deformados, en particular para el caso del macizo rocoso.

Un caso particular es cuando el macizo puede ser considerado un medio isótropo-transversal.

Esta situación es característica para macizos estratificados formados por capas finas de rocas metamórficas y sedimentarias. En estos casos la deformación puede ser caracterizada en función de cinco constantes independientes, que determinan la relación entre tensiones y deformaciones.

Las ecuaciones de Hook generalizadas son:

$$\begin{aligned} E_x &= \frac{1}{E_1} (\sigma_x - \mu_1 \sigma_y - \mu_1 \sigma_z); \gamma_{xy} = \frac{1}{G_1} \tau_{xy} \\ E_y &= \frac{1}{E_1} (\sigma_y - \mu_2 \sigma_x - \mu_2 \sigma_z); \gamma_{yz} = \frac{1}{G_2} \tau_{yz} \\ E_z &= \frac{1}{E_1} (\sigma_z - \mu_2 \sigma_y - \mu_2 \sigma_x); \gamma_{zx} = \frac{1}{G_2} \tau_{zx} \end{aligned} \quad (V.2)$$

donde:

E_1 : Módulo de elasticidad en el plano de isotropía.

E_2 : Módulo de elasticidad perpendicular al plano de isotropía.

μ_1 : Coeficiente de deformación transversal en el plano de isotropía.

μ_2 : Coeficiente de deformación en el plano normal al de isotropía.

G_1 : Coeficiente de proporcionalidad entre la tensión al cortante y la deformación al corte en el plano de isotropía.

G_2 : Coeficiente de proporcionalidad entre τ y γ en un plano normal al de isotropía.

El módulo G_1 puede expresarse mediante E_1 y μ_1 mediante la conocida relación:

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1 - \mu_1)} \quad (V.3)$$

En tanto que el módulo G_2 para un medio anisótropo, es una magnitud independiente y no puede expresarse mediante ninguna constante.

Puede ser obtenido de trabajos experimentales por la expresión:

$$G_2 = \frac{1}{\frac{1}{E_\phi \sin^2 \phi \cos^2 \phi} - \frac{\cos^2 \phi}{E_1} + \frac{2\mu_1}{E_1} - \frac{\sin^2 \phi}{E_2 \cos^2 \phi}} \quad (V.4)$$

donde:

E_ϕ : Es el módulo de elasticidad de la roca en una dirección que forma un ángulo ϕ con la normal al plano de isotropía.

Para facilitar el cálculo de G_2 , el experimento se puede realizar ensayando al corte muestras de rocas con ángulos ϕ de 45° con respecto al plano de isotropía.

En este caso particular:

$$G_2 = \frac{1}{\frac{4}{E_\phi} - \frac{1 - 2\mu_1}{E_1} - \frac{1}{E_2}} \quad (V.5)$$

El grado de anisotropía de los macizos rocosos se puede caracterizar con el empleo de dos parámetros complejos K y η , los que se obtienen a su vez de los parámetros siguientes antes analizados; así tenemos que:

$$K = \sqrt{\frac{\frac{E_1}{E_2} - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2}} \quad (V.6)$$

y

$$\eta = \sqrt{2K + m} \quad (V.7)$$

donde:

$$m = \frac{\frac{E_1}{G_2} - 2\mu_2(1 + \mu_1)}{1 - \mu_1^2} \quad (V.8)$$

Para los cuerpos isótropos $K = 1$, $m = 2$ y $\eta = 2$, a medida que sean mayores los valores de K y η , mayor será la anisotropía del medio analizado.

La determinación experimental de las constantes elásticas de anisotropía de las rocas en forma completa, solo ha sido realizada hasta ahora, para las rocas sedimentarias y metamórficas, obteniéndose valores de k que oscilan de 1,03 a 1,30 y de η que van de 2,05 a 2,30 a pesar de diferencias en los valores de E_1 , E_2 , μ_1 , μ_2 y G_2 .

Parte II

**Estudio de la presión minera
en los frentes de explotación**

Introducción

El conocimiento sobre el fenómeno de aparición y manifestación de la presión en los frentes de arranque permite interpretar correctamente la interacción que se produce entre el macizo y el frente de trabajo o sostenimiento empleado, lo que posibilita entre otros aspectos:

- Perfeccionar la forma de sostenimiento que se emplee en los frentes de trabajo.
- Crear nuevos métodos de dirección de la presión minera y perfeccionar los existentes.
- Fundamentar y desarrollar los métodos de cálculo.
- Aumentar la productividad de trabajo, tanto en lo que se refiere a la actividad de explotación, como en lo relacionado con la dirección de la presión.
- Mejorar las condiciones de seguridad en los frentes de trabajo y en general de la mina como tal, lo que crea condiciones favorables para garantizar una menor afectación al resto del macizo y a la superficie, tanto para el periodo de explotación, como para después que la mina culmine sus labores.

Como se conoce en las excavaciones de explotación concurren muchos y variados factores vinculados a las características del macizo y a las de las excavaciones, que se clasifican en cuatro grupos de factores:

- Primer grupo de factores: Constituidos por parámetros espaciales y geométricos de las excavaciones de explotación; aquí se pueden mencionar: ubicación de las excavaciones de explotación en el contexto del sector de la mina en que se trabaja, profundidad de la excavación, forma y dimensiones de su sección transversal, relación entre ancho y alto de la excavación (a veces la longitud también se debe tener en cuenta), proximidad con otras excavaciones y otros factores.

- Segundo grupo de factores: Pertenecen las características de deformación del macizo que rodea a las excavaciones de explotación, debido a que a causa de estos procesos se produce el aumento de la carga que actúa sobre las excavaciones.
- Tercer grupo de factores: Fundamentalmente contiene las particularidades del campo inicial (natural) de tensiones.
- Cuarto grupo de factores: En su contexto se localizan las distintas afectaciones que puede sufrir el sector del macizo que rodea a las excavaciones (por ejemplo la afectación dinámica y la variación de las propiedades del macizo por la influencia del proceso de meteorización y variación del campo térmico).

El estudio, en igual medida, de los cuatro grupos de factores antes mencionados, no es posible. Los más estudiados han sido el primer y tercer grupos, debido a que sobre la base de las teorías de los medios continuos han sido elaborados métodos analíticos y también existen numerosos métodos experimentales para el estudio del campo tensional y las deformaciones alrededor de las excavaciones, para cualquier carga estática, dimensión y configuración de la excavación.

80

Menos estudiados están los métodos del segundo grupo, ya que los métodos analíticos, como regla se basan en modelos elásticos o se relacionan con esta forma de deformación.

El cuarto grupo de métodos, hasta el momento solo se ha estudiado cualitativamente y métodos analíticos para la valoración de la influencia de los factores de este grupo en las características de manifestación de la presión minera, aún se encuentran en etapas iniciales.

Un cuadro representativo de lo que sucede en el macizo que rodea a las excavaciones de explotación es la variación que se produce en el campo tensional (estático) y como consecuencia de esto ocurre la deformación del macizo circundante.

Inicialmente en el macizo alrededor de las excavaciones de arranque y hasta una determinada profundidad se van a producir desplazamientos elásticos. Lo más frecuente es que después de estos desplazamientos elásticos iniciales por el techo y laterales de la excavación se produzcan procesos no elásticos de deformación y se manifiesten sectores locales de destrucción en el macizo. Esto produce el desarrollo de concentración de tensiones y como resultado de este continuo proceso de desplazamiento-deformación-destrucción local se puede ir desarrollando un proceso de destrucción del macizo, en particular por el sector del techo.

Los métodos de estudio de la presión en las excavaciones de explotación subterránea, se pueden clasificar en dos grandes grupos: los métodos teóricos y los experimentales:

- Al primer grupo pertenecen las denominadas hipótesis de presión, que han sido muy utilizadas y que aún hoy, muchas de ellas, mantienen

su vigencia y los métodos analíticos de cálculo (basados fundamentalmente en las teorías de la elasticidad y plasticidad). La modelación matemática para las excavaciones de explotación hasta el momento, en general, ha sido poco empleada.

Al segundo grupo pertenecen los métodos de estudio en condiciones naturales y los de laboratorio.

81

Capítulo VI

Procesos mecánicos que ocurren en el macizo rocoso

Cuando se realizan los trabajos de explotación se tiene lugar una redistribución de tensiones, lo que produce en los sectores cercanos a las excavaciones de explotación y en mayor medida por el techo de ellas, una concentración de tensiones (proceso de reforzamiento de las tensiones actuantes), lo que provoca desplazamientos, deformaciones y hasta la destrucción de sectores del macizo.

83

VI.1. Estado tenso-deformacional del macizo en las excavaciones de explotación

El techo de cualquier excavación es la parte del macizo que se encuentra por sobre ella y que recibe la carga producida por el peso de la roca que yace sobre él.

El techo de las excavaciones de explotación posee mayores dimensiones que el de las excavaciones capitales y preparatorias, siendo esta dimensión casi siempre mayor que su altura y a menudo tiene una configuración plana.

Como ejemplo de lo anterior, se puede mencionar el caso de los techos de cámaras durante la explotación de cuerpos minerales por el método de cámaras y pilares y el caso de los techos en los frentes de arranque, antes de su derrumbe, durante la explotación de carbón, etcétera.

Una particularidad del estado tenso-deformacional que se produce en el macizo por el techo de las excavaciones de arranque, lo es el hecho de que el sector del techo puede ser analizado según el esquema de cálculo que lo considera, como una parte separada del resto del

macizo, siempre y cuando se observen las condiciones de fuerzas y/o las condiciones cinemáticas límites en el contacto con el resto del macizo, con el cuerpo mineral, con pilares y otros.

La posibilidad de emplear este esquema de cálculo se explica por las particularidades generales de la teoría de la elasticidad; en concreto por el principio de San Venan que plantea lo siguiente:

En los puntos de un cuerpo sólido, bastantes alejados de los lugares donde están aplicadas cargas exteriores, las tensiones son muy pequeñas, dependiendo su magnitud de la forma en que se produzcan las cargas.

Realmente, para determinación del estado tenso-deformacional del techo en la zona central del frente de arranque, donde debe esperarse la manifestación de tensiones a tracción, según el principio de San Venan una influencia significativa no produce la distribución de las tensiones en el sector del techo donde se produce el contacto con los pilares (ellos se consideran bastante alejados del centro de la excavación de arranque). En otras palabras, en el esquema de cálculo del techo, convencionalmente se puede no considerar el pilar y sustituirlo, por ejemplo, por una carga reactiva uniformemente distribuida.

Se estudia el estado mecánico del macizo por el techo de las excavaciones de explotación que no han sufrido ningún derrumbe. Para ello, en forma sucesiva, se evalúan la influencia de una serie de factores, tales como:

- Ancho de las excavaciones de explotación.
- Estado tensional inicial del macizo.
- Geometría y dimensiones de los pilares.
- Estratificación del macizo por el techo.

VI.1.1. Ancho de las excavaciones de explotación

Para valorar la influencia que tiene el ancho de las excavaciones en la distribución de las tensiones por el techo de la excavación, como ejemplo se analiza una cámara limitada por pilares de banda o una excavación de corte. Para este análisis la tarea se considera como un problema en el plano de la teoría de la elasticidad con la distribución de tensiones en un macizo homogéneo y con componentes iguales de las tensiones iniciales alrededor de las excavaciones de cualquier sección transversal ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = q$).

La expresión que describe un contorno casi rectangular de una excavación de arranque se puede describir en forma paramétrica como se muestra en la figura VI.1.

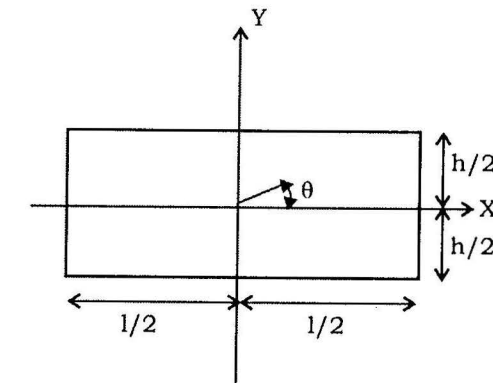


Figura VI.1. Esquema para la construcción del contorno de una excavación de arranque.

$$\begin{aligned} X &= R (\cos \varphi + C_1 \cos \varphi - C_2 \cos 3\varphi) \\ Y &= R (\sin \varphi - C_1 \sin \varphi + C_2 \sin 3\varphi) \end{aligned} \quad (VI.1)$$

donde:

R: Parámetro de escala que determina las dimensiones del contorno.

C_1 y C_2 : Parámetros que determinan la configuración del contorno en relación a la altura (h) de las excavaciones y su ancho (l) por las expresiones:

$$\begin{aligned} h &= 2R (1 - C_1 - C_2) \\ l &= 2R (1 + C_1 - C_2) \end{aligned} \quad (VI.2)$$

Las anteriores expresiones es conveniente escribirlas en forma de una relación adimensional, cuya magnitud caracteriza el ancho de la excavación de arranque:

$$\frac{l}{h} = \frac{1 + C_1 - C_2}{1 - C_1 - C_2} \quad (VI.3)$$

Utilizando las expresiones de contorno VI.1 en la solución de la tarea elástica, se obtiene la valoración de la distribución de las tensiones σ_x , σ_y , τ_{xy} en el techo de la excavación para diferentes relaciones $\frac{h}{l}$; o sea, para diferentes dimensiones del techo.

En la figura VI.2 se ilustran los resultados en forma de diagramas de tensiones $\frac{\sigma_y}{q}$ y $\frac{\sigma_x}{q}$ por la sección del techo en la zona media del ancho (por el eje y) y el diagrama de tensiones $\frac{\sigma_x}{q}$ por el contorno del techo para anchos $\frac{l}{h} = \frac{4}{3}$, 2 y 4. El análisis del diagrama muestra, que con el aumento del ancho de la excavación la concentración de las tensiones σ_x en el contorno por el centro de la excavación disminuye, en tanto que en los ángulos de la excavación aumenta, durante lo cual la distribución de las tensiones σ_y prácticamente no varía.

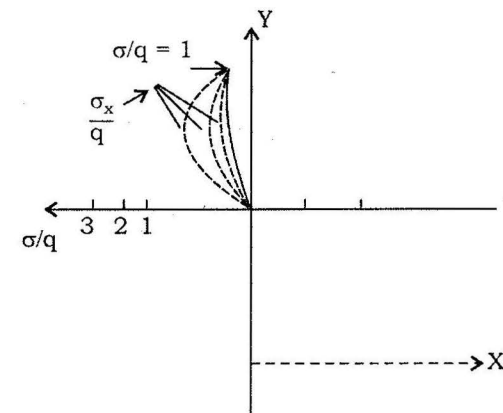


Figura VI.2. Distribución de tensiones σ_x por el contorno del techo de la excavación para diferentes anchos.

VI.1.2. Estado tensional inicial del macizo

86

Una gran influencia en la distribución de las tensiones produce la relación que existe entre las tensiones normales en el macizo en su estado natural.

Para valorar esta influencia se puede partir del análisis de la distribución de tensiones que se produce alrededor de una excavación horizontal de sección circular para el caso de tensiones iniciales diferentes:

$$\sigma_y = q \quad \text{y} \quad \sigma_x = \sigma_z = \lambda q$$

Se examina la distribución de tensiones en la parte de la bóveda de la excavación según el eje y. En la tabla VI.1 se muestran las magnitudes relativas de las tensiones $\frac{\sigma_y}{q}$ y $\frac{\sigma_x}{q}$ para distintos puntos del techo de coordenadas $\frac{2y}{h} = 1, 2, 4, 6, 10$ para valores del coeficiente de empuje lateral de $\lambda = 1,5, 1,0, 0,6$ y $0,3$.

Tabla VI.1. Magnitud relativa de las tensiones $\frac{\sigma_y}{q}$ y $\frac{\sigma_x}{q}$

2y/h	Valores del coeficiente de empuje lateral (λ)							
	1,5		1,0		0,6		0,3	
	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x
1	0,0	3,8	0,0	2,0	0,0	0,8	0,0	0,1
2	0,92	1,98	0,75	1,25	0,64	0,72	0,56	0,4
4	0,99	1,68	0,94	1,06	0,90	0,65	0,79	0,36
6	1,0	1,64	0,97	1,03	0,96	0,63	0,94	0,32
10	1,0	1,60	0,99	1,01	0,98	0,61	0,98	0,31

A partir del análisis de los resultados que se muestran en la tabla se puede llegar a las conclusiones siguientes:

- Para $\lambda < 1$ (lo que tiene lugar habitualmente cuando se explotan yacimientos horizontales o muy pocos inclinados), la tensión normal a compresión σ_x en los contornos del techo de la excavación de explotación disminuye y para pequeños valores de λ puede cambiar su signo, o sea, puede aparecer la acción de tensiones a tracción particularmente peligrosas para la estabilidad de los techos en las excavaciones de arranque.
- Para $\lambda > 1$ (lo que se produce cuando se explotan cuerpos minerales en donde actúan tensiones horizontales de origen tectónico), las tensiones a tracción σ_x , por el techo en forma significativa crecen, lo cual puede ser también causa de su destrucción.

A partir de este análisis del estado tensional que se produce en el techo de las excavaciones de explotación, se puede construir un diagrama generalizado de distribución de las tensiones σ_x por el eje y (centro de la excavación) y por el perímetro del techo (ver figura VI.3).

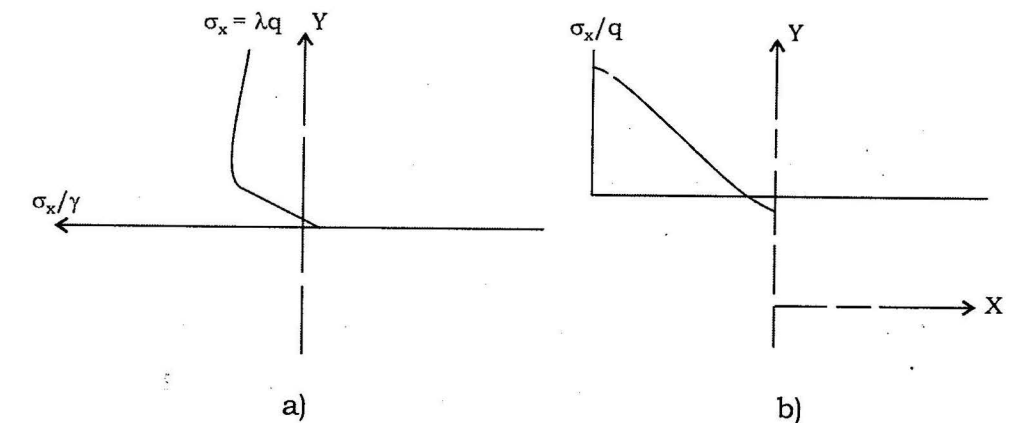


Figura VI.3. Diagrama de cálculo de distribución de las tensiones en el macizo rocoso. a) Por la sección central del techo; b) Por contorno del techo.

87

VI.1.3. Geometría y dimensiones de los pilares

El cambio de pilares de banda por los del tipo de columna produce una variación considerable en el cuadro de distribución de tensiones por el techo de las excavaciones de explotación.

Una valoración cuantitativa de las tensiones por el techo se puede obtener construyendo los diagramas de distribución de tensiones por los ejes principales de los pilares de columna (según xx y zz) como se muestra en la figura VI.4.

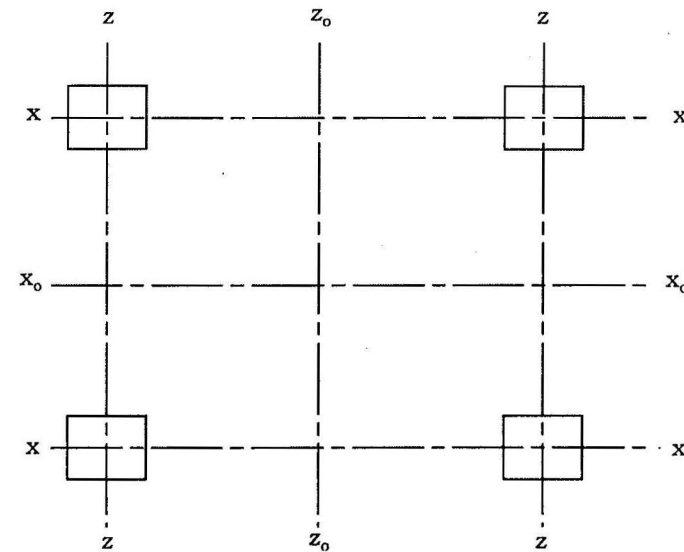


Figura VI.4. Esquema de cálculo de las tensiones por un techo sostenido por pilares de columna.

88

La distribución de las tensiones σ_x según estos ejes es prácticamente igual que la observada para el techo de una excavación de arranque (tipo cámara) ubicada entre dos pilares de banda (como se muestra en la figura VI.2). En tanto por los ejes x_0x_0 y z_0z_0 (ver figura) la tensión a compresión σ_x que actúa por el techo de la excavación será pequeña y para un aumento del ancho de la excavación la tensión σ_x pasará a ser de tracción (ver figura VI.4).

VI.1.4. Estratificación del macizo por el techo

Para valorar la influencia que tiene la estratificación del macizo por el techo de la excavación, sobre la distribución de las tensiones actuantes se analiza un número de cámaras iguales de ancho l y sostenida por un pilar de banda de ancho b .

El macizo que yace sobre el espacio del frente de explotación está constituido por el techo directo, con una potencia h_1 y por el techo básico con una potencia h_2 , lo que se presentan separados por una capa débil de roca que posee una pequeña resistencia a la tracción y al corte.

La tarea se resuelve considerando al medio como elástico y analizando una solución en el plano de la teoría de la elasticidad. Para ello el origen de coordenadas y el eje x se ubican en la capa débil (como se muestra en la figura VI.5) y el eje vertical y se hace coincidir con el eje central del pilar.

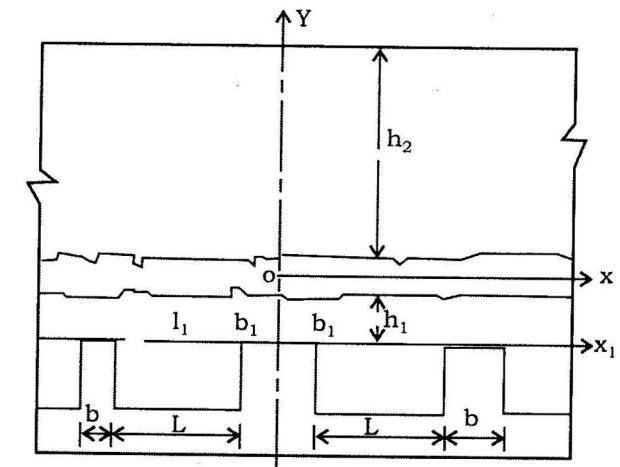


Figura VI.5. Esquema de cálculo para un techo estratificado.

En este caso los puntos ubicados en los sectores de los ángulos de la cámara (cercanos al eje y) van a tener coordenadas:

$$b_1, -h_1 \text{ (cámara a la derecha del eje } y)$$

y

$$-b_1, -h_1 \text{ (cámara a la izquierda del eje } y)$$

Y, correspondientemente, el punto medio de los techos de estas cámaras tendrá coordenadas:

$$l_1, -h_1 \text{ (cámara derecha) y } -l_1, h_1 \text{ (cámara izquierda)}$$

Entonces, el ancho del pilar será $b = 2b_1$ y el ancho de la cámara $l = 2(l_1 - b_1)$.

El campo tensional inicial del macizo rocoso para la profundidad $y = 0$ se toma de iguales componentes $\sigma_x = \sigma_y = q$, $\tau_{xy} = 0$, en tanto las tensiones iniciales en el macizo por el techo de la cámara es: $\sigma_x = \sigma_y = q - \rho y$.

Las ecuaciones de equilibrio, para una solución plana de la teoría de la elasticidad, se dan por la expresión general:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \rho x &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \rho y &= 0 \end{aligned} \quad (VI.4)$$

Para el caso de estudio:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \quad (VI.5)$$

89

donde:

ρ : Densidad del macizo por el techo de la excavación de explotación.

La identidad que cumple, si se introduce una función de tensión, dada por: $F(x,y)$, entonces las componentes de las tensiones por el techo se pueden expresar por:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + q - \rho y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + q - \rho y \\ \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}\end{aligned}\quad (VI.6)$$

En estas expresiones mediante la función de la tensión $F(x,y)$ se expresa la tensión complementaria que se produce en el macizo por el techo de la excavación durante el proceso de construcción de la cámara. Como se conoce este proceso de redistribución y de surgimiento de tensiones complementarias es lo que produce el desplazamiento del macizo alrededor de las excavaciones.

Estos desplazamientos pueden ser también expresados mediante la función de tensiones con el empleo de las ecuaciones físicas y geométricas del medio.

Ecuaciones físicas: Para un medio homogéneo e isótropo y una tarea plana de la teoría de la elasticidad:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{1}{E^*} (\sigma_x - \mu^* \sigma_y) \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E^*} (\sigma_y - \mu^* \sigma_x) \\ \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \tau_{xy}\end{aligned}\quad (VI.7)$$

donde:

$$E^* = \frac{E}{1-\mu^2}; \mu^* = \frac{\mu}{1-\mu}; G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

Ecuaciones geométricas: Para un medio homogéneo e isótropo y una tarea plana de la teoría de la elasticidad:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\quad (VI.8)$$

Y a partir de esto se obtiene:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1-\mu^2}{E} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \frac{\mu}{1-\mu} \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right) \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1-\mu^2}{E} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \frac{\mu}{1-\mu} \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \right) \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{2(1+\mu)}{E} \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}\end{aligned}\quad (VI.9)$$

Resolviendo la tarea por el método de la fuerza, o sea, colocando las expresiones anteriores VI.9 para la evaluación de la deformación, en las ecuaciones que expresan la continuidad del proceso de deformación:

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}\quad (VI.10)$$

Considerando al medio como isótropo y homogéneo y una tarea plana de la teoría de la elasticidad, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0\quad (VI.11)$$

La solución a la ecuación anterior es la función de las tensiones $F(x,y)$, la cual se puede obtener utilizando el método matemático de la teoría de la elasticidad.

VI.2. Desplazamiento que se produce en el macizo rocoso en el sector de las excavaciones de explotación

Cuando se realizan los trabajos de arranque, tiene lugar en el macizo rocoso una redistribución de tensiones y un proceso de desplazamiento-deformación.

Las características, magnitud y parámetros de este proceso de desplazamiento dependen de muchos factores y en ocasiones sus efectos pueden llegar a manifestarse incluso hasta en la superficie.

VI.2.1. Características del proceso de desplazamiento del macizo rocoso

Independientemente del método de explotación que se emplee, en el frente de arranque se crea un espacio vacío, de área variable, cuyo techo ha perdido su apoyo estable. Debido a esto, por un lado, la carga que antes actuaba sobre él, se transfiere a sectores vecinos (produciendo la llamada presión de empuje o presión reforzada), mientras que además este techo puede flexarse y hasta destruirse, provocando desplazamientos en sectores del macizo situados por encima del frente.

En dependencia de las características mecánico-estructurales del macizo y su comportamiento deformacional las afectaciones que se presentan pueden ser:

- En forma de una bajada suave del macizo rocoso en la zona del techo del espacio trabajado, a causa de un proceso de flexión sin rotura. Esto es frecuente en macizos rocosos o capas de características plásticas.

- En forma de flexión, seguida de un proceso de fracturación que puede llegar a la rotura y caídas de sectores del techo o de su totalidad, si no se toman las medidas de sostenimientos adecuadas. Esto puede suceder en rocas de cualquier resistencia que tengan preponderancia en sus características elásticas.

Las dislocaciones y derrumbes que pueden experimentar las rocas situadas por el techo de los frentes de arranque pueden ser parciales y totales. Las dislocaciones parciales, son las que se limitan en extensión a la superficie del espacio explotado (área de vacío creado) y comúnmente, salvo otras causas, se propagan a una pequeña altura por encima del espacio del frente, no llegando su efecto casi nunca a la superficie (exceptuando los trabajos que se realizan a poca profundidad); en tanto que en las dislocaciones totales, el área afectada en el macizo es mucho mayor que la del espacio trabajado y su altura alcanza grandes valores, por lo que en estos casos, es probable que se produzcan afectaciones en la superficie.

En las rocas situadas directamente en el techo principal, sobre el espacio trabajado, aun en casos de pequeños desplazamientos, se manifiestan tensiones que sobrepasan el límite de elasticidad, por lo que en este sector preponderan las deformaciones elasto-plásticas de las rocas, o sea, la flexión de sectores del techo con la ulterior separación y desplazamiento de bloques (ver figura VI.6).

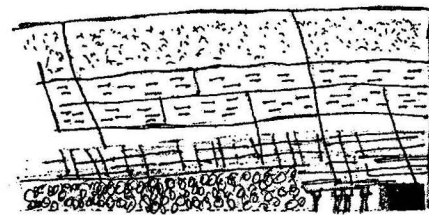


Figura VI.6. Esquema de deformación por el frente de trabajo.

El posterior derrumbe puede ocurrir debido a la ruptura, del sector de macizo (techo directo y puede incluir a sectores del techo básico) que pendía sobre el frente al alejarse el espacio de avance, una distancia mayor que la permisible para la condición dada.

La separación de los bloques del techo puede ocurrir tanto por las grietas de tracción (durante la flexión), como por la del cortante, en dependencia de en qué caso se alcance primero el límite de resistencia a tracción de la roca (en la parte superior de la zona flexada) o al cortante en la zona de compresión (ver figura VI.7).

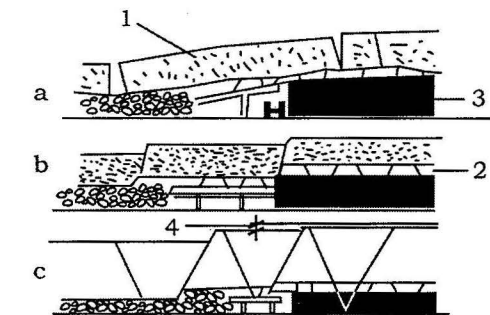


Figura VI.7. Formas principales de deformación del macizo por el techo.

a) Flexión; b) Corte; c) Combinado; 1) Techo básico; 2) Techo directo; 3) Mineral y 4) Descenso del techo.

La relación entre la flexión elástica y el desplazamiento plástico de los bloques depende de varios factores: rigidez de la roca a la flexión, su tendencia a la destrucción frágil, a los sistemas de grietas que existan, potencia del cuerpo mineral, carga actuante, etcétera.

El techo del frente del espacio trabajado habitualmente se sostiene tanto por el material de relleno, pilares, rocas desnudas, etc. (en dependencia del método de dirección de la presión minera usado), como por las partes del cuerpo mineral que contornean al frente y que no fueron extraídas; por lo que estas rocas del techo, que no han perdido su ligazón con el resto del macizo, descienden no en forma de un cuerpo independiente, sino que se flexan como una placa delgada que cubre el frente y que está formalmente apoyada en el material colocado en el espacio ya trabajado (ver figura VI.8).

Debido a que parte de la carga que actuaba en el sector, donde está el frente de trabajo (espacio de trabajo), se trasmite a la zona por delante del frente (zona 1 de la figura), en esta zona se produce un aumento significativo de la presión actuante (de ahí la denominación de esta zona como de empuje o de presión reforzada), y los pilares de sostenimiento (u otra variante empleada) van a soportar una elevada presión (dado por la carga que ellos soportan, correspondiente al sector del macizo situado por sobre ellos y a la presión que se añade).

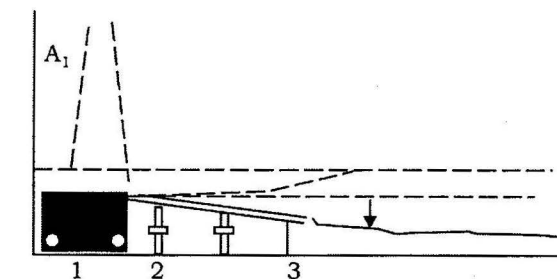


Figura VI.8. Esquema de desplazamiento del macizo en el frente de arranque para el caso de explotación del carbón.

1) Zona de presión reforzada; 2) Zona del frente; 3) Zona trabajada.

Debido a la distribución irregular de la presión con un máximo en el extremo del cuerpo mineral no arrancado (contorno del frente, A_1 en la figura) y a que la zona de descarga sobre el espacio ya trabajado está parcialmente liberada de la acción del peso de la roca se tiene que la presión actúa normal al buzamiento tendiendo a comprimir el mineral en el extremo del frente y después a ir creciendo a medida que se desplaza hacia el espacio ya trabajado (3 de la figura VI.8). Por lo que se produce la densificación del relleno o del material derrumbado y puede ocurrir el levantamiento del piso en la zona descar-gada del frente de arranque.

En muchos casos durante los trabajos de arranque, en la zona del frente se pueden diferenciar tres sectores de desplazamiento en función del

espacio y del tiempo (figura VI.8): a) zona de desplazamiento por delante del frente (1); b) zona de desplazamiento en el área próxima al frente (2) y c) zona de desplazamiento en el espacio ya trabajado.

Las características del proceso de desplazamiento en cada una de estas zonas son variables y está en dependencia del tipo de macizo y su estado, del mineral que se explota y el método de dirección de la presión minera que se emplea.

Desplazamiento por delante del frente de trabajo

Corresponde al sector 1 de la figura. Aquí el asentamiento del techo puede ser o no significativo y empieza a manifestarse a diferentes distancias por delante del frente. En el caso de carbón (caso representado en la figura VI.8), el asentamiento se puede manifestar desde 80 a 100 m por delante del frente y su magnitud puede llegar hasta más del 20 % de la potencia del mineral.

La causa del desplazamiento tan significativo en este sector es la acción de la presión reforzada, bajo la acción de la cual las capas de mineral de carbón, comparativamente poco resistentes, se comprimen. A este proceso de deformación se opone la resistencia lateral de la roca que rodea al mineral.

Para minerales con mayor resistencia este proceso también ocurre estando la magnitud del desplazamiento en dependencia de la relación entre la presión actuante y la resistencia que ofrezca el conjunto mineral-macizo.

Desplazamiento en la zona próxima al frente

En el sector (2), a una cierta distancia del frente, del lado del espacio trabajado, el macizo por el techo no tiene apoyo estable y se flexa por la acción de su propio peso. Con el aumento del ancho del espacio próximo al frente, la velocidad de desplazamiento del macizo rocoso por el techo, en ese sector crece, produciéndose además el levantamiento del piso.

Desplazamiento en el espacio ya laboreado

En este sector (3) la roca del techo encuentra un nuevo apoyo (relleno, roca derrumbada, etc.).

El desplazamiento del macizo va a continuar según un proceso más o menos gradual hasta una distancia que puede llegar hasta más de 100 m de la zona próxima al frente (zona 2), lugar en donde la presión actuante se equipara con la presión inicial.

VI.2.2. Factores que influyen en el proceso de desplazamiento

Es posible mencionar más de una docena de factores minero-geológicos que ejercen una influencia apreciable sobre las características y magnitud del proceso de desplazamiento del macizo rocoso.

Entre ellos un gran interés lo poseen aquellos factores que su variación depende de la voluntad del hombre. Por ejemplo, la variación de la velocidad de los trabajos acelera o retarda el proceso de desplazamiento, variando el método de dirección de la presión minera, se puede aumentar o disminuir la deformación, etc. A estos factores se les denominan factores regulables. En tanto que los factores geológicos, geométricos y otros que no se pueden variar artificialmente se denominan factores dados (naturales).

Factores regulables

Se analizan los siguientes:

Potencia extraída de mineral: Es uno de los factores que más influyen sobre la magnitud y las características del proceso de desplazamiento del macizo rocoso. De él van a depender, en gran medida, los parámetros de las diferentes zonas de desplazamiento-deformación que se forman en el macizo.

Todos los tipos de desplazamiento que se producen en el macizo con mayor o menor grado son proporcionales a la potencia extraída y por ello es fundamental considerar este factor a la hora de evaluar la magnitud de la zona de formación de grietas para la determinación de los diferentes parámetros del proceso de desplazamiento-deformación.

Método de explotación y dirección de la presión minera: Los parámetros del sistema de explotación que más influyen sobre el proceso de desplazamiento del macizo son: la altura de la zona explotada, su longitud, forma de dirección del techo y la velocidad de avance del frente.

La altura y longitud de la zona de trabajo tienen una influencia similar, ellas determinan las dimensiones y formas de la zona de influencia de las excavaciones de explotación. Para dimensiones pequeñas del espacio trabajado la zona de influencia como regla va a ser pequeña, en tanto que para grandes valores del espacio laboreado el área de esta zona de influencia va a ser mayor.

Velocidad de los trabajos de avance: Este factor en gran medida influye sobre la duración e intensidad del proceso de desplazamiento. Variando la velocidad de los trabajos se puede regular la duración de las diferentes etapas del proceso de desplazamiento del macizo rocoso.

Si se conoce que la duración total del proceso de desplazamiento (T_{total}) se expresa:

$$T_{total} = K_r \frac{H}{C} \quad (VI.12)$$

donde:

H: Profundidad de los trabajos, m.

C: Velocidad del frente de trabajo m/mes.

K_r : Coeficiente, cuyo valor depende del conjunto de propiedades del macizo rocoso. Se determina experimentalmente y puede oscilar de 0,8 a 1,8.

Teniendo en cuenta que una valoración precisa del coeficiente K_r no se ha podido realizar, en muchas ocasiones la duración total del proceso de desplazamiento (T_{total}) se determina en forma empírica y basada en la experiencia acumulada en un gran número de yacimientos, para situaciones típicas.

Cantidad de frentes de trabajo: Este factor en forma significativa influye en los parámetros y características del proceso de desplazamiento. El primer frente de trabajo varía el estado tensional existente en el macizo y puede producir la formación de zonas de presiones elevadas, ya que se manifiestan y desarrollan diferentes tipos de debilitamiento estructural del macizo rocoso.

En dependencia del lugar, donde se realice el frente de arranque siguiente, los parámetros tensionales que se producen pueden ser mayores o menores y las magnitudes de la deformación mayores o menores que las normales, según las condiciones existentes.

La afectación reiterada del macizo, debido a la realización en él de diferentes trabajos de arranque, puede conducir a la variación de las propiedades de las rocas y del comportamiento estructural del macizo y a la eliminación (o variación de las características y magnitudes) de los vacíos existentes; todo lo que puede llevar a que ocurran procesos de desplazamientos en determinados sectores del macizo.

Factores dados (naturales)

Ángulo de buzamiento: Es uno de los factores principales, que determina los parámetros del proceso de desplazamiento y la distribución de la deformación. A medida que el ángulo de buzamiento crece, los ángulos que delimitan la zona de desplazamiento se hacen menores.

Para grandes ángulos de buzamiento tiene lugar, en el frente de arranque, el deslizamiento de roca por el costado yacente, lo que puede producir una brusca disminución de estos ángulos de desplazamiento.

Con el aumento del ángulo de buzamiento del cuerpo mineral aumenta la relación entre las deformaciones horizontales y las verticales. Así tenemos que para el caso de yacencia horizontal o pequeños valores del ángulo de buzamiento (α), la componente horizontal del desplazamiento

no llega al 50 % de la magnitud de la vertical, ya en el caso de ángulos de buzamiento de 45° ellas se equiparan y para un buzamiento de 65° o más, esta componente horizontal se hace el doble que la vertical.

Profundidad de los trabajos: Produce influencia en la deformación de superficie y en las características y magnitud de la presión minera.

A medida que crece la profundidad de los trabajos de explotación disminuye la posibilidad de que el proceso de deformación-desplazamiento del macizo se manifieste en la superficie.

En tanto, la presión minera que actúa en las excavaciones tiende a aumentar, creándose sectores con altas concentraciones de tensión, lo que produce situaciones peligrosas en diferentes sectores del macizo, cerca de los frentes de arranque.

Propiedades mecánico-estructurales del macizo: Produce influencia sobre todos los parámetros y factores que intervienen en el proceso de desplazamiento del macizo, así se tiene que la magnitud del ángulo δ de desplazamiento, prácticamente depende de estas propiedades. En este sentido, incluso existen clasificaciones en las que se han establecido indicaciones de cálculo y norma de seguridad de los macizos rocosos, que consideran como uno de sus principales indicadores las propiedades mecánicas.

Afectación estructural del macizo rocoso: Es un factor esencial que influye tanto en la magnitud de las deformaciones que se pueden producir en la superficie, como en las características de su distribución en la zona de influencia en el macizo.

Estas afectaciones estructurales del macizo surgen como consecuencias de procesos geológicos y tectónicos que se han producido en él.

Esto por un lado debilita el macizo y, además, cataliza en muchos casos el desarrollo de nuevas grietas y, por el otro, puede ser la causa de que fluyan cantidades de agua a la mina.

Relieve del terreno de superficie: Este factor, tiene influencia particularmente en un relieve de montaña, en donde, debido a los trabajos subterráneos, pueden producirse deslizamientos en la superficie. La estabilidad del macizo en tales casos, en mucho depende de la fuerza de cohesión y del ángulo de fricción interna en la superficie de deslizamiento.

VI.2.3. Sectores de deformación en el macizo sobre el frente de trabajo

La zona del macizo rocoso que está bajo la influencia de los trabajos de arranque tiene determinadas diferencias entre sectores, dado esto por las propias características del macizo y por la del proceso de deformación del mismo, que ocurren durante la realización de los trabajos de explotación.

Para el caso más general, de un cuerpo mineral con yacencia horizontal o poco inclinada, la zona de influencia de los trabajos se puede dividir en numerosos sectores.

Se analiza un esquema simplificado para un cuerpo mineral con yacencia horizontal o poco inclinada (ver figura VI.9).

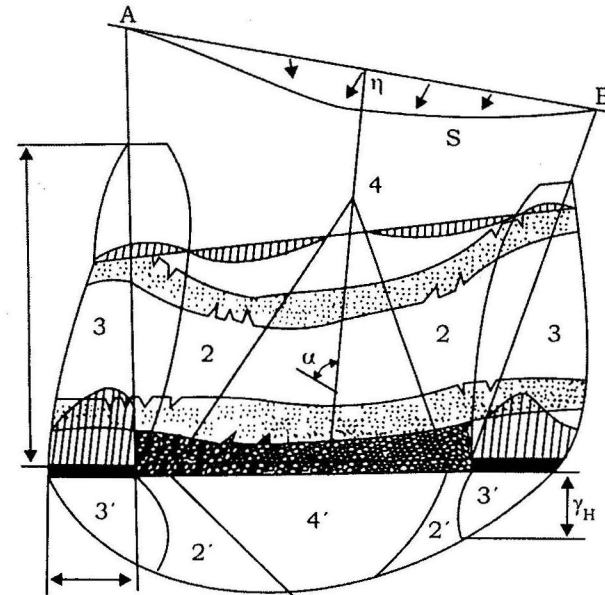


Figura VI.9. Esquema simplificado de sectores de deformación del macizo.

En el sector que está directamente encima del frente de trabajo, el macizo se encuentra más deformado y fracturado, con la formación de bloques pequeños. Este sector muchas veces se denomina de derrumbe.

Para la determinación de la altura de este sector de derrumbe h_D se emplean diferentes expresiones, una de ellas es la siguiente:

$$h_D = \frac{3m}{(K_e - 1)\cos\alpha} \quad (\text{VI.13})$$

donde:

m : Potencia extraída del mineral.

K_e : Coeficiente de esponjamiento de la roca (se determina experimentalmente).

α : Ángulo de buzamiento del mineral.

La dificultad de empleo de esta y otras fórmulas para el cálculo de la altura de derrumbe estriba en lo difícil que resulta obtener el valor del coeficiente residual de esponjamiento. Por ello en la práctica, habitualmente, esta magnitud de h_D se toma en dependencia de la altura del vacío formado.

La altura de esta zona de derrumbe depende de numerosos factores, tales como:

- Relación entre la potencia del mineral extraído y la potencia de las diferentes capas del techo.
- Características mecánico-estructurales del macizo.
- Sistema de explotación y método de dirección de la presión empleados.

Vinculado a la tendencia del macizo a derrumbarse, está la posibilidad de manifestarse hundimientos en sus partes superiores que pueden incluso afectar a los terrenos de superficie, sin embargo, la altura de esta zona de derrumbe no se debe identificar con la distancia del frente hasta la superficie.

Los parámetros de esta zona de derrumbe, en particular su altura y el coeficiente de esponjamiento de la roca, tienen un gran significado durante la evaluación de la factibilidad de realización de los trabajos subterráneos.

Sector II: Zona de roca flexionada, se forma preferentemente en macizos estratificados. En esta zona la roca se deforma dividiéndose según los contactos formando un sistema de capas finas. La potencia de esta capas depende del tipo de roca, su estructura y de las propiedades físico-mecánicas.

En este sector II, se pueden diferenciar dos subsectores, uno de descarga y otro de deformación y desarrollo de grietas. El de descarga se caracteriza porque en él las tensiones actuantes son menores que las que existían inicialmente en el macizo, en tanto que en el subsector de formación de grietas se produce el desarrollo del agrietamiento, que tiende a fracturar al macizo rocoso en grandes bloques. En la figura VI.10 se esquematiza el proceso de desarrollo del agrietamiento.

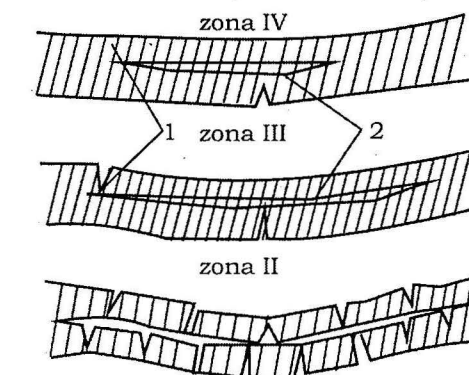


Figura VI.10. Esquema del proceso de desarrollo del agrietamiento.

Como se ve en la figura, en la posición II, se muestra un macizo completamente fracturado, en tanto que en la posición III, que lo antecede

se observa un estadio de este proceso de agrietamiento iniciado desde la posición IV, o sea, él se desarrolla desde la parte superior a la inferior en este sector flexionado (sector II).

En el sector III, denominado zona de presión reforzada, la deformación se produce en dependencia del aumento de las tensiones normales y el grado de disminución del empuje lateral en la frontera de la zona de flexión. Las formas fundamentales de manifestarse la deformación del macizo en este sector III, vienen dadas por los esfuerzos a compresión, según la dirección normal y por los esfuerzos al cortante en la superficie de contacto.

En el sector IV, denominado zona de desplazamiento total se pueden producir sectores de desplazamientos del macizo, que en dependencia de las condiciones existentes pueden o no afectar la superficie.

Se aclara que esta división en n sectores de la zona del macizo afectada, es convencional, ya que en dependencia del método de dirección de la presión minera empleado y otros factores, su número y ubicación se pueden diferenciar de lo visto. Por ejemplo, para la explotación con el relleno del espacio trabajado o con la dirección del techo mediante su descenso gradual el sector de derrumbe (sector I) no se forma.

En cuerpo de poca potencia y macizos con propiedades plásticas pueden incluso no formarse las zonas II, III y IV (las denominadas zonas de fracturación y agrietamiento).

VI.2.4. Cálculo de los desplazamientos del macizo en sectores del frente de explotación

Los desplazamientos que se producen en el macizo, como causa de los trabajos de arranque, pueden ser estudiados con los métodos conocidos, solo cuando se establecen una serie de suposiciones, respecto a las características estructurales y deformacionales del macizo.

Así tenemos que en la mayoría de los casos el macizo se considera como un medio continuo, en el cual todas sus partes están fuertemente ligadas entre sí, que al deformarse lo hace como un cuerpo único y posee iguales propiedades.

En otros casos el macizo se puede considerar como un medio discreto, el cual está constituido por una serie de partes independientes unas de otras. Esto es característico de un macizo muy fracturado.

Muchos de los métodos de cálculos elaborados se basan en modelos matemáticos, que dan solo un carácter aproximado del proceso en estudio. Es por ello que en muchas ocasiones, para el caso que nos ocupa, se emplean métodos empíricos, que han sido creados a partir de numerosos trabajos experimentales y mediciones geodésicas efectuadas.

Durante el empleo, tanto de los métodos de modelación matemática, como de los métodos empíricos, se deben diferenciar dos objetivos diferentes, que por ende, brindan dos grupos diferentes de métodos:

- Los destinados al estudio de determinadas zona del macizo, por ejemplo la zona de los trabajos de arranque, o la del sector de la superficie entre otra.
- Los destinados al estudio del proceso de desplazamiento del macizo.

Cálculo de los desplazamientos en el frente de arranque (descenso del techo)

Los desplazamientos del macizo, que se originan e inician en el techo de los frentes de arranque, se consideran la magnitud de partida para el estudio y calculo del desplazamiento, que ocurre en el resto del macizo a causa de los trabajos mineros.

Conociendo el volumen limitado por la superficie del techo antes y después de su desplazamiento (descenso), se puede conocer el volumen de los desplazamientos que van a ocurrir en el resto del macizo, teniendo en cuenta lógicamente, la diferencia entre estos valores, motivado por el esponjamiento del material en caso de derrumbe, la densificación de él, etc. Todo lo cual estará en dependencia, fundamentalmente, de las características geomecánicas y estructurales del macizo y del método de explotación y dirección de la presión minera empleado.

Para el cálculo del descenso del macizo, por la zona del techo del frente de explotación, este se puede representar en forma simplificada en esquemas muy variados a partir de la suposición que se haga sobre el medio y de cómo va a producirse este desplazamiento, así tenemos que los esquemas utilizados son:

- El techo descende como una barra elástica que se flexa.
- Se produce el desplazamiento del techo como un medio suelto desligado, un medio mullido o en forma de bloques independientes.
- El descenso tiene lugar como un proceso de fluidez del material que responde a algún modelo reológico con esas características.

En muchos casos son empleados también métodos empíricos para determinar los desplazamientos esperados en los frentes de trabajo, a partir de los resultados obtenidos de las mediciones de desplazamientos en frentes de arranque y excavaciones preparatorias y de su correlación con diversos parámetros; tales como: distancia al frente, potencia del cuerpo de mineral extraído, velocidad de avance, profundidad de los trabajos y otros.

A continuación se analizan los tres esquemas de cálculo antes señalados y posteriormente como ilustración los métodos empíricos más empleados.

Se considera el techo básico como una viga: Se basa en la suposición que el techo básico se flexa al igual que una viga de longitud

infinita, que descansa en un apoyo elástico y se flexiona por la acción de una fuerza concentrada F aplicada en un punto con abscisa igual a X (ver figura VI.11).

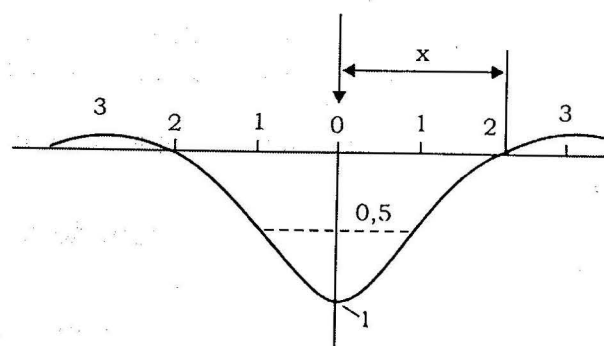


Figura VI.11. Esquema de cálculo para el caso en que se considera el techo como una viga.

Según este criterio el descenso del techo (w), en el sector central del espacio trabajado se determina por la expresión:

$$w = \left(\frac{F}{0,35Ib^3} \right)^{1/4} \quad (\text{VI.14})$$

donde:

b : Ancho de la viga.

F : Fuerza concentrada que actúa.

I : Momento de inercia.

Se considera el techo básico como un medio discreto: En este caso se parte de considerar a este sector como un medio suelto o constituido por bloques. Entonces sobre el área trabajada va a actuar el peso de la masa rocosa contenida en la columna ABCD (ver figura VI.12), menos la fuerza que provoca la fricción en los planos AC y BD.

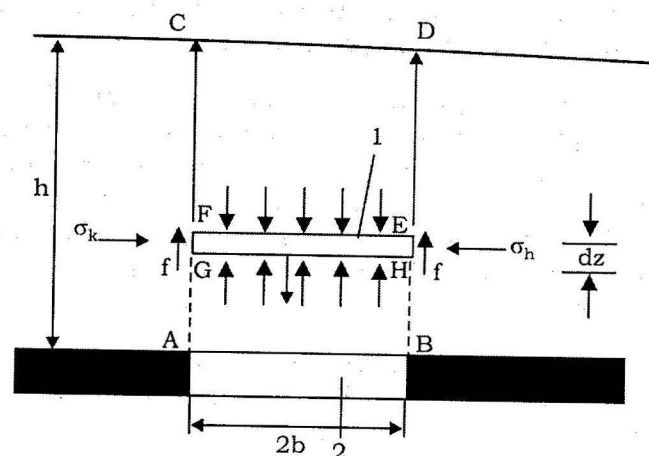


Figura VI.12. Esquema de cálculo al considerar el macizo como un medio discreto.

1) Sector del macizo y 2) Frente de trabajo.

Si se toma de esa columna un elemento EFGH que tiene altura dz y se establece la condición de equilibrio para este elemento, entonces se obtendrá una expresión que permite calcular la carga actuante para un ancho $2b$:

$$\sigma = \frac{\gamma b}{\lambda T g \phi} \left(1 - e^{-\lambda T g \phi \frac{h}{b}} \right) \quad (\text{VI.15})$$

donde:

ϕ : Ángulo de fricción interna.

λ : Parámetro empírico.

Para un frente de arranque de poco ancho, se puede emplear:

$$\sigma = \frac{\gamma b}{\lambda T g \phi} \quad (\text{VI.16})$$

Se considera el techo como un medio reológico: En los dos casos anteriores se analizó el proceso de desplazamiento del macizo por el techo, como si este sucediese simultáneamente después de recibida la carga (o sea, al crearse el vacío), sin embargo, se conoce que esto no ocurre así, sino que se va desarrollando con el transcurso del tiempo.

Por ello, se debe realizar este estudio de los desplazamientos teniendo en cuenta el factor tiempo, para lo que se considera al macizo por el techo como un medio que actúa, según un modelo reológico, por ejemplo uno con características elasto-viscosa; como es el caso del modelo de Voight (conocido también como el modelo de Kelvin) ver figura VI.13.

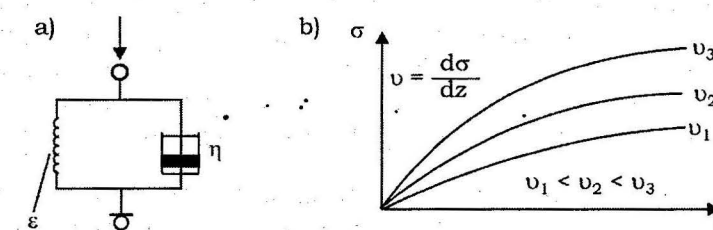


Figura VI.13. Modelo geológico de Voigh (Kelvin).
a) Representación y b) Diagrama de deformación.

Para este caso, la tensión actuante será:

$$\sigma = \sigma_e + \sigma_v = E \epsilon + \eta \dot{\epsilon} \quad (\text{VI.17})$$

donde:

η : El coeficiente de viscosidad.

Para este medio para el momento inicial $t = 0$, cuando empieza a actuar la carga constante la deformación es nula $\epsilon = 0$, posteriormente esta empieza a crecer y en forma asintótica tiende a un límite dado por $\epsilon = \frac{\sigma}{E}$.

Según este modelo, el desplazamiento se puede calcular por:

$$\varpi = \frac{1}{E_s} \frac{\gamma b}{\lambda T g \varphi} \left(1 - e^{-\lambda T g \varphi \frac{h}{b}} \right) \quad (\text{VI.18})$$

donde:

E_s : La rigidez del relleno (roca derrumbada, mineral almacenado, etcétera).

El desplazamiento con el aumento del ancho del espacio (b), va continuamente a crecer hasta que alcanza su valor límite, dado por:

$$w_{\max} = \frac{\gamma h}{E_s} \quad (\text{VI.19})$$

De tal forma, en un macizo rocoso formado por bloques o por un material suelto, el material que esté en el espacio trabajado (relleno, mineral, roca), se va a densificar a causa de la presión actuante por el techo, no por la línea de flexión, sino en forma de descensos iguales.

Este modelo es el que considera el macizo como un medio desligado (en bloques o material suelto), permitiendo en forma correcta explicar el aumento de la presión actuante por el techo al crecer el ancho del espacio trabajado.

La variación de la deformación con el tiempo se da por la expresión siguiente:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta t}} \right) \quad (\text{VI.20})$$

Sin embargo, durante los trabajos de arranque la presión que actúa por el techo no es constante. La presión a compresión que surge por delante del frente (zona de presión de empuje o reforzada) crece hasta una magnitud, cayendo hasta cero en el frente, para después comenzar de nuevo a crecer, en el espacio trabajado, hasta una magnitud $P = \lambda H$.

Además, la dependencia entre la distancia x_1 (entre el punto examinado y el frente) respecto al tiempo (t) y a la velocidad de avance del frente (v), se puede expresar para la zona de presión reforzada por $x = L + v_t$ y para la zona del espacio trabajado $x = v_t$ (la magnitud L tiene signo negativo y su magnitud absoluta es igual al ancho de la zona de presión reforzada).

Debido a esto, en la ecuación de estudio del modelo de Voight (Kelvin), para el caso analizado, debe ser incluida una magnitud variable $\sigma(x)$, que tenga en cuenta la variación de la tensión en dependencia de la distancia del punto examinado al frente.

Métodos empíricos: De los muchos y variados (según los parámetros que tienen en cuenta) métodos empíricos que aparecen en la literatura, como ilustración se hace referencia a dos de ellos.

El primero empleado en varios países de Europa, se basa en la relación entre la magnitud de la convergencia diaria (C_d), medida inicialmente

para la primera y después para la segunda fila de fortificación en el frente con respecto al avance diario del frente V_d (m/día), calculándose la convergencia por la expresión:

$$C_d = 0,2 V_d h^{1/4} (Am)^{3/4} \quad (\text{VI.21})$$

donde:

h : Profundidad de los trabajos.

m : Potencia extraída del cuerpo de mineral.

A : Coeficiente de asentamiento.

Otro método empírico es el usado en la minería del carbón, en él se plantea la dependencia entre el descenso del techo (ϖ), en el frente de trabajo hasta el límite de la zona de destrucción o relleno (pilar, fortificación, etc.), con respecto a la velocidad de avance del frente de trabajo v (m/día).

La expresión de cálculo es:

$$\varpi = \alpha m b e^{\beta v} \quad (\text{VI.22})$$

donde:

m : Potencia del mineral extraído.

b : Ancho del espacio trabajado.

α y β : Coeficientes empíricos que dependen en lo esencial del método de explotación (dirección de la presión) usado.

Por ejemplo, para un caso de estudio con método de derrumbe, con el empleo de la fortificación en la cercanía del frente $\alpha \approx 0,15$ y $\beta \approx 0,13$.

VI.2.5. Dimensiones límites de macizo desnudo en excavaciones de explotación

Durante la explotación de yacimientos minerales, frecuentemente, el elemento de la excavación de explotación limitante es su techo, ya que en ese sector del macizo:

- Es posible la formación de una zona de tensiones a tracción, a las que es particularmente sensible el macizo rocoso a consecuencia de sus particularidades estructurales y a sus características de resistencia y deformación.
- En estos sectores, en particular a los más cercanos al perímetro de los espacios de explotación, se pueden formar zonas en donde actúan altos valores de las tensiones a compresión.

De tal forma, la tarea de determinar los parámetros estables para las excavaciones de explotación se puede presentar como la determinación

de las dimensiones límites de macizo denudado por el techo de estas excavaciones.

Como fundamento para la valoración de las dimensiones límites del macizo denudado está la determinación del estado tenso-deformacional que existe en el macizo alrededor de la excavación, con la comparación de este resultado con los criterios de análisis existentes. Como por ejemplo:

- A partir de las magnitudes de las deformaciones y tensiones.
- A partir de las dimensiones de una zona deformada (fracturada) del macizo o de una zona donde se manifiesten concentraciones peligrosas de tensiones y/o deformaciones peligrosas.

En la práctica, habitualmente, la posibilidad de formación en el macizo por el techo de la excavación de explotación, de una zona de tensiones a tracción y por consiguiente un sector de posible destrucción como resultado de su ruptura se puede contrarrestar dándole al techo una forma abovedada.

Por ejemplo, para una cámara con una relación altura-ancho de $\frac{1}{10}$ aproximadamente, se puede estimar la altura que se le debe dar a la parte abovedada por la relación siguiente:

$$\frac{h_b}{l} = \frac{1}{4} \text{ a } \frac{1}{5}$$

donde:

h_b : Altura de la parte abovedada del techo.

l : Ancho de la excavación de arranque.

La otra forma de destrucción que se manifiesta en el macizo rocoso por el techo de las excavaciones de explotación es por la acción de los esfuerzos al cortante (característica en macizos fracturados y/o con estructura de bloques).

Por trabajos experimentales se ha podido establecer, que alrededor de las excavaciones de arranque se forma un sector afectado de macizo, dentro de cuyos límites se manifiestan grietas abiertas y, parcialmente, se rompe el enlace entre sectores (bloques del macizo). Como resultado de esto se crea un peligro por el posible desprendimiento de rocas.

Cuando las dimensiones de la zona de afectación, que se forma en el macizo alrededor de las excavaciones de explotación es mayor que las permisibles, establecidas por las condiciones de seguridad, se crea una potencial situación de inestabilidad y se hace necesario el empleo de medidas especiales para el control de esta situación y poder elevar las condiciones de estabilidad existentes en la excavación; como ejemplo de tales medidas se pueden mencionar:

- Empleo de la fortificación o de otra forma de sostenimiento.
- Disminución del área denudada por el techo de la excavación.
- Variación de la configuración y dimensiones de la excavación.

La profundidad desde el contorno de la excavación, a que se propaga en el macizo esta zona de afectación condiciona en parte las dimensiones de posibles desprendimientos de rocas por el techo.

Es conveniente señalar que, para el caso de excavaciones de explotación tipo cámara, que se caracterizan por tener en el techo grandes áreas de macizos denudados, no es suficiente realizar la evaluación de su estabilidad teniendo solamente en cuenta los parámetros de la zona de afectación del macizo, ya que en ellas pueden ocurrir desprendimientos de bloques y destrucción de estos.

En estos casos para desprendimientos que ocurren con poca altura sus dimensiones en el plano pueden ser muy grandes. Este tipo de destrucción del macizo se considera muy peligrosa, ya que además del desprendimiento propiamente dicho se puede formar una onda área de destrucción y producirse una tensión peligrosa en el macizo debido al golpe que ocasiona la masa desprendida.

Debido a esto cuando se determinan las dimensiones límites de los sectores denudados por el techo en este tipo de excavación de arranque, es necesario valorar no solo las dimensiones críticas de la zona de afectación del macizo, sino también las dimensiones permisibles en el plano de diferentes sectores en los que puedan ocurrir desprendimientos y destrucción en el macizo.

Las dimensiones lineales de los desprendimientos (en el plano) se encuentran en una determinada interrelación entre ellos y además se debe determinar el peso volumétrico de la roca (γ), la tensión de empuje de los bloques estructurales (P) y el coeficiente de fricción (f_0) por el contacto de las heterogeneidades que limitan a los bloques.

La relación entre las dimensiones de los posibles desprendimientos en las excavaciones de explotación y los parámetros antes mencionados (γ , P , f_0) que caracterizan la estructura y el estado del macizo, en una primera aproximación se puede dar por la condición de formación de desprendimientos:

$$\frac{\gamma}{2f_0P} \geq \frac{1}{a} + \frac{1}{b} \quad (\text{VI.23})$$

donde:

a y b : Dimensiones en el plano de los posibles sectores de desprendimiento o sectores de destrucción.

Esta desigualdad en un sistema de coordenadas (a , b) representa una curva hiperbólica que limita el sector estable y no estable del macizo denudado.

De los parámetros que intervienen el más difícil de determinar es el coeficiente de fricción (f_0) por la superficie de las heterogeneidades estructurales.

VI.3. Proceso de destrucción del macizo por el techo de las excavaciones de explotación

La destrucción del macizo por el techo de las excavaciones de explotación ocurre casi siempre, pudiéndose esto producir inmediatamente después de denudado el techo o en forma gradual a medida que el macizo denudado va disminuyendo su resistencia o van creciendo las dimensiones del espacio de trabajo.

La escala de este proceso de destrucción puede ser muy variada; desde la afectación en sectores no considerables del macizo, lo que no afecta la continuación normal de los trabajos de explotación sin sostenimientos, hasta la ocurrencia de desprendimientos y destrucción del macizo en áreas considerables, lo que produce una afectación de la continuidad de los trabajos y hace necesario el empleo de diferentes medidas.

Para el caso en que estas excavaciones tengan poca vida de servicio, no se justifica el empleo de la fortificación, por lo que en tales casos la medida más comúnmente empleada para reducir la magnitud de la destrucción por el techo es la de disminuir el ancho del espacio de trabajo.

De tal forma, el objetivo final del cálculo es la determinación del ancho permisible, según el criterio dado por la seguridad en los trabajos. Para resolver la tarea se debe hacer un análisis del proceso de destrucción del macizo en particular por el techo de la excavación. La existencia de variadas condiciones geólogo-mineras hace muy difícil la elaboración de un modelo único (universal) para representar los procesos de destrucción que se producen en el macizo, en particular por el techo de las excavaciones de explotación.

Las observaciones realizadas en condiciones naturales demuestran que habitualmente pueden actuar dos mecanismos de destrucción del macizo en los techos de las excavaciones de explotación:

- En macizos heterogéneos, constituidos por capas no potentes, la destrucción del techo se produce en forma del desarrollo local de sectores en los que se manifiesta poca destrucción del macizo, con el posterior desprendimiento de sectores del macizo, cuyas dimensiones dependen de sus características mecánico-estructurales.
- En macizos homogéneos estratificados (por ejemplo considerando las capas que constituyen el techo básico y el directo), la destrucción se produce a causa del desarrollo del proceso de agrietamiento y la ocurrencia de la separación de bloques o cuñas del macizo, cuyas dimensiones, entre otros factores, dependen de su resistencia.
- Es posible el caso en que ambos procesos de destrucción ocurran simultáneamente.

A continuación se examinan los dos mecanismos de destrucción del macizo antes mencionados.

VI.3.1. Destrucción por desprendimientos de sectores del macizo por el techo

Cuando se examina este primer mecanismo de destrucción los principales parámetros de cálculo son: el volumen de rocas que se tiende a desprender del macizo y el criterio de resistencia del macizo por el techo, a partir de la exigencia de que el valor de cálculo del volumen a desprenderse (V_c) no sobrepase un volumen permisible del desprendimiento (V_{perm}), el cual se establece a partir de las condiciones de seguridad dadas para los trabajos de explotación; o sea, se debe cumplir:

$$V_c < V_{perm} \quad (VI.24)$$

El volumen de cálculo del desprendimiento se determina a partir de los factores siguientes:

- Propiedades mecánicas y estructurales del macizo.
- Estado tensional inicial existente en el macizo.
- Tecnología de realización de los trabajos y sus particularidades.
- Características geométricas de la excavación de explotación, siendo su ancho el principal parámetro a tener en cuenta.

Se puede plantear que:

$$V_c = V_c(l) \quad (VI.25)$$

El volumen permisible de desprendimiento, para cada caso se determina según las características del proceso de explotación. Es importante señalar que habitualmente la valoración cuantitativa del volumen de desprendimiento se analiza para una tarea en el plano, de la teoría de la elasticidad. Para este esquema de cálculo el volumen de desprendimiento se representa como un área de desprendimiento (en la sección de la excavación) por la unidad de longitud, según el eje longitudinal de la excavación.

Por esta razón a la hora de verificar la condición de seguridad (dada en la expresión VI.24) se comparan, realmente, las áreas de cálculo y las permisibles de desprendimientos.

Si se emplea en el análisis la expresión VI.25, entonces el cálculo del macizo por el techo a partir de la condición de seguridad (dada en la expresión VI.24) en su forma final, da solución a la tarea fundamental que es la determinación del ancho permisible del techo (l_{perm}), o sea:

$$l < l_{perm} \quad (VI.26)$$

La mayor dificultad en los cálculos estriba en la determinación de la función VI.25.

Para determinar la magnitud V_c (I) se considera que los desprendimientos se desarrollan según el mecanismo siguiente:

Inicialmente se produce la destrucción del macizo por el contorno de la excavación, posteriormente este proceso de destrucción se va trasladando gradualmente a sectores más profundos del macizo, hasta que se forma un sector de macizo destruido lo que ocasiona su desprendimiento al espacio de trabajo, a causa de su propio peso.

La destrucción en el contorno de la excavación o frente de trabajo se puede esperar en aquellos sectores en que la tensión normal actuante supere la resistencia del macizo (a la compresión lineal o a la tracción).

Cuando el arranque se hace con trabajos de voladura, en el contorno de la excavación se pueden producir irregularidades de carácter tecnológico (en las partes sobresalientes de estas irregularidades se produce una concentración de tensiones a compresión, en tanto que en sectores del macizo donde la curvatura de las irregularidades sea invertida puede producirse la manifestación de tensiones a tracción), lo que puede provocar situaciones peligrosas.

110

Cuando el arranque se hace con combinadas o con el empleo de otro medio mecanizado, se puede lograr un contorno casi liso de la excavación (cercano al proyectado). En este caso las mayores tensiones a compresión se producirán en los ángulos de la excavación y las de tracción en la parte media del techo.

Es necesario subrayar, que la destrucción del macizo por el contorno de la excavación produce una disminución de la curvatura del contorno y por consiguiente una redistribución de tensiones, lo que puede ser causa de la continuación del proceso de destrucción.

En el caso de un contorno poco irregular en donde la destrucción, por la acción de las tensiones a compresión, se inicie en las esquinas (ángulos) de la excavación, se producirá un aumento de las tensiones a tracción por la parte central del techo de la excavación, pudiendo dar inicio allí el proceso de destrucción. Esto a su vez, en un momento dado, puede provocar una redistribución de las tensiones a tracción y entonces producirse posteriores procesos de destrucción en sectores del macizo por el techo ubicados a $\frac{1}{4}$ del ancho de la excavación.

El proceso de destrucción del macizo por el techo puede continuar hasta que su contorno alcanza una configuración geométrica tal, que posibilita que se disminuyan las tensiones a tracción actuantes o debido a que el macizo se haga más resistente.

Esta forma analizada de destrucción del macizo se produce cuando la roca destruida inmediatamente se separa del macizo y no crea una reacción de resistencia; o sea, cuando el proceso de destrucción solo se observa en el contorno en condiciones de compresión o tracción lineal (aquí la tensión normal por el eje longitudinal de la excavación habitualmente no se toma en consideración).

En realidad es frecuente que, cuando se produce la destrucción según el mecanismo analizado, alrededor del contorno se forme un sector de macizo destruido, lo que crea una reacción de resistencia por el sector no destruido del macizo.

En este caso la destrucción del macizo tiene lugar en un estado tensional volumétrico y su evaluación cuantitativa puede ser realizada empleando cualquier condición de resistencia del macizo; por ejemplo si se emplea la de Mohr:

$$\tau = \sigma \tan \rho + K \quad (\text{VI.27})$$

Aquí la causa de la destrucción del macizo puede ser la acción de la tensión tangencial o la de tracción.

El sector de macizo destruido formado por el techo de la excavación (en ocasiones puede abarcar más allá del ancho de la excavación y afectar la parte superior de los hastiales), se mantendrá sin caer hasta el momento en que la fuerza (debida al peso propio del macizo destruido) no exceda de la fuerza de cohesión. Cuando esto sucede se produce el desprendimiento.

111

Es necesario aclarar, que las dos formas antes descritas de destrucción del macizo en muchas ocasiones pueden ocurrir simultáneamente. Por ello, la representación de un cuadro cualitativo del proceso de desprendimiento es muy complejo y se hace difícil su descripción matemática.

En la actualidad han sido elaborados y se emplean, para la proyección de diferentes tipos de excavaciones subterráneas, modelos simplificados que representan el proceso de formación y manifestación de desprendimientos, los que permiten obtener una valoración cuantitativa bastante confiable del proceso de destrucción.

El método denominado de planteamiento elástico ha recibido una gran aplicación para la resolución de tareas prácticas en las actividades de explotación minera. La esencia del método consiste en comparar el estado tensional existente en el macizo (el cual se obtiene empleando la teoría de la elasticidad) con la distribución de las características de resistencia en el macizo.

Como resultado de esta comparación se pueden obtener los sectores del macizo, en que la condición de resistencia no se cumple. Estos sectores se consideran como de potencial destrucción y en ellos se considera factible que se produzcan desprendimientos.

Como deficiencia del método se le plantea el hecho de no considerar la redistribución de tensiones en el proceso de destrucción del macizo, sin embargo, su empleo se justifica por la claridad de su fundamento físico y la simpleza de sus operaciones de cálculo.

Existen dos variantes de estos métodos:

- Cuando la comparación entre tensiones y resistencia se hace solo para el contorno de la excavación.
- Cuando la comparación se hace para todo el sector del macizo influenciado por la excavación, incluyendo como es de suponer el contorno.

La primera variante fue elaborada y desarrollada en aplicaciones prácticas por G. Litvinsky a inicios de la década del 80 del pasado siglo y consiste en la construcción del pasaporte de resistencia del contorno de la excavación.

Como ilustración en la figura VI.14 se muestra la sección de una cámara y cómo se construye el pasaporte de resistencia en el contorno de su techo.

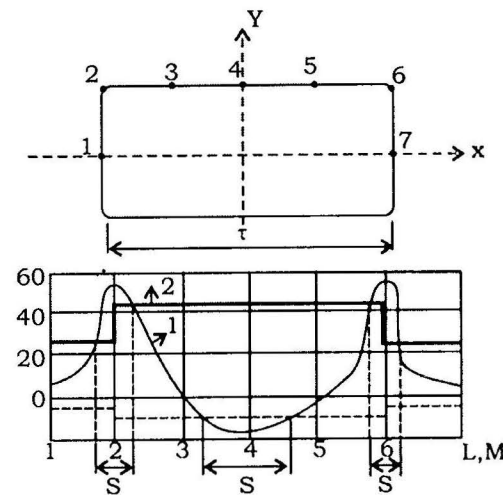


Figura VI.14. Esquema para la construcción del pasaporte de resistencia del macizo por el contorno del techo.

a) Ubicación de puntos en el contorno de la cámara y b) Pasaporte de resistencia.

La construcción del pasaporte de resistencia se realiza en el orden siguiente:

1. En una determinada escala se representa el contorno de la cámara, colocando el origen de coordenadas (x,y) en el centro de la cámara.
2. Posteriormente por el contorno del techo de la cámara, incluyendo la parte superior de los pilares intercamerales, se marcan una serie de puntos característicos; por ejemplo a la mitad de altura de los pilares (puntos 1 y 7 del gráfico), en los extremos de la cámara (puntos 2 y 6), en la cuarta parte del ancho del techo (puntos 3 y 5) y a la mitad del ancho del techo punto 4).
3. En todos estos puntos utilizando el método de la teoría de la elasticidad se determinan las tensiones normales, que actúan en un plano normal al contorno de la excavación (las denominadas tensiones tangenciales normales al contorno).
4. Después, a partir de los resultados de las investigaciones experimentales, se valora la resistencia del macizo a la compresión y tracción lineal en los puntos analizados del contorno.

Las coordenadas de los puntos del contorno de la excavación, en donde actúan las tensiones y las características de resistencia del macizo, son los datos iniciales para la construcción del pasaporte de resistencia del techo.

Para ellos se construye un gráfico (figura VI.14), en donde se toma un sistema de coordenadas; con un eje vertical que posea el valor cero (para poder indicar valores negativos que corresponden a las tensiones a tracción), el eje horizontal representa la distancia por el perímetro de la excavación comenzando desde el punto 1 y acabando en el punto 7.

En los puntos del 1 al 7 por el eje vertical se fija la tensión tangencial normal actuante y a partir de esto se construye un diagrama de tensiones (curva 1, figura VI.14), posteriormente por el eje vertical y por los mismos puntos del 1 al 7 se coloca el valor de la resistencia del macizo a compresión y a tracción y se construye el diagrama de resistencia a compresión (curva 2, figura VI.14) y a tracción (curva 3, figura VI.14).

Por último, los sectores del macizo en donde la magnitud de las tensiones actuantes son mayores que la resistencia del macizo se indican en los ejes horizontales.

Como resultado de la construcción del pasaporte de resistencia se puede determinar la longitud (S) que representa los sectores de macizo destruido en el contorno de la cámara.

Para los cálculos es útil expresar este valor de S para valores unitarios del ancho de la cámara (l), o sea:

$$S^* = \frac{S}{l} \quad (\text{VI.28})$$

donde:

S^* : Longitud adimensional del sector destruido del contorno.

La destrucción que se inicia en el contorno va a propagarse a una determinada profundidad en el macizo. Para poder valorar las dimensiones de este sector y por ende el volumen en que se formará el desprendimiento, se puede en una primera aproximación, considerar que en los sectores de destrucción a causa de tensiones a compresión se forman desprendimientos de configuración parabólica cuya altura, de acuerdo a la hipótesis de M. Protodiakonov, se puede calcular por la expresión:

$$h_B = \frac{S}{2f} \quad (\text{VI.29})$$

donde:

f: Coeficiente de fortaleza en el sector destruido del macizo.

De tal forma un volumen de desprendimiento de configuración aproximadamente parabólica, se puede calcular por la expresión:

$$V_c = \frac{2}{3} S h_B = \frac{1}{3} \frac{S^2}{f} \quad (\text{VI.30})$$

O, teniendo en cuenta lo escrito en la expresión VI.28, se obtiene:

$$V_c = \frac{1}{3f} S^2 l^2 \quad (\text{VI.31})$$

En los sectores en que la destrucción del macizo por el techo se produce por las tensiones a tracción, la propagación del proceso de destrucción al interior del macizo también tiene lugar como resultado de su ruptura a causa de la acción de estas tensiones. En realidad este proceso se puede ir amortiguando debido a la redistribución y concentración de las tensiones a compresión en el contorno del macizo destruido.

A pesar de esto, en una primera aproximación, se puede proponer determinar la altura del desprendimiento por la condición siguiente:

$$\sigma_D h_B = \sigma_T \quad (\text{VI.32})$$

donde:

σ_D : Magnitud de la tensión a tracción en el contorno del macizo.

h_B : Distancia desde el contorno del techo hasta el punto donde se cumpla la condición VI.32, o sea, la altura del desprendimiento.

σ_T : Resistencia del macizo a la tracción lineal.

Según muestra la práctica y las observaciones visuales, los desprendimientos en sectores donde la destrucción se produce a causa de las tensiones a tracción, en muchas ocasiones tiene formas alargadas e irregulares. Sin embargo, en los cálculos prácticos en muchos casos, como forma de crear una reserva, se toma una forma parabólica de estos desprendimientos. Si se asume esta consideración entonces el volumen de desprendimiento puede ser calculado por la expresión:

$$V_c = \frac{2}{3} S h_B = \frac{2}{3} S^* h_B^* l^2 \quad (\text{VI.33})$$

donde:

h_B^* : Altura del desprendimiento en el sector de tensiones a tracción referida a la unidad de ancho del techo (l).

Colocando las expresiones VI.31 y VI.33 en la ecuación fundamental de resistencia (VI.24) se obtiene la expresión que permite obtener el ancho permisible de la excavación de explotación.

Para valorar la destrucción por las tensiones a compresión:

$$l < l_{perm}$$

Siendo en este caso la magnitud de l_{perm} :

$$l_{perm} = \frac{\sqrt{3fV_c}}{S^*} \quad (\text{VI.34})$$

Para valorar la destrucción por las tensiones a tracción:

$$l < l_{perm}$$

Siendo en este caso la magnitud de l_{perm} :

$$l_{perm} = \frac{\sqrt{3V_{perm}}}{2S^* h_B^*} \quad (\text{VI.35})$$

Para la segunda variante del método que se analiza se puede obtener una mayor exactitud en la determinación de los volúmenes formados de posibles desprendimientos, en comparación con la variante analizada.

Para los cálculos es necesario determinar el campo de tensiones actuantes en el macizo rocoso por toda la zona del techo de la excavación, posteriormente es necesario conocer las características de resistencia del macizo rocoso (utilizando para ello cualquiera de los métodos conocidos) y, por último, verificar la resistencia en cada punto estudiado del macizo.

A partir de esto es posible delimitar las fronteras del sector de destrucción (figura VI.15) para tensiones a compresión (1) y para tensiones a tracción (2).

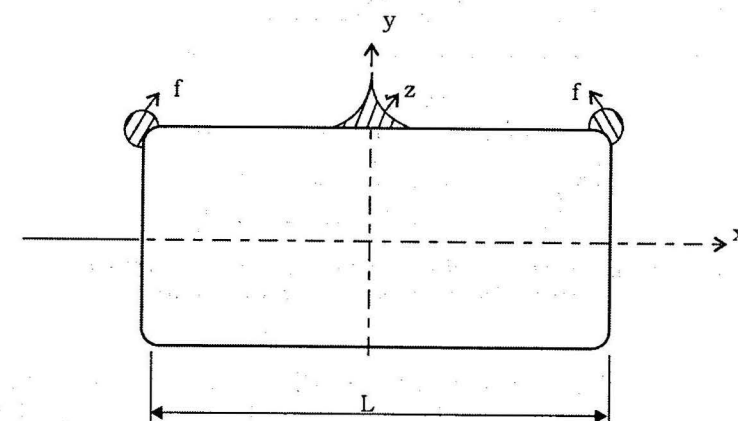


Figura VI.15. Sectores de destrucción por el techo de la excavación.

Posterior a esto se obtiene el volumen de cálculo del desprendimiento para el ancho (l), utilizando la expresión:

$$V_c = V_{perm}(l) \quad (\text{VI.36})$$

Y se determina de la expresión VI.24 para el caso límite:

$$V_C = V_{perm} \quad (VI.37)$$

el valor del ancho permisible.

VI.3.2. Destrucción del macizo por el proceso de desarrollo del agrietamiento

El análisis en este caso se hace empleando la teoría de formación y desarrollo del agrietamiento analizado anteriormente.

Las tensiones a tracción que surgen en el macizo, a la mitad del ancho del techo de la excavación, cuando se produce el desplazamiento vertical de este traen consigo el surgimiento y desarrollo de micro y macrogrietas. En particular se consideran peligrosas aquellas grietas que se ubican por el centro del techo y se orientan según la normal hacia el contorno del mismo.

En la figura VI.16a se muestra este tipo de grietas con una longitud de $2C$ y ubicada directamente en un techo que tiene una potencia (h_1) y un ancho (l).

116

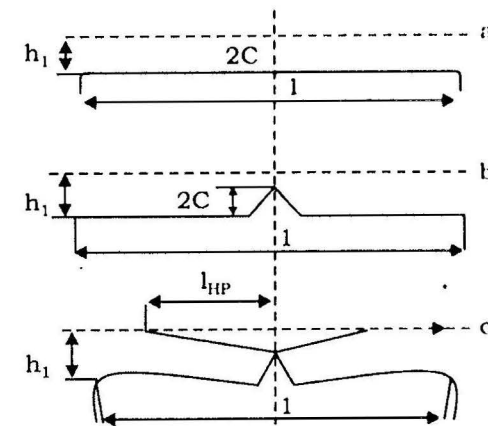


Figura VI.16. Esquema para el análisis del proceso de agrietamiento por el techo de la excavación en un macizo estratificado.

Debido a que la tensión a tracción va perdiendo magnitud a medida que se desplaza desde el contorno de la excavación hacia el interior del macizo, la grieta de longitud $2C$ cuando se cumple la condición de resistencia (VI.38), comienza a moverse hacia abajo como se ve en la figura.

$$\sigma_3 = \sqrt{2ET} \quad (VI.38)$$

donde:

T : Energía superficial específica.

E : Módulo de elasticidad.

El crecimiento de la grieta hacia abajo es limitado por la existencia de una superficie libre (contorno del techo), es por ello que cuando la grieta llega al contorno su posterior desarrollo es hacia arriba (ver figura VI.16b). La llegada de la grieta al contorno del techo se acompaña de un desplazamiento vertical del macizo por el techo de la excavación.

El desplazamiento de las grietas hacia arriba puede ser interrumpido por la presencia de una superficie horizontal de debilitamiento, que puede ser el contacto entre el techo directo y el básico, si antes no existe, dentro de los límites de la potencia del techo directo, otra superficie de debilitamiento.

De acuerdo al mecanismo de amortiguamiento de este proceso, descrito por Gordon y otros autores, se plantea que si la resistencia a tracción de la superficie de debilitamiento o del contacto entre capas, no supera la quinta parte de la resistencia a tracción del macizo por el techo, entonces por delante de las grietas verticales va a surgir una especie de superficie horizontal de ablandamiento, que producirá en este estadio un amortiguamiento en el proceso de destrucción del techo.

Las investigaciones experimentales han demostrado que este mecanismo de amortiguamiento del proceso de destrucción del macizo por el techo de la excavación descrito por Gordon y otros generalmente se cumple.

El desarrollo de las grietas verticales y horizontales en la zona de contacto da inicio al proceso de separación del resto del macizo, del techo directo a causa de su propio peso (figura VI.16c).

Como resultados del desarrollo de las grietas horizontales en la zona de contacto se forman como especie de dos consolas cuyo estado límite de equilibrio se puede examinar según el esquema de ruptura del techo.

Cuando se alcanza una dimensión límite de la grieta horizontal (l_1) se inicia el proceso de su propagación inestable, lo que no es más que el estado límite de equilibrio del techo directo.

La magnitud l_1 se puede determinar por la expresión:

$$l_1 = \left(\frac{\psi}{\gamma} \right)^{1/2} (2h_1)^{1/4} \quad (VI.39)$$

donde:

$\psi = \sqrt{2ET}$: Parámetro que caracteriza las profundidades deformacionales y de resistencia del macizo de acuerdo a la expresión VI.38. Según Griffith el valor crítico de las tensiones para el cual se inicia el proceso de propagación inestable de las grietas.

El valor de este parámetro para diferentes tipos de rocas se puede tomar de la tabla VI.2 confeccionada a partir de los resultados de investigaciones experimentales realizadas por numerosos autores.

117

Tabla VI.2. Valores experimentales de Ψ

Tipo de roca	Valores de Ψ (mpa). $m^{1/2}$
Carbón	0,27 a 0,30
Alebrolita	0,50 a 0,55
Arenisca	0,35 a 1,4
Dolomita	0,7 a 0,75
Mármol	0,35 a 1,1
Basalto	0,6 a 1,6
Diorita	0,85 a 1,80
Gabro	1,50 a 1,75
Anfibolita	1,6 a 1,95
Porfirita	1,25 a 1,75
Basalto Porfíritico	2 a 2,5
Granito	3,6 a 3,9

118

Una vez conocida la magnitud l_i se puede obtener el ancho permisible del techo:

$$l_{perm} = 2l_i \quad (VI.40)$$

Y verificar la condición:

$$l_c < l_{perm}$$

donde:

$$l_{perm} = 2 \left(\frac{\Psi}{\gamma} \right)^{1/2} (2h_i)^{1/4} \quad (VI.41)$$

Por último, se recomienda verificar el ancho permisible por la condición de desprendimiento dadas anteriormente por las expresiones VI.34 y VI.35.

VI.3.3. Manifestación de inestabilidades locales por el techo de las excavaciones de explotación

La estabilidad del macizo rocoso, por el techo directo en las excavaciones de explotación, o sea, su capacidad de conservar el sector denudado en el transcurso de un tiempo dado, se obtiene, como se analizó anteriormente, con la correcta elección del ancho límite.

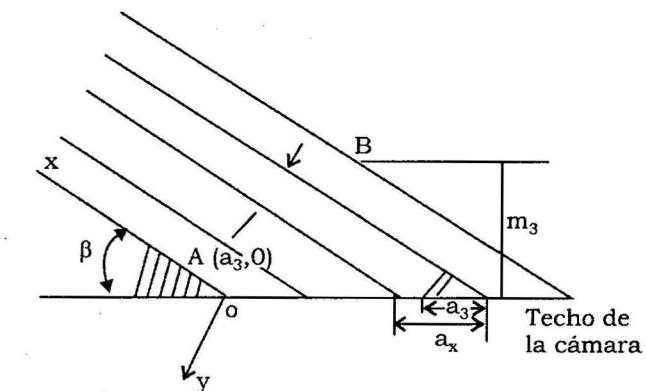
Sin embargo, debido a las afectaciones estructurales que se pueden presentar en el macizo rocoso, para anchos de la excavación de explotación menores que los límites, pueden ocurrir procesos de inestabilidades

locales en forma de desprendimientos de rocas, caídas de bloques y otros.

La forma de manifestación de sectores inestables en el macizo rocoso por encima del techo directo de las excavaciones de explotación puede ser muy variado y depende de diversos factores, entre ellos:

- Características (parámetros) del agrietamiento del macizo.
- El estado tensional existente en el macizo por el sector del techo.
- Propiedades de las discontinuidades existentes en el macizo.

Para el estudio de este proceso de destrucción se asume que él ocurre en forma de desplazamientos de consolas que se acúñan, para lo que repropone el esquema de cálculo siguiente:



119

Figura VI.17. Esquema de desprendimiento debido al acúñamiento de la consola.

Cuando las grietas salen a la superficie (la distancia promedio entre ellas se toma de a), se forma un panel acunado cuya longitud a_p se calcula por la expresión:

$$a_p = \frac{a}{\sin \beta} \quad (VI.42)$$

donde:

β : Ángulo de inclinación de la grieta respecto al techo de la excavación.

Se considera que el panel se encuentra bajo la acción de una carga producida por su propio peso y el peso de los sectores del macizo que yacen por encima, la que varía linealmente según la expresión VI.18:

$$q_y = KX \quad (VI.43)$$

donde:

K : Parámetro que se establece experimentalmente.

La componente tangencial de las tensiones debido al pequeño valor de β en esas grietas, se puede despreciar. De tal forma la tarea consiste en calcular el estado tensional de una cuña triangular con una longitud unitaria de grieta según el rumbo.

La cinética de la cuña se debe al desarrollo de la grieta de corte en el punto A de coordenadas $X = a_3$, $y = 0$ en los que $\sigma_x = \sigma_T$.

donde:

a_3 : Longitud de desprendimiento.

σ_T : Límite de resistencia a tracción del macizo por el techo de la excavación.

Para estas condiciones límites la magnitud de las tensiones a tracción que actúan por la línea $o \rightarrow X$ se pueden representar por la expresión siguiente:

$$\sigma_x = \frac{K}{\tan^2 \beta} + P_y (\tan \beta - P_x) X \quad (VI.44)$$

120

Y la longitud de la cuña (a_p) se puede calcular por la expresión:

$$a_p = \sigma_T (K \cot^2 \beta + \cot \beta P_y - P_x)^{-1} \quad (VI.45)$$

Del análisis de los resultados obtenidos por las investigaciones experimentales, se establece que en la zona del contorno de la excavación la concentración de tensiones en un macizo fracturado (agrietado) en comparación con uno monolítico es de 0,1 a 0,3.

Si se tiene en cuenta que la magnitud de la componente vertical de las tensiones que actúan en el contorno de excavaciones en macizos monolíticos no es considerable, se puede asumir que la carga producida sobre la consola por el sector del macizo que yace sobre ella es comparativamente pequeña con relación a su propio peso; o sea, en este caso en la fórmula anterior se puede considerar a $K = 0$.

Se examinan diferentes variantes que se pueden presentar a partir de que existan diferentes condiciones geólogo-mineras:

- Caso en que $a_3 < a_K$, o sea, cuando la longitud del tramo que se acuña por la superficie del techo es menor que la de la consola (ver figura). En este caso la medida que se considera más conveniente para la conservación del techo de la excavación ante posibles derrumbes, es la de emplear trabajos manuales o medios mecanizados, con la destrucción preliminar de estos sectores hasta dimensiones seguras.

La colocación de anclas en tales condiciones no puede garantizar una seguridad suficiente, debido a que los parámetros de agrietamientos no pueden variar en límites muy amplios.

- Caso en que $a_3 > a_K$, o sea cuando la consola acuñada no llega al contorno del techo de la excavación sino se desarrolla en el macizo

(en la figura esto se señala en el punto B). Esto conlleva a que en el macizo se forme una zona destruida de potencia ($m = a_3 \tan \beta$).

Para la preservación del techo, en tales casos, de posibles desprendimientos se recomienda iguales medidas que en el caso anterior con el posterior anclado.

La manifestación de inestabilidades locales en el macizo por el techo de las excavaciones, como regla, se observa en lugares donde se manifiesten afectaciones tectónicas.

Se conoce que la condición necesaria para que se produzcan los desprendimientos consiste en que el peso del sector separado del macizo (bloque, cuña, etc.) exceda de la fuerza de fricción y la cohesión en los planos de agrietamiento.

La variación del estado tensional del macizo en el sector sobre el techo directo, que se produce después del desprendimiento de distintos bloques, a causa de la disminución de las fuerzas de empuje lateral, puede dar lugar a que se desarrolle y propague este proceso, tanto por el ancho del techo, como hacia el interior del macizo.

Esto se desarrollará hasta el momento en que surja un nuevo contorno estable del techo de la excavación, habitualmente este tiene una forma aproximada a una bóveda con el acuñamiento de los bloques.

121

Otra forma de manifestación de inestabilidad local por el techo de las excavaciones se vincula a la manifestación de la concentración de tensiones en los pilares.

Este fenómeno ocurre más a menudo alrededor de pilares rígidos que reciben una gran carga. El mecanismo de este proceso de destrucción por el techo de la excavación cuando el macizo es menos resistente que el material (mineral) que constituye el pilar, se puede asemejar al de penetración de una estampa en el medio (esto es similar a lo que sucede cuando se ensaya a compresión lineal un material que no tiene una alta resistencia y los platos de la prensa al comprimirlos lo deforman e incluso penetran en él).

En estos casos al ser el pilar más rígido y penetrar en el macizo más débil inicia su proceso de destrucción por el lado del techo de la excavación. Las dimensiones de las tensiones límites en el sector del macizo donde se produce la acción del pilar (se puede considerar para este caso al techo directo de potencia h_1) se puede determinar por la expresión:

$$\sigma_L = \sigma_a^{2X \tan^2 \omega \tan \frac{\phi}{h}} - A \quad (VI.46)$$

siendo:

$$\sigma_a = \sigma_0 (1 + \tan^2 \omega) + A$$

donde:

σ_0 : Límite de resistencia a compresión por el techo.

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$A = C \cot \varphi$$

C y φ : Cohesión y ángulo de fricción interna del macizo por el techo.

φ' : Ángulo de fricción interna en el contacto macizo-pilar.

X: Distancia horizontal desde el centro del pilar a la superficie lateral.

Capítulo VII

Métodos de estudio de la presión minera

El conocimiento sobre el fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera en los frentes de arranque, permite interpretar correctamente a la interacción entre el macizo y el frente o sostenimiento empleado, lo que posibilita entre otros aspectos:

- Perfeccionar la construcción de la fortificación u otras vías de sostenimiento que se emplee en el frente.
- Crear nuevos métodos de control de la presión minera y perfeccionar los existentes.
- Fundamentar y perfeccionar los métodos de cálculos.
- Aumentar la productividad del trabajo, tanto en lo que se refiere a la actividad de explotación del mineral, como en lo relacionado con la dirección de la presión.
- Mejorar las condiciones de seguridad de los frentes de trabajo y en general de la mina, lo que crea condiciones para garantizar una menor afectación al resto de la mina y a la superficie, tanto para los periodos de explotación, como para después del cierre.

Como se conoce en los frentes de arranque concurren muchos y variables factores, en particular de índole físico-mecánicos, lo que está condicionado tanto por factores naturales como por factores artificiales tales como:

Factores naturales: Potencia y estructura de los cuerpos minerales; su profundidad, buzamiento y disposición en el macizo, tectónica, condiciones hidrogeológica y otras.

Factores artificiales: Sistema de explotación empleado, método de dirección de la presión minera, orden de la realización de los trabajos y velocidad de avance, tipo de mecanización empleada, tipo de fortificación o de otros medios de sostenimiento, etcétera.

En los procesos de deformación y destrucción que pueden ocurrir en los macizos rocosos, una gran influencia produce la profundidad a que se realicen los trabajos, como es sabido a medida que ella aumenta existe la tendencia a que se incrementen las deformaciones de carácter no elástico en los macizos rocosos.

Por todo lo expuesto resulta claro, que el fenómeno vinculado a la aparición y actuación de la presión minera en los frentes de arranque, es bastante complejo y por demás aún no lo suficientemente estudiado, todo esto trae consigo que existan muchos aspectos y criterios en discusión, lo que tiene como resultado el hecho de que existan para el estudio muy variadas teorías, concepto e hipótesis.

Los métodos de estudio de la presión minera, para los frentes de arranque se pueden dividir en dos grandes grupos: los experimentales y los analíticos.

En el primer grupo tenemos los métodos de laboratorio y los que se realizan en condiciones naturales (*in situ*). Con respecto a los métodos de laboratorio el más definido es el método de modelación con materiales equivalentes, con el cual se pueden lograr buenos resultados siempre y cuando se cuente con el equipamiento adecuado y el personal de experiencia.

Se debe aclarar que el estudio de las propiedades físico-mecánicas, que en gran medida se realizan en trabajos de laboratorio, es por muchos considerada una primera etapa para el estudio de la presión minera.

Con respecto a los métodos *in situ* ellos se orientan al estudio del campo tensional existente (métodos de descarga, métodos de restablecimiento de tensiones, métodos geofísicos entre otros) a la determinación del desplazamiento del macizo y al estudio del proceso de interacción macizo-excavación (fortificación).

Con respecto a los métodos analíticos los más empleados hasta ahora son los basados en las hipótesis de presión que permiten en determinadas condiciones hacer un cálculo satisfactorio de la presión. Para lograr esto es de vital importancia hacer una correcta elección del criterio que se va a usar.

El empleo de métodos más exactos y que posibiliten el desarrollo de metodologías de cálculos más precisas e integrales no están aún lo suficientemente desarrollados, aunque es útil señalar que con este fin en los últimos años se trabaja intensamente por grupos de investigadores de todo el mundo, en el desarrollo de modelos matemáticos (basados en las características geoestructurales del macizo y en el mecanismo de acción de los procesos que se producen en los frentes de arranque entre otros aspectos), habiéndose logrado algunos éxitos parciales en este resultado.

Se hace referencia inicialmente al estudio de la presión minera en los frentes de arranque de yacimientos o cuerpos minerales horizontales o

de poca inclinación, aspecto este estudiado en la literatura especializada, para posteriormente analizar algunos aspectos de la manifestación de la presión minera en los yacimientos inclinados y abruptos, problemas estos menos estudiados.

VII.1. Hipótesis de presión para yacimientos horizontales y con poca inclinación

Independientemente del volumen de trabajos de investigación en este campo, aún ninguna de las hipótesis o metodologías de cálculo elaboradas para dar respuesta a este problema, ha tenido una aceptación general, lo que se debe fundamentalmente al gran número de factores minero-geológicos que intervienen en este análisis y a la variabilidad de ellos.

Las hipótesis de presión minera más difundidas son:

1. Las que se basan en la teoría de la bóveda (Fayol, Engersser, Ritter, Spalding, Protodiakonov entre otros).
2. Las que se fundamentan en la teoría de los prismas deslizantes (Tsimbarevch, Tolbstunov, Borisov y otros).
3. Las que se fundamentan en la teoría de la viga (Schulz, Friend, Eckard, Slesarev y otras).
4. Las que se basan en el criterio de un comportamiento elasto-plástico del macizo rocoso.
5. Las que consideran el macizo como un medio discreto.

VII.1.1. Hipótesis que se basan en la formación de la bóveda

La esencia de estas hipótesis, que se basan en la teoría de la bóveda aplicada a los frentes de arranque es similar a la aplicada para el caso de excavaciones capitales y preparatorias.

Sobre las excavaciones laboreadas a cualquier profundidad en cualquier tipo de macizo (se excluyen las rocas movedizas) se forma la bóveda de presión la cual asimila el peso de toda la roca que yace sobre ella.

La carga que actúa se determina por el peso de la roca contenida dentro de la bóveda. El peso de la roca que yace por encima de la bóveda es descargado por los apoyos de ella al macizo rocoso por los hastiales de la excavación. Debido a esto dichas rocas laterales pueden actuar como cuñas, sobre las rocas del piso y en dependencia de su resistencia desplazarlas.

Como fundamento para la confección de estas hipótesis en las excavaciones subterráneas de arranque sirvieron los trabajos del francés M. Fayol (1885), el cual mediante la modelación estudió visualmente el

carácter de las zonas de deformación y destrucción de las rocas estratificadas en el techo de las excavaciones de arranque.

Él realizó un experimento basándose en modelos geométricos en donde imitó un frente de trabajo para el caso de yacimiento estratificado (figura VII.1).

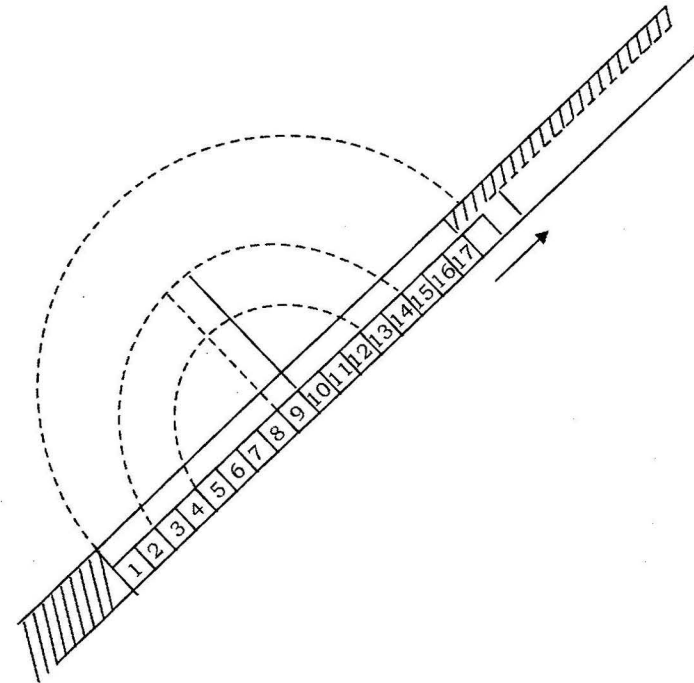


Figura VII.1. Representación de la formación de la bóveda por Fayol.

Según Fayol a medida que el frente se desplaza van aumentando las dimensiones de la bóveda.

Como resultado de estos trabajos, Fayol elaboró y expuso la teoría de la bóveda aplicada en los frentes de arranque, la cual consiste en lo siguiente:

Las zonas de rocas destruidas en el techo de las excavaciones de arranque tienen forma de bóveda, cuyas dimensiones y orientación van a depender de las condiciones de yacencia.

Fayol en sus experiencias y conclusiones solo obtuvo resultados cualitativos del fenómeno estudiado.

La hipótesis de la bóveda aplicada a frentes de arranque de yacimientos o cuerpos minerales horizontales o con yacencia suave recibió un posterior desarrollo con los trabajos de M. Protodiakonov, el cual fue el primero en proponer, para las condiciones dadas, una metodología para el cálculo de la carga que actúa sobre la fortificación o el sostenimiento de los frentes de arranque.

Protodiakonov estudió una sección de la excavación perpendicular al frente y propuso que la bóveda de descarga formada sobre el frente de trabajo descansaba sobre el mineral y sobre la roca derrumbada o el relleno. El también supuso que una franja del mineral (o roca), por delante del frente se aplasta en un cierto espacio (s) a causa de la presión actuante.

A medida que el frente se aleja del último pilar (fortificación, relleno, etcétera), sobre el espacio del frente de trabajo se va a ir formando y desarrollando la bóveda de descarga. La altura de esta bóveda, a medida que el frente aumenta (su ancho) crece hasta una determinada magnitud en la que se produce la primera separación del núcleo de la bóveda (bóveda de presión) del resto del macizo (figura VII.2).

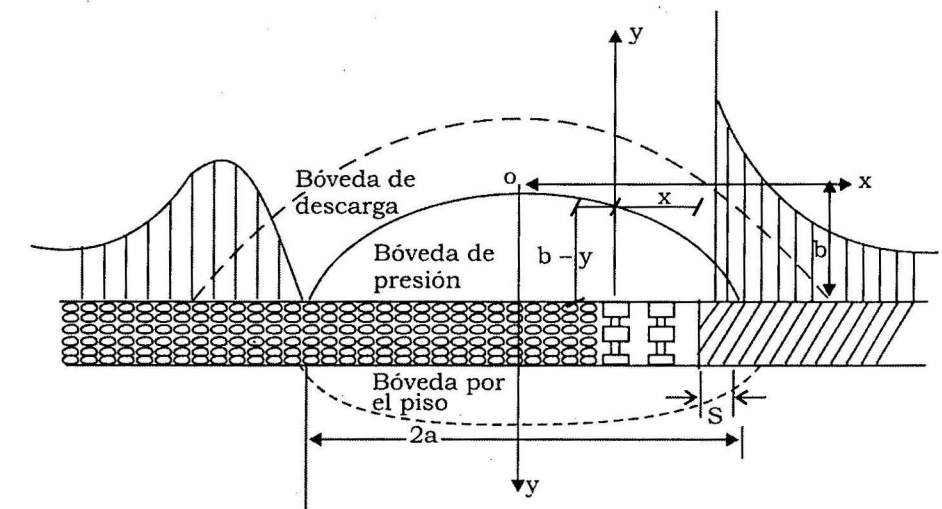


Figura VII.2. Esquema de cálculo de Protodiakonov.

Para el cálculo de la carga sobre la fortificación por un metro cuadrado de techo Protodiakonov propuso la expresión:

$$P_x = \frac{\gamma Y_x}{n} \quad (\text{VII.1})$$

donde:

γ : Masa volumétrica de la roca.

n : Número de apoyo para un m^2 de techo.

Y_x : Parámetro de cálculo, que se determina por la expresión siguiente:

$$Y_x = \frac{a}{f} - \frac{x^2}{ab} \quad (\text{VII.2})$$

donde:

a : Semiancho de la excavación.

f : Fortaleza de la roca.

x : Distancia del apoyo estudiado al frente.

$$P_x = \frac{\alpha (a^2 - x^2)}{naf} \quad (\text{VII.3})$$

La mayor carga para la zona del frente (P_f) se produce cuando $x = 0$, o sea:

$$P_f = \frac{\gamma a}{nf} \cos \alpha \quad (\text{VII.4})$$

donde:

α : Ángulo de buzamiento.

La luz de la bóveda puede aumentar debido a la destrucción parcial de sectores por delante del frente.

La magnitud del espacio (s) de aplastamiento por delante del frente, Protodiakonov propuso calcularlo por la expresión:

$$s = 0,26 \cos \alpha \left(\frac{aH}{f} \right)^{1/2} \quad (\text{VII.5})$$

donde:

H : Profundidad de los trabajos.

Para el cálculo la carga que actúa sobre un elemento de fortificación en cualquier fila (para cualquier distancia del frente l_f) se puede emplear la expresión siguiente, en la que se tiene en cuenta la magnitud del aplastamiento del macizo (s) por delante del frente:

$$p = \frac{\gamma (2a - l_f + s) (l_f + s)}{nf (a + s)} \quad (\text{VII.6})$$

Como aspectos a discusión sobre esta propuesta se pueden señalar, entre otros, los siguientes:

- La fórmula dada para el cálculo de s se basa en criterios no fundamentales.
- En qué medida se puede determinar con exactitud la magnitud $2a$.
- La carga sobre la fortificación no depende ni de la profundidad, ni de las características de la fortificación, lo que contradice los resultados prácticos.

Con vistas a lograr una mayor precisión en los fundamentos de la hipótesis de la bóveda tenemos que: W. Haak a diferencia de Fayol y Protodiakonov no considera que la bóveda se descarga por los laterales. G. Spaskeller plantea que además de una bóveda grande que se forma sobre todo el frente se va a formar una bóveda más pequeña sobre la fortificación del frente, la cual descarga a dicha fortificación y que incluso esta bóveda pequeña accionaría, en caso de la grande destruirse. Otros criterios o concepciones sobre la bóveda de presión fueron expuestos

por F. Spruth, J. Spalding y otros, no diferenciándose la esencia de sus planteamientos de los ya vistos.

De tal forma se puede decir que las hipótesis que se sustentan en la concepción de formación de la bóveda se basan en proposiciones y suposiciones hasta hoy no fundamentadas científicamente, lo cual motiva la necesidad, a la hora de su empleo, de realizar trabajos experimentales (*in situ* y de laboratorio), que permitan definir los aspectos concretos a tener en cuenta para determinada condición de empleo.

Los experimentos realizados corroboran el cuadro cualitativo descrito por Protodiakonov y otros, con respecto a la bóveda y sus características, pero a la vez señalan la necesidad de introducir una serie de precisiones, tales como:

- La bóveda de destrucción solo se formará para determinadas relaciones entre la masa volumétrica, el límite de resistencia de la roca al corte y el ancho de la excavación (frente de trabajo).
- La altura de la bóveda, su orientación respecto al eje vertical de la excavación e incluso su forma puede variar en amplios límites.
- La bóveda debe ser tratada como un medio único.
- Sobre la bóveda primaria, para determinadas condiciones puede formarse otra (secundaria), debido a lo cual la frontera de la zona de destrucción puede ser móvil y encontrarse bastante alejada del techo del frente.

A continuación se realiza un breve análisis de estos aspectos para diferentes características y tipos de macizos rocosos en los que se estudia la posibilidad de formación de la bóveda y el mecanismo de acción de la presión minera.

En macizos rocosos homogéneos y ligados

Teniendo en cuenta la complejidad de la estructura de los macizos rocosos, la existencia de grietas y otras manifestaciones del debilitamiento estructural, la presencia de elementos de anisotropía, y la ocurrencia de procesos deformacionales con el transcurso del tiempo, pocos sectores o zonas del macizo pueden considerarse como un medio homogéneo.

Para el caso planteado lo mismo se pueden encontrar rocas como la cuarcita (con resistencia a la compresión de hasta 400 MPa y a tracción de hasta 25 MPa y módulo de elasticidad del orden 10^5 MPa) hasta arenas mojadas que pueden tener una resistencia a compresión inferior incluso a los 0,6 MPa.

Un aspecto de interés sobre estas particularidades de formación de la bóveda, en la situación que se estudia, se puede ver en el fundamento de la teoría de Ritter, según la cual, se plantea que la esencia de formación de la bóveda está dada por la ruptura que se produce entre su núcleo con respecto al resto del macizo a causa del peso propio de la roca contenida en dicho núcleo.

La condición de equilibrio de la roca en el techo de una excavación sin fortificar de ancho (l) viene dada por la expresión siguiente (VII.3):

$$\gamma \int_0^l y dx = \sigma_r \int_0^l \frac{ds}{\cos \alpha} \quad (\text{VII.7})$$

donde:

γ : Masa volumétrica.

α : Ángulo de inclinación de la tangente de la bóveda en el punto examinado.

ds: Parte diferencial de la curva de la bóveda.

La parte izquierda de la expresión anterior está dada por la suma de los pesos en la bóveda y la parte derecha es la suma de la resistencia al corte.

Sustituyendo los valores de $\cos \alpha$ y de ds por sus valores y resolviendo la expresión se obtiene:

$$l = \frac{\sigma_r}{\gamma} \quad (\text{VII.8})$$

Siendo este valor de (l) obtenido el límite (l_{lim}).

Teniendo en cuenta la variabilidad en los valores que se puedan obtener de σ_r y los errores en su determinación se recomienda emplear para el cálculo de la (l_{lim}) la relación:

$$l_{\text{lim}} = 3,3 \frac{\sigma_r}{\gamma} \quad (\text{VII.9})$$

Esta expresión VII.9, según Ritter da la condición de formación de la bóveda.

La curva que limita la bóveda es una parábola que responde a la expresión siguiente:

$$Y = \frac{\gamma x}{4 \sigma_r} (l - x) \quad (\text{VII.10})$$

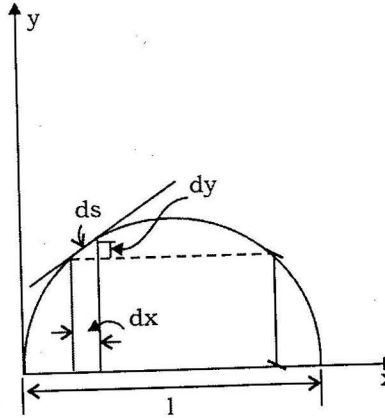
La máxima altura de la bóveda ($b_{\text{máx}}$) se obtiene, considerando que se produce cuando $x = \frac{l}{2}$:

$$b_{\text{máx}} = \frac{\gamma^2 l_{\text{lim}}}{16 \sigma_r} \quad (\text{VII.11})$$

Sustituyendo el valor de l_{lim} obtenido anteriormente se tiene que:

$$b_{\text{máx}} \approx 0,70 \frac{\sigma_r}{\gamma} \quad (\text{VII.12})$$

Figura VII.3. Esquema de cálculo de Ritter.



Y si se da solo en función de l_{lim} sería:

$$b_{\text{máx}} \approx 0,22 l_{\text{lim}} \quad (\text{VII.13})$$

Del análisis hecho se ve que $b_{\text{máx}}$ depende en lo fundamental de σ_r , ya que el diapasón de variación de γ es pequeño, es por esto que una pequeña variación de σ_r produce una gran variación de $b_{\text{máx}}$.

Esta resolución del problema dada por Ritter no es exacta, ya que entre otros aspectos ella no tiene en cuenta el estado tensional inicial que existía en el macizo, ni la posterior redistribución de tensiones que ocurre al realizarse los trabajos.

Además, el mecanismo de separación de la bóveda de destrucción del resto del macizo en realidad es más complejo, siendo lo más aceptable, que el proceso de fracturación comience en la parte superior de la bóveda desde donde las grietas se van a ir trasladando, como cuerdas de la parábola a las paredes de la excavación.

Así se tiene que cuando se realizan las excavaciones, el peso de la roca que actuaba sobre este sector del macizo se transmite a los laterales en forma de una presión reforzada (q_c), lo que conduce a la formación en los laterales del espacio trabajado de una zona de altas tensiones a compresión con magnitudes S_1 y S_2 (figura VII.4).

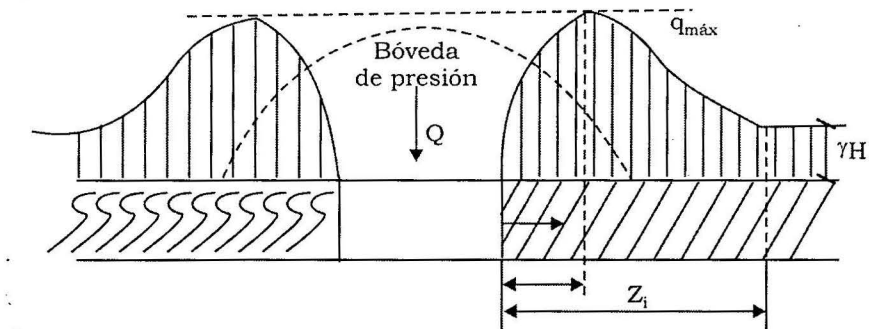


Figura VII.4. Esquema de acción de la tensión reforzada en la zona de arranque.

A través de la zona de compresión, la presión se puede transmitir a las rocas del piso, en donde se forma también un sector de altas tensiones, en tanto que en el contacto directo con el piso de la excavación se tiende a formar una zona de descarga.

En macizos constituidos en rocas sueltas

Este caso, en lo fundamental, se caracteriza por la presencia de areniscas u otros materiales similares por el techo del frente, además, aquí también se puede considerar el caso de cuando el macizo está muy triturado por el techo de la excavación.

La cuestión relacionada con la presión que se produce en un medio de este tipo inicialmente quedó explicada por Protodiakonov, Engersser y

otros investigadores a partir del criterio de formación de la bóveda de presión. En la actualidad el gran cúmulo de investigaciones realizadas han mostrado lo incorrecto de tal aseveración.

Las características del desplazamiento de las rocas sueltas en el techo del frente y el mecanismo de acción de la presión actuante dependen de la relación existente entre las dimensiones del techo denudado (l) sobre el frente de trabajo (avance o ancho) y las dimensiones (a) de los pedazos de la roca suelta.

Para el caso en que la relación $\frac{l}{a} > 4$ a 5 la bóveda no se forma (solo en casos particulares); para el caso de $\frac{l}{a} \approx 3$ a 4 se forma como especie de un arco triarticulado por el techo. Para el caso en que la relación $\frac{l}{a}$ tenga una magnitud suficiente y la zona de desplazamiento abarque una altura significativa, el desplazamiento de esta masa de roca suelta puede ocurrir a gran velocidad y recordará al movimiento de un líquido viscoso a través de un agujero (figura VII.5).

132

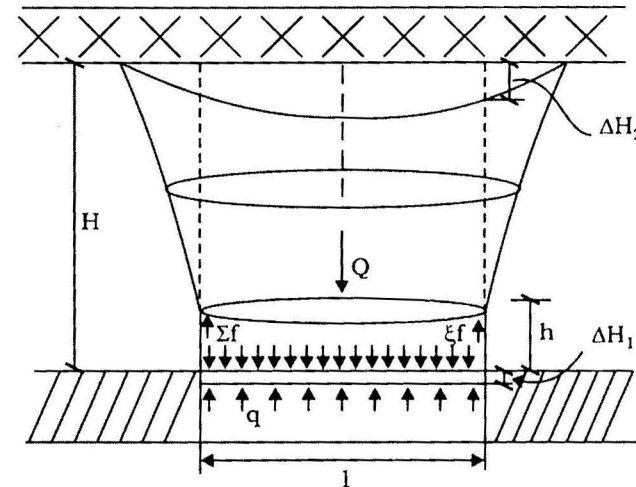


Figura VII.5. Esquema del desplazamiento de rocas sueltas en forma de fluidos viscosos.

La zona de desplazamiento puede abarcar, por el techo del frente, una altura significativa. En esta zona de desplazamiento, los sectores más cercanos al techo se flexan más y a medida que se alejan de él se va atenuando.

A medida que disminuye la relación $\frac{l}{a}$, la altura de la zona de desplazamientos decrece y para una relación $\frac{l}{a} \approx 3$, se alcanza un equilibrio formándose por el techo como especie de un arco triarticulado.

Para el caso en que $H > l$, o sea, cuando la potencia de material suelto es grande, la fortificación (sostenimiento) del espacio trabajado debe

trabajar en un régimen de interacción. Factor importante en este análisis es la rigidez que posee al sostenimiento, ya que esto influye significativamente en la reacción que él ofrezca.

De gran importancia para el diseño del sostenimiento, en las condiciones analizadas, es el establecimiento de la zona de desplazamiento del material suelto. Se conoce que la altura de esta zona puede crecer hasta un determinado límite, a medida que se deforme la fortificación (sostenimiento).

Para la situación de interacción que se analiza no es posible el empleo de las ecuaciones de la estática de los medios continuos, por lo que a continuación se analiza un método de cálculo aproximado.

Para la condición de equilibrio la carga actuante será (ver figura VII.6):

$$pl = Q - 2 \sum_0^h f \quad (\text{VII.14})$$

donde:

pl : Presión sobre la fortificación.

Q : Peso de la roca contenida en la zona de trituración.

f : Fuerza de fricción.

Pero:

$$\sum_1^n f = 1/2 \ ph\lambda Tg\phi \quad (\text{VII.15})$$

donde:

λ : Coeficiente de empuje lateral.

ϕ : Ángulo de reposo natural.

y

$$Q = \gamma hl \quad (\text{VII.16})$$

Sustituyendo se obtiene:

$$pl + ph\lambda Tg\phi = \gamma hl \quad (\text{VII.17})$$

Si se tiene en cuenta que:

$$h = \frac{AH_1}{K_{prom}^{-1}} \quad (\text{VII.18})$$

donde:

K_{prom} : Coeficiente de esponjamiento promedio en la zona de trituración.

AH_1 : Asentamiento de la roca por el techo.

La expresión anterior se obtiene del análisis de la magnitud (K_{prom}) del coeficiente de esponjamiento en la zona triturada del macizo, se reconoce que:

133

$$K_{prom} = \frac{h + AH_1}{h} \quad (VII.19)$$

En los casos en que se produce asentamiento en la parte superior de la zona de desplazamiento (puede ser la superficie) $\Delta H_2 > 0$, esto significa que la zona de influencia del frente de trabajo (excavación) llegó a ella; entonces:

$$K_{prom} = \frac{H + (\Delta H_1 - \Delta H_2)}{H} \quad (VII.20)$$

Debido a que como regla, con el aumento de la altura de esta zona la magnitud del asentamiento (ΔH_2) que se produce en su parte superior va a disminuir, esto conduce a un aumento de K_{prom} , lo cual a su vez va a ocasionar un crecimiento de la reacción de la fortificación (q).

Si se considera, como es lo común, que la fortificación empleada tiene características mecánicas lineales, se puede plantear que:

$$\Delta H_1 = \frac{q}{\xi} \quad (VII.21)$$

donde:

ξ : Rigidez de la fortificación.

Del análisis de las expresiones anteriores se obtiene que:

$$q = \frac{pl\xi(K_{prom} - 1)}{\gamma l - p\lambda Tg\varphi} \quad (VII.22)$$

Del análisis de esta expresión queda claro que cuando $\xi \rightarrow 0$ (fortificación muy flexible), la magnitud de q decrece. Por el contrario cuando se aumenta la rigidez de la fortificación la magnitud de su reacción crece.

A partir de este análisis y de los resultados experimentalmente obtenidos se muestra que para el caso de un macizo de rocas sueltas o macizo mullido tiene lugar un proceso complejo de interacción macizo-fortificación, el cual en principio no se puede explicar desde las concepciones de la teoría de formación de la bóveda.

En rocas fuertes y estratificadas

En macizos estratificados a medida que se aumente el ancho de la excavación crecerá rápidamente el peso de la roca que yace sobre el techo y que actúa sobre la excavación.

La deformación del macizo por el techo, hasta el momento de su destrucción, en el caso más común para este tipo de macizo, se produce en forma de una flexión conjunta de las capas del macizo por el techo del frente de trabajo.

Cuando se alcanza el ancho límite, la destrucción de las capas del techo, tiene lugar en dependencia de la relación que existe entre la potencia

y ancho de cada capa: para relaciones $\frac{h_i}{l_i} < \frac{1}{10}$, se considera que el momento de desarrollo de las grietas se corresponde con el momento en que dicha capa pierde totalmente su capacidad portadora; en tanto para el caso $\frac{h_i}{l_i} > \frac{1}{10}$ en el techo de la excavación se formará un arco triarticulado.

Es conveniente que en este caso se tenga en cuenta que las rocas estratificadas del techo y la fortificación pueden trabajar en diferentes regímenes, siendo los principales los que siguen:

- El techo trabaja semejante a una viga o placa.
- El techo trabaja similar a un arco triarticulado.
- En el techo se forma una zona de roca destruida (triturada).

Las dos primeras opciones que se mencionan serán analizadas posteriormente, por lo que solo se hace referencia a la tercera opción, o sea, cuando se forma una zona de roca fracturada sobre el techo de la excavación.

La formación de zonas destruidas por el techo en este tipo de macizo no es muy frecuente y casi siempre viene condicionada a la existencia de frentes de arranque de relativamente poco ancho.

Para el cálculo de la fortificación se considera el peso total de la roca, contenida en la zona facturación, la cual se limita por los planos de destrucción que inciden en el techo de la excavación con un ángulo δ , el que se denomina ángulo de derrumbe.

La máxima altura (b_{max}) de la zona de derrumbe se determina por la expresión:

$$b_{max} = l / 2Tg\delta \quad (VII.23)$$

La máxima intensidad (q) de la presión sobre el techo será:

$$q = 0,5\gamma_c b_{max} Tg\delta \quad (VII.24)$$

donde:

γ_c : Masa volumétrica promedio de la roca en la zona de destrucción.

Macizos fracturados y fuertes

A partir de trabajos experimentales, tanto en condiciones *in situ* como de laboratorios, se obtiene que generalmente la forma de la zona de macizos destruidos que se forma por el techo es más cercana a un rectángulo o trapecio que a una bóveda, en particular se observa que en la parte inferior de esta zona de macizo fracturado, diversos bloques forman una especie de arco triarticulado (figura VII.6).

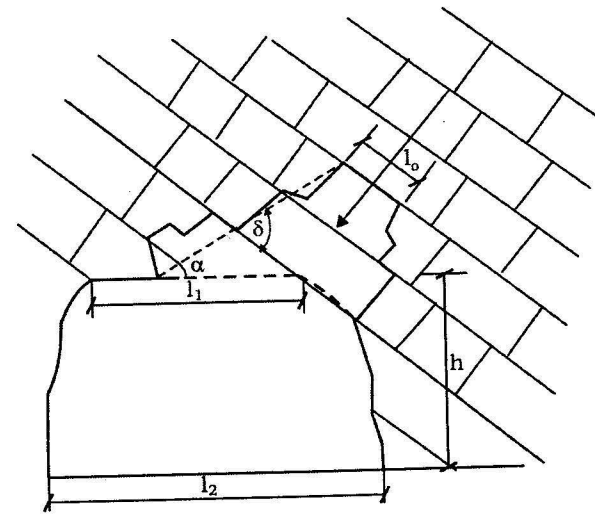


Figura VII.6. Esquema de desarrollo del proceso de destrucción en macizos de rocas fuertes y fracturadas.

136

Las características del proceso de destrucción en el techo de la excavación de un macizo agrietado dependen de muchos factores:

- Características mecánicas del macizo rocoso y su estado.
- Coeficiente de fricción y formas de las superficies de las discontinuidades.
- Ancho de las grietas, su grado y material de relleno.
- Relación entre las dimensiones de los bloques y el ancho del espacio trabajado.
- Orientación de los planos de grietas en relación con el eje vertical de la sección transversal de la excavación.
- Otros muchos.

A partir de los resultados obtenidos por los trabajos de investigación realizados y por la experiencia acumulada se plantean las consideraciones siguientes:

- La zona de fracturación o destrucción en macizos agrietados en su forma más común se asemeja a un trapecio irregular y no a una bóveda.
- La zona de fracturación, de forma general, no es simétrica (ver figura VII.6) con respecto al eje vertical de la sección del frente y se desarrolla en una dirección normal con respecto a las superficies de debilitamiento más importantes que se presentan en el macizo.
- La altura de la zona de fracturación es variable, ella depende no solo del ancho del frente, sino también de su profundidad y del tiempo transcurrido. Esto contradice a lo planteado en la teoría de la bóveda.
- Durante el proceso de destrucción se forma en el techo como una especie de placa discontinua, constituida por varios bloques (o pedazos de roca), que se ligan entre sí por la fuerza de fricción.

La separación de estos bloques del resto del macizo se produce en forma sucesiva (del espacio trabajado hacia arriba). Esto se explica por

el aumento del escurrimiento de las deformaciones por las superficies de contacto, en las cuales la acción de la fuerza de cohesión no es suficiente o incluso es nula.

- Debido a la acción de la carga "la placa" comienza a descender en su sección media, lo cual trae consigo la formación del arco triarticulado.
- Los bloques (o pedazos de rocas) que constituyen cada semiarco se sostienen entre sí gracias a la fuerza de empuje que actúa.
- La destrucción del techo que se produce en macizos fuertes y agrietados se debe a la pérdida de la capacidad portadora del arco triarticulado a causa del desarrollo del escurrimiento de las deformaciones en las zonas de las charnelas.
- La inclinación del plano de destrucción (derrumbe) con respecto al plano de mayor debilitamiento, y también con respecto a la estratificación (para rocas estatificadas agrietadas) depende de las propiedades de las rocas y del macizo y de la relación a_0/L (distancia entre grietas respecto a las dimensiones del frente de trabajo).
- La disminución del ancho de la zona de fracturación desde abajo hacia arriba (o sea, a medida que nos alejamos del techo) se explica por la no coincidencia de los planos de debilitamientos, esto provoca que se compriman entre sí los bloques en los límites de la zona de derrumbe y se forme como una especie de cortinas.

137

El mecanismo de destrucción de los macizos agrietado en el techo de las excavaciones a partir de la experiencia acumulada se puede explicar de la forma siguiente:

La formación del espacio trabajado produce un desplazamiento del sistema de placas discontinuas que conforman el techo. Para estas placas las grietas comienzan a abrirse en las zonas cercanas a los apoyos en su punto medio (figura VII.7). De la experiencia acumulada y estudios realizados se obtiene:

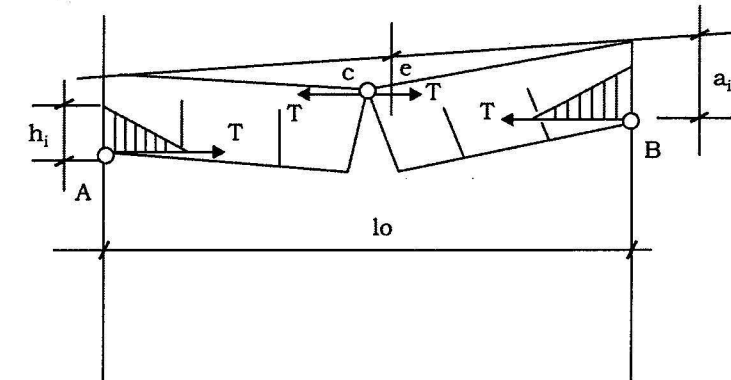


Figura VII.7. Desarrollo del proceso de agrietamiento y formación del arco triarticulado.

Entre los puntos A y B otras grietas no se abren, ya que en el momento que se inicia el descenso de la parte central de esta placa surgen las fuerzas de empuje T como resultado de lo cual se produce una gran fuerza de fricción en las juntas de la grieta.

El desplazamiento de "esta viga" se produce en forma de un giro con relación a los apoyos A y B. De tal forma se obtiene un arco triarticulado el cual se va a ir fracturando hasta que su ancho disminuye hasta una magnitud tal, que adquiera la capacidad portadora necesaria.

Si se toma una distribución triangular de las tensiones actuantes la relación entre el descenso (e) que experimenta la charnela central (C) y el empuje lateral (T) viene dado por la expresión:

$$T = \frac{q_i l_0^2}{8(h_i e)} \quad (\text{VII.25})$$

Como resultado del incremento en las charnelas del proceso de escurrimiento de las deformaciones, el arco con el transcurso del tiempo puede perder su capacidad portadora.

A partir de lo expuesto se puede hallar la magnitud del ancho (L_{lim}) que garantiza en la expresión VII.26 una situación estable de la zona fracturada (ancho límite) por el techo del espacio trabajado:

$$L_{lim} = \xi \left(0,04 \frac{\sigma_c a_i}{n\gamma \cos \alpha} \right)^{1/2} \quad (\text{VII.26})$$

donde:

ξ : Coeficiente de escurrimiento de las deformaciones, se pueden tomar de 0,5 a 0,7

a_i : Distancia entre grietas en una dirección normal al sistema de grietas más débil.

n : Coeficiente de reserva de la capacidad portadora, se puede tomar de 3 a 4.

α : Ángulo de inclinación del sistema grietas más desarrollado o el ángulo de buzamiento de la capas.

Se obtiene que para un ancho promedio (l_{prom}) de la altura de la zona de destrucción (b) será:

$$b = 0,5 (l_{prom} \cos \alpha - l_0) Tg\delta \quad (\text{VII.27})$$

donde:

δ : Ángulo entre la superficie de destrucción y la superficie de buzamiento. Para rocas con $f = 2$ a 6 habitualmente $\delta \approx 60^\circ$ a 75° .

Si se sustituye el valor del ancho (l_0) por el valor límite obtenido anteriormente se obtiene el valor máximo ($b_{m\acute{a}x}$). De la altura de la zona de destrucción:

$$b_{m\acute{a}x} = \left(0,5 l_{prom} \cos \alpha - 0,5 \xi \left(\frac{0,04 \sigma_c a_i}{n\gamma \cos \alpha} \right)^{1/2} \right) Tg\delta \quad (\text{VII.28})$$

El esquema utilizado para este análisis permite explicar en forma satisfactoria el aumento de la altura de la zona destruida con el incremento de la profundidad.

Es conocido que con el crecimiento de la profundidad van a aumentar las tensiones a compresión que actúan en los laterales (zonas de presión reforzada) lo que puede producir la destrucción parcial del macizo y por ende provocar el aumento de la magnitud l_0 y la fracturación del (arco) macizo.

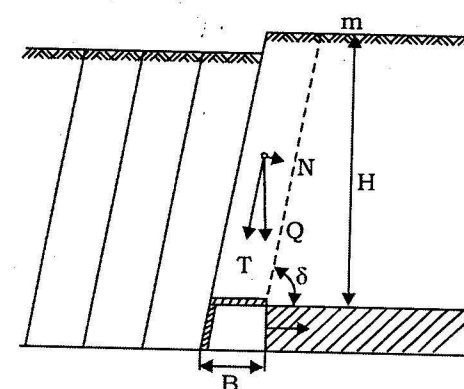
VII.1.2. Hipótesis que parte del criterio de formación de los prismas de deslizamiento

Para el caso en que exista un macizo rocoso débil por encima de la zona que se trabaja, puede ocurrir que durante su arranque se produzca el descenso gradual (escalonado) de sectores de este macizo.

Una de las primeras hipótesis que parte de este criterio fue la formulada por P. Tsimbarevich, orientada para ser empleada en cuerpos minerales de poca y mediana potencia y con yacencia horizontal o poca inclinación.

Para el empleo de esta hipótesis, su autor Tsimbarevich, planteó como condición que el macizo rocoso desde el techo de la zona trabajada hasta la superficie se considere homogéneo.

Según Tsimbarevich, para este caso a medida que se avanza en los trabajos de explotación se produce el descenso de una columna de roca en forma de paralelepípedo, lo que se muestra esquemáticamente a continuación:



El peso (Q) del paralelepípedo será:

$$Q = BH\gamma \quad (\text{VII.29})$$

donde:

B : Ancho del frente.

H : Profundidad de los trabajos.

Sobre la fortificación actuará el peso de la roca del prisma que tiende a deslizarse y a producir su ruptura según la superficies m-n, a estos se oponen la acción de la fuerza de cohesión y la de fricción, cuya acción conjunta Tsimbarevich la representa

Figura VII.8. Esquema de cálculo de Tsimbarevich.

por la acción de un coeficiente dado por $Tg\beta$.

El ángulo de resistencia interna (β) Tsimbarevich y otros investigadores lo introducen en los cálculos y lo representan gráficamente de la forma siguiente (figura VII.9):

A partir de la condición de equilibrio para rocas ligadas, se obtiene:

$$\tau = f_1 N + C \quad (\text{VII.30})$$

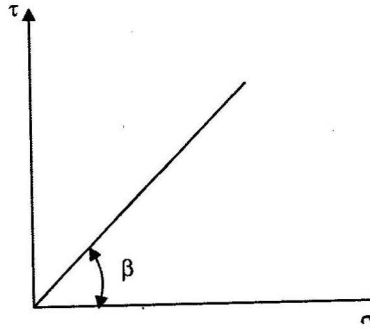
donde:

f_1 : Coeficiente de fricción.

Se plantea que las condiciones en que se cumpla dicha expresión deben tener en cuenta cualquier posición que ocupe el plano de corte que pasa a través del punto analizado. Con la variación de la posición

de este plano, varía la relación $\frac{\tau}{N}$ y el ángulo (β), que determina la posición del vector tensional.

Figura VII.9. Determinación del ángulo de resistencia.



En la figura VII.9 se ve que a medida que el ángulo β se hace mayor, el valor de la tensión al cortante τ que puede soportar dicha roca sin destruirse es mayor. Para cada tipo de roca se tiene un valor de β el cual no se puede sobrepasar sin destruirse la roca.

El valor crítico del ángulo β se denomina ángulo de resistencia interna. Para las rocas sueltas, cuando la cohesión tiende a cero, este ángulo coincide con el ángulo de fricción interna.

De tal forma se puede decir que las fuerzas que tienden a desplazar el prisma hacia abajo se representan por la expresión:

$$T = Q \sin \delta = \gamma B H \sin \delta \quad (\text{VII.31})$$

y las fuerzas que se oponen al descenso del prisma;

$$F = N \tan \beta = \gamma B H \cos \delta \tan \beta \quad (\text{VII.32})$$

La condición límite de equilibrio será:

$$F = T$$

o sea:

$$\gamma B H \cos \delta \tan \beta = \gamma B H \sin \delta \quad (\text{VII.33})$$

De donde se obtiene que:

$$\tan \beta = \tan \delta \quad (\text{VII.34})$$

Lo que significa que para que haya deslizamiento el ángulo de incidencia de las capas de descenso (δ) debe ser mayor que el ángulo de resistencia interna (β) del macizo rocoso que se analiza.

En caso en que haya fortificación, la resistencia (R) que ella debe ofrecer, se puede calcular a partir de la expresión:

$$R \sin \delta + \gamma B H \cos \delta \tan \beta = \gamma B H \sin \delta \quad (\text{VII.35})$$

por lo que:

$$R = \gamma B H (1 - \cot \delta \tan \beta) \quad (\text{VII.36})$$

Este planteamiento de Tsimbirevich sobre los prismas deslizantes, introduce una serie de errores significativos al idealizar el proceso y no considerar una serie de factores que intervienen en él.

A continuación se ofrece una descripción del proceso de deformación y destrucción del macizo que ocurre por el techo, a partir del concepto de los sectores que se deslizan durante los trabajos de arranque en los frentes dado por I. Tolbstunov y A. Borisov y otros autores.

Durante el avance del frente, por delante de él comienzan a aparecer grietas desde un sector resistente del macizo, o incluso desde la superficie, si los trabajos se realizan a una pequeña profundidad y las condiciones son propicias para ello.

A medida que el frente se va acercando, estas grietas se abren y profundizan alcanzando la zona del techo por sobre el frente de arranque. Como norma estas grietas no son verticales, ni paralelas entre sí. En la mayoría de los casos estas grietas varían su ángulo de inclinación; inicialmente cercano a la superficie forman un ángulo de 80 a 85° respecto al horizonte, posteriormente su curvatura crece y en las inmediaciones del techo del frente las grietas alcanzan un ángulo de 70 a 75° con respecto al horizonte. Estas grietas son las que definen la conformación y forma de los "prismas de deslizamiento".

El desarrollo del agrietamiento y su forma muestran que la causa de su surgimiento es la deformación a flexión que sufren las rocas suspendidas sobre el frente de arranque y parcialmente situadas por delante de la zona de trabajo (esta situación demuestra la deformación a compresión que sufre la zona del techo).

El ancho de los prismas de deslizamiento (dado por la densidad del agrietamiento) puede variar en dependencia de la distancia entre los elementos de la fortificación mecanizada, hasta la magnitud máxima que alcanza el frente de trabajo (o sea, a partir de este criterio se puede dirigir la formación, forma de actuación y características de los prismas de deslizamiento).

El deslizamiento de los prismas se inicia sobre el frente de arranque y continúa sobre el espacio trabajado hasta que se alcanza un nuevo estado de equilibrio.

De tal forma un macizo es considerado cuasi homogéneo y constituido por rocas débiles, se puede considerar inicialmente, antes de iniciarse los trabajos de arranque como un medio continuo (cuasicontinuo). Posteriormente, en el transcurso de los trabajos de arranque durante el continuo avance del frente, él se transforma en un medio dividido con una determinada regularidad. Esta situación impide emplear para

la determinación de la presión actuante en las condiciones dadas, los métodos de los medios continuos.

En tanto que la teoría de bóveda, para el caso de las rocas sueltas, solo podría ser empleada para la etapa inicial del análisis, o sea, para una determinación preliminar de las dimensiones del primer sector fracturado.

Un esquema de cálculo simplificado para determinar las reacciones límites de la fortificación y considerando (como se planteó inicialmente) que los ángulos de buzamiento de las grietas están cerca de 85° se muestra en la figura VII.10.

La mayor carga sobre la fortificación se debe producir, para el caso en que la distancia entre grietas (l_a) alcance el ancho del espacio trabajado sin sostenimiento (l_f); o sea, cuando $l_a \approx l_f$. Para los casos en que $l_a > l_f$ se tendrá qué parte del sector que se desliza se apoyará en la roca fracturada del techo directo.

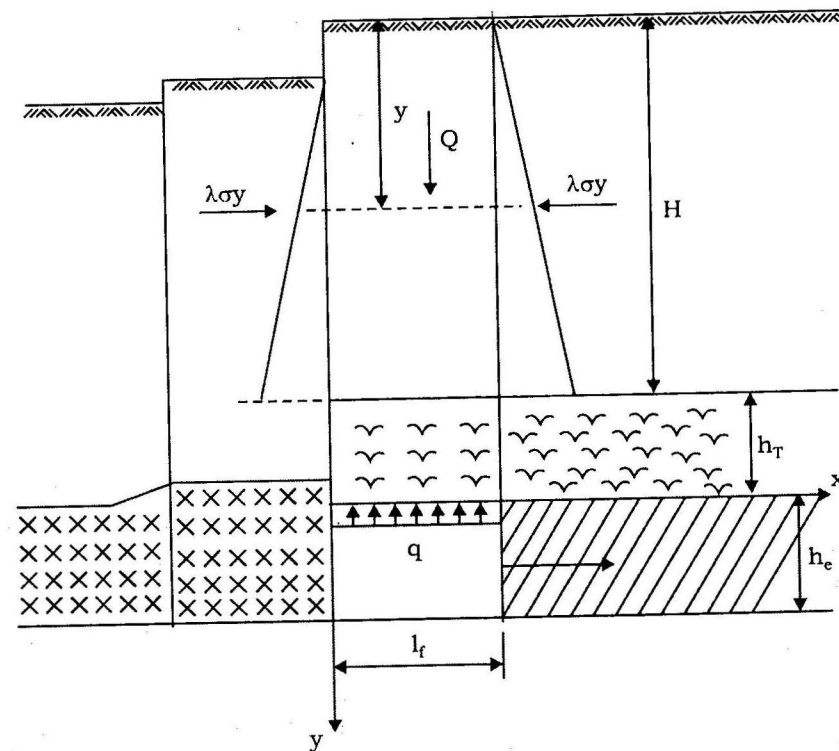


Figura VII.10. Esquema de cálculo de Tolbstunov.

Para la sección y, se obtiene que la reacción de la fortificación (q) en el estado límite, deba ser:

$$q = Q - 2 \sum_0^y f \quad (\text{VII.37})$$

La magnitud de la fuerza de fricción (f) en la sección y será:

$$f = \sigma_x T g \varphi = \lambda \sigma_y T g \varphi \quad (\text{VII.38})$$

Pero se conoce que:

$$\sigma_y = \frac{q}{l_f} \quad (\text{VII.39})$$

donde:

l_f : Ancho máximo del frente de trabajo.

y

$$\sum_0^y f_i = q \frac{y}{2l_f} \lambda T g \varphi \quad (\text{VII.40})$$

$$Q = \gamma_{prom} l_f y \quad (\text{VII.41})$$

Sustituyendo los valores de VII.40 y VII.41 en la expresión inicial VII.37 se obtiene:

$$q = \gamma_{prom} l_f y - \frac{q y}{l_f} \lambda T g \varphi \quad (\text{VII.42})$$

por lo que:

$$q = \frac{\gamma_{prom} l_f y}{1 + \frac{y}{l_f} \lambda T g \varphi} \quad (\text{VII.43})$$

El desplazamiento del prisma, como un cuerpo único, conduce a la formación de cargas externas, las cuales vienen dadas por la parte superior del cuerpo que se desliza, separado por las grietas abiertas.

La profundidad de las grietas abiertas (s), según los datos de la práctica puede alcanzar el valor $S = 3 + h_e$.

donde:

h_e : Altura del frente de arranque.

Para el caso de poca magnitud de la relación $\frac{S}{H}$ y haciendo $y = H$ se obtiene, teniendo en cuenta el ángulo δ de inclinación de la grieta con respecto al horizonte, que:

$$q = \frac{\gamma_{prom} l_f^2 H}{l_f + H \lambda T g \varphi} \text{sen} \delta \quad (\text{VII.44})$$

Además, en este análisis se debe tener en cuenta la afectación que sobre este prisma produce el que lo precedió y que en el momento del cálculo actual se encuentra sobre el espacio trabajado.

Por ello, para calcular la carga real que puede actuar sobre el frente de trabajo (P_r) se puede considerar una carga adicional que se estima en $0,5 q$, por lo que:

$$P_r = 0,5 q + q \quad (\text{VII.45})$$

y

$$P_r = 1,5 \frac{\gamma_{prom} l_f^2 H}{l_f + H \lambda T g \phi} \text{sen} \delta \quad (\text{VII.46})$$

Además, según el esquema de cálculo supuesto, se ve que la fortificación (sostenimiento) va a estar cargada por el peso del techo directo (P_r); que se puede estimar por:

$$P_r = \gamma_r h_r l_f \quad (\text{VII.47})$$

donde:

h_r : Potencia del techo directo, que se puede separar del resto del macizo.

Si se considera que la distancia entre elementos de la fortificación es a_0 , se puede obtener, por la expresión siguiente la carga máxima (P_{max}) que sobre ella puede actuar:

$$P_{max} = a_0 (1,5 \frac{\gamma_{prom} l_f^2 H}{l_f + H \lambda T g \phi} \text{sen} \delta + \gamma_r h_r l_f) \quad (\text{VII.48})$$

144

La experiencia demuestra que para macizos constituidos por rocas débiles (como es el caso que se analiza) la potencia del techo directo h_r es pequeña en relación con H y por ende el término $\gamma_r h_r l_f$ se puede despreciar.

El campo de empleo de estas hipótesis, basadas en la concepción de formación y desarrollo de los prismas deslizantes, se limita a macizos homogéneos (cuasi homogéneos) constituidos por rocas poco ligadas y explotación de cuerpos minerales horizontales o de poca inclinación.

Su uso es factible también cuando exista en el techo del frente de trabajo en zonas de rocas trituradas algunas inclusiones de rocas fuertes.

Para macizos constituidos por rocas fuertes estas hipótesis no se deben emplear.

VII.1.3. Hipótesis de la viga

La esencia de estas hipótesis consiste en lo siguiente: a priori se acepta que en frentes de arranque lo suficientemente largos el techo (techo directo y básico) constituido por rocas fuertes se deforma y destruye en forma similar a una viga en consola.

Esta teoría fue por primera vez publicada en 1867 por Schulz; posteriormente gran cantidad de investigadores de diferentes países (T. Friend, A. Eckard, D. Phillips, V. Slesarev, G. Kusnesov y otros) le han dado diferentes interpretaciones y soluciones pero siempre partiendo del mismo concepto.

A continuación se analiza la hipótesis de Slesarev que planteó que el método basado en la teoría de la viga es un método ingenieril de cálculo, además, él fue el primero que planteó que la cuestión relativa al límite factible de techo desnudo es una tarea volumétrica y no plana, similar al de una placa libremente apoyada o empotrada por su perímetro.

Slesarev parte del principio de sustituir el cálculo de la placa (techo desnudo) por el de una viga equivalente. Para la solución de esta tarea se plantea que la placa y la viga serán equivalentes en relación con los campos tenso-deformacionales, en las secciones más peligrosas, si sus radios hidráulicos son iguales (como es lógico para igualdad de materiales y demás condiciones).

Por radio hidráulico (R_h) él plantea la relación entre el área desnuda de techo con respecto a su perímetro. Esta interpretación tiene su lógica, ya que la relación entre el área desnuda y su perímetro indica que parte del peso actúa por unidad de perímetro. Es natural, que para idénticas condiciones, el techo será más estable a medida que menor sea la carga unitaria.

El ancho equivalente (l_e) se define por:

$$l_e = 2R_h = \frac{2S}{P} \quad (\text{VII.49})$$

donde:

S : Área desnuda de techo, m^2 .

P : Perímetro del techo desnudo, m .

Para el caso de una excavación con el techo rectangular empotrado por su contorno se obtiene:

$$l_e = \frac{ab}{a+b} \quad (\text{VII.50})$$

Si se designa la relación $\frac{a}{b}$ por n , se obtiene:

$$l_e = b \frac{n}{n+1} \quad (\text{VII.51})$$

De tal manera se plantea por Slesarev resolver, en lugar de una tarea volumétrica sobre el estado del techo de una excavación de largo a y ancho b , una ficticia para una excavación de ancho l_e .

Para el cálculo de la viga, empleada con relación a las condiciones de trabajo del techo de la excavación, Slesarev propuso una forma aproximada para obtener en forma gráfica la curva de presiones, la que es utilizada en la estática para el cálculo de bóvedas.

Para la evaluación cuantitativa de los estados límites del techo desnudo Slesarev elaboró un método aproximado de cálculo basado en criterios de la mecánica de construcción, tales como: el método de la curva de presión, la teoría de la compresión excéntrica y el método de evaluación de la profundidad de las grietas (figura VII.11).

145

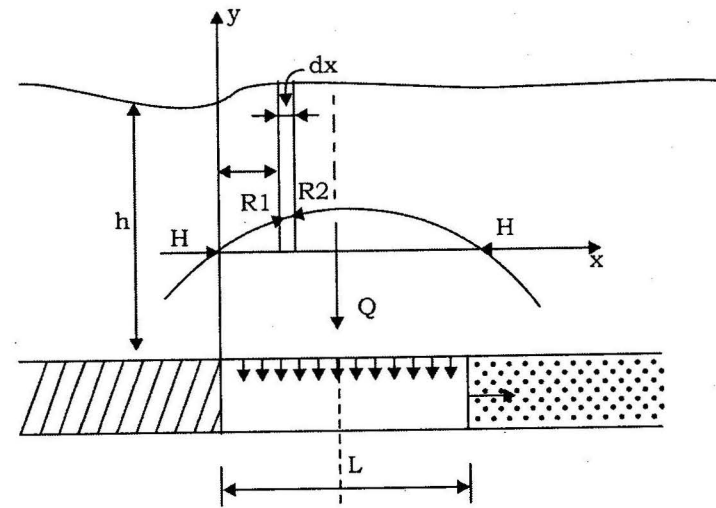


Figura VII.11. Esquema de cálculo de Slesarev.

Para la curva de presión obtenida gráficamente se da la expresión siguiente:

$$\frac{\gamma^2 y}{\gamma x^2} = -\frac{\gamma h}{F} \quad (\text{VII.52})$$

donde:

h : Potencia de la capa de roca.

F : Proyección de las fuerzas y sobre el eje x .

A partir de la expresión dada para la curva por Slesarev se estudian diferentes casos, de los cuales se analizan a continuación dos de ellos:

- a) Para el caso de una viga libremente apoyada y sometida a la acción de una carga uniformemente distribuida:

$$y = \frac{\gamma h}{2R_c} (l_x - x^2) \quad (\text{VII.53})$$

- b) Para el caso de una viga empotrada y sometida a la acción de una carga uniformemente distribuida:

$$y = \frac{\gamma}{2R_c} (l_x - x^2) - \frac{\gamma l^2}{12R_c} \quad (\text{VII.54})$$

donde:

R_c : Límite de resistencia de la roca al corte.

l : Ancho de la excavación.

A partir de esto Slesarev examina tres situaciones diferentes para el techo de la excavación a los que él denominó límites.

El primer estado límite: Él lo caracteriza por el hecho de que en la sección peligrosa, en los extremos de la viga, las tensiones a tracción

deben ser nulas. Esta situación él la evalúa según un primer ancho límite; el cual determina con el empleo de los planteamientos de la teoría de las fuerzas excéntricas a compresión. Las expresiones de cálculo se ofrecen a continuación:

- a) Para una viga libremente apoyada:

$$L_1 = \sqrt{\frac{4 R_c h}{3 \gamma}} \quad (\text{VII.55})$$

- b) Para una viga empotrada:

$$L_1 = \sqrt{\frac{2 R_c h}{\gamma}} \quad (\text{VII.56})$$

Si se comparan estas expresiones de Slesarev con las planteadas por la Mecánica de Construcción se ve que la única diferencia es que en las fórmulas de la Mecánica de Construcción en lugar de R_c aparece R_f (resistencia a la flexión). De igual forma sucede en los restantes casos. Esto en la peor situación produce un mayor coeficiente de seguridad, pues en las rocas fuertes (campo de aplicación de esta hipótesis) la resistencia al corte de las rocas es menor que a la flexión.

El segundo estado límite: Él mismo lo caracteriza por el momento en que en las rocas del techo se produce la mayor deformación (máxima flexión) sin la destrucción de su continuidad. En este estado límite Slesarev diferencia una segunda etapa, que es cuando aparecen las primeras grietas en las secciones más peligrosas (cuando las tensiones a tracción en la sección peligrosa, tienden al límite de la resistencia de las rocas al corte).

Las expresiones de cálculo para este segundo estado límite Slesarev las da diferenciadas para ambas etapas:

- a) Para el caso de una viga libremente apoyada y sometida a la acción de una carga uniformemente distribuida:

$$L_{2,1} = \sqrt{\frac{2 R_c h}{\gamma}} \quad (\text{VII.57})$$

$$L_{2,2} = \sqrt{\frac{8 R_c h}{3 \gamma}} \quad (\text{VII.58})$$

- b) Para el caso de una viga empotrada y sometida a la acción de una carga uniformemente distribuida:

$$L_{2,1} = \sqrt{\frac{3 R_c h}{\gamma}} \quad (\text{VII.59})$$

$$L_{2,2} = 2 \sqrt{\frac{R_c h}{\gamma}} \quad (\text{VII.60})$$

El tercer estado límite: Caracteriza la propagación de las grietas por todo el techo de la excavación hasta el momento de su destrucción.

En este caso las expresiones de cálculo son:

a) Para una viga libremente apoyada:

$$L_3 = 2\sqrt{\frac{R_c h}{\gamma}} \quad (\text{VII.61})$$

b) Para una viga apoyada:

$$L_3 = 2,44\sqrt{\frac{R_c h}{\gamma}} \quad (\text{VII.62})$$

Para el tercer estado límite se considera que la longitud de las grietas S alcanzan toda la potencia del techo h ; o sea, $S = h$.

La magnitud máxima de la presión actuante sobre 1 m de techo se puede determinar por la expresión:

$$P_{\max} = \frac{3}{2} y_{\max} l \gamma \quad (\text{VII.63})$$

148

Aquí el valor de l se toma en dependencia del criterio de cálculo que se utilice.

Con respecto al valor de $y_{\max}$ se obtiene a partir de la ecuación de la curva de presión que se tome como base; en la práctica se utilizan las ecuaciones dadas por las expresiones antes vistas o en forma general la expresión de una parábola:

$$y_{\max} = \frac{l^2}{4hTg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}\right)} \quad (\text{VII.64})$$

Las expresiones de cálculo vistas para los anchos límites y la presión, solo pueden emplearse para cálculos aproximados, en los casos en que el macizo rocoso, sobre el frente de trabajo esté constituido por rocas fuertes o medianamente fuertes y poco agrietadas (o sea, caso de un macizo rocoso que se puede considerar como un medio cuasi continuo).

En muchas ocasiones el macizo rocoso se presenta constituido por un complejo de diferentes tipos de rocas. En estos casos para la determinación de la carga actuante se propone el concepto de "excavaciones deslizantes"; lo que consiste en ir analizando la carga que ejerce cada capa sobre la que está por debajo de ella; iniciándose el análisis, en orden descendente, desde la capa superior a la que constituye el techo directo del frente de arranque.

La presión que ejerce cada sector o capa superior del macizo (para un ancho dado de frente de arranque) sobre el sector o capa de macizo situado debajo de él, se puede calcular mediante el aumento de peso volumétrico del sector inferior.

El peso volumétrico aumentado del sector o capa del macizo inferior, se denomina peso volumétrico referido (γ_R) y se puede calcular por la expresión:

$$\lambda_R = \frac{P_{i-1} + \gamma_i h_i}{h_i} \quad (\text{VII.65})$$

donde:

P_{i-1} : Presión que ejerce el sector o capa superior.

γ_i : Peso volumétrico del sector o capa del macizo base (inferior).

i : Orden descendente de los diferentes sectores.

h_i : Potencia del sector o capa base (inferior).

Para determinar la presión promedio que se produce en cada sector o capa de macizo rocoso se pueden usar las expresiones siguientes:

a) Para el caso de un techo que se comporte igual a una viga libremente apoyada:

$$P_{iprom} = \gamma_R i h_i - \frac{4}{3} R_{c-i} \frac{h_i^2}{l_i^2} \quad (\text{VII.66})$$

b) Para el caso de un techo que se comporte igual a una viga empotrada:

$$P_{iprom} = \gamma_R i h_i - 2 R_{c-i} \frac{h_i^2}{l_i^2} \quad (\text{VII.67})$$

Para el cálculo de la presión máxima se propone la expresión:

$$P_{imáx} = 1,5 P_{iprom} \quad (\text{VII.68})$$

De tal forma el cálculo se puede llevar hasta el techo del frente de trabajo o excavación de explotación, lo que permite determinar el cálculo de la carga que actúa sobre la fortificación u otro medio de sostenimiento.

El método analizado no está exento de una serie de deficiencias, tales como:

- No se puede aceptar el criterio de que los anchos de las excavaciones son constantes, como queda demostrado por los trabajos experimentales.
- En los cálculos de los anchos límites no se tienen en cuenta las tensiones verticales a compresión, las cuales en determinadas condiciones disminuyen significativamente los límites estables de techo denudado.
- No se tiene en cuenta las características de la fortificación o medio de sostenimiento empleado.

En esta concepción de cálculo, actualmente, se sigue trabajando por numerosos investigadores. En particular se han llegado a algunas conclusiones sobre el comportamiento que presentan un grupo de "vigas" (sectores o capas de roca fuerte o medianamente fuerte), que al deformarse o fracturarse forma como un sistema de bloques articulados.

149

VII.1.4. Hipótesis basada en considerar el macizo rocoso como un medio elasto-plástico

Estas hipótesis se fundamentan en los trabajos de Fenner-Labass, según los cuales alrededor de una excavación se sección circular se forman tres zonas (figura VII.12).

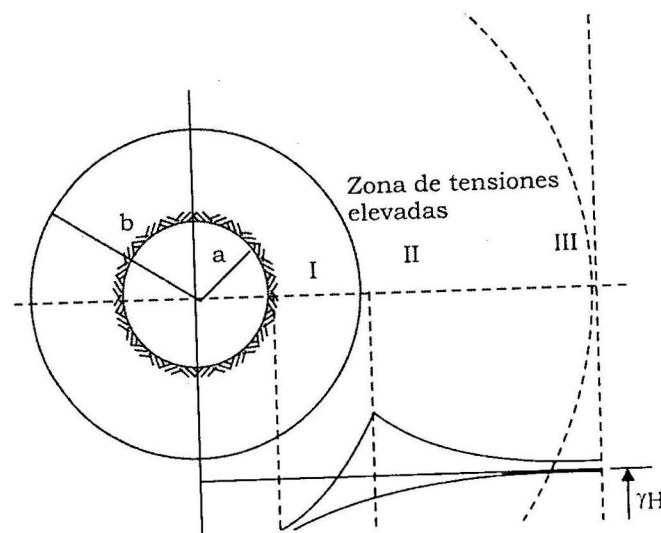


Figura VII.12. Esquema de desarrollo de las zonas tenso-deformacionales alrededor de una excavación de explotación.

Zona I: De tensiones disminuidas, donde el macizo está debilitado y muy deformado. Aquí las tensiones σ_0 y σ_R son pequeñas.

Zona II: Denominado de tensiones elevadas. Aquí la diferencia entre las tensiones principales σ_0 y σ_R alcanza un máximo y por ende puede producirse la ruptura del macizo.

Zona III: Aquí las tensiones disminuyen y no producen la destrucción del macizo. En esta zona se pueden producir significativas deformaciones plásticas de las rocas. Esta zona se limita por la superficie de influencia (S_i), la cual establece el límite de la zona de influencia en el macizo producida por la excavación de explotación.

Se considera, según esta teoría que por delante del frente de trabajo se produce una zona debilitada (por el techo de la excavación) lo cual se debe a la flexión que sufre el macizo por el techo, y que a medida que el frente avanza este proceso se va desarrollando.

Se plantea, además, que este proceso no depende de la profundidad y que las grietas pueden propagarse hasta la superficie.

Se define a esta zona, para los frentes de arranque, como una superficie que surge en cada momento y que condiciona la forma y el desarrollo del agrietamiento en el macizo.

La flexión en las rocas de mayor rigidez es menor que en las rocas más flexibles y por ende tales rocas pueden recibir sobre si el peso de las rocas más flexibles, esto en algunos casos puede conducir a que se forme sobre el frente de trabajo una zona de descenso cuya magnitud puede alcanzar varios centímetros.

Además, al pasar las rocas de una zona de altas tensiones a una de tensiones disminuidas (zona I), se produce un aumento de volumen en el macizo rocoso, lo que parcial o totalmente, puede compensar la zona de descenso.

Se plantea que la presión de empuje, que actúa por delante y por detrás del frente, se produce por la acción de los sectores o capas del macizo que actúan como vigas en consola.

Según Labass, cada elemento de la fortificación en la zona del frente recibe una carga causada por la acción de tres factores: a) peso de la roca, b) presión provocada por el aumento de volumen de la roca techo y c) por la reacción de la zona del techo (básico) no fracturado o deformado (presión de empuje).

A partir de esto, se puede decir que la carga que actúa sobre un elemento de fortificación, se puede determinar por la expresión:

$$P = l' e \gamma \cos \alpha + f_0 l' \frac{ah}{6} \gamma \cos \alpha + f_0 l' \frac{a}{2} P_0 \quad (\text{VII.69})$$

donde:

l : Distancia entre filas de apoyos o elementos de la fortificación.

l' : Distancia entre apoyos de una misma fila.

e : Potencia de la zona triturada o fracturada del techo (techo directo).

γ : Densidad de la roca.

α : Ángulo de buzamiento.

f_0 : Coeficiente que define que parte de la presión de empuje actúa en el frente sobre la fortificación.

P_0 : Presión causada por el aumento de volumen de las rocas. Se considera que actúa perpendicular al plano de buzamiento.

a : Longitud máxima de la zona de acción de la presión de empuje.

h : Altura máxima de la zona de acción de la presión de empuje.

Del análisis de la expresión anterior se ve que el primer término representa la presión causada por el peso de la roca, el segundo término está dado por la acción de la presión de empuje sobre la fortificación, en tanto que el tercer término define la presión causada por el aumento de volumen que sufre el macizo.

La magnitud P_0 en muchos casos se puede considerar pequeña en comparación con los valores que se obtienen de los otros dos términos y por ende este factor se puede despreciar.

Con respecto a la acción de la presión de empuje, se plantea que en ella en parte se transmite al sector del macizo aún no trabajado (por delante del frente) y en parte a la fortificación (ver figura VII.13), estando limitado el sector en que actúa aproximadamente por un área triangular.

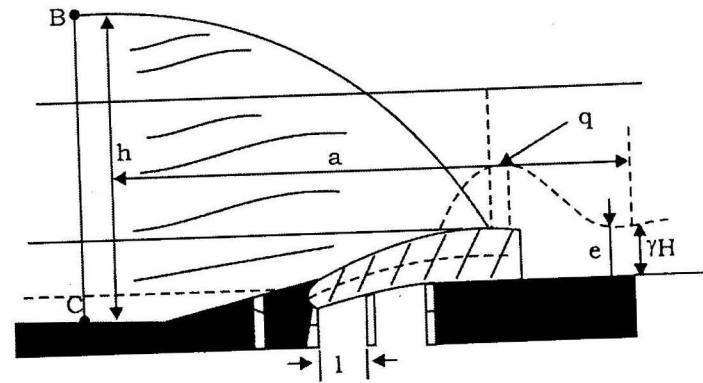


Figura VII.13. Esquema de cálculo de Labass.

A esta concepción de cálculo de la presión minera en los frentes de arranque desarrollada por Fenner-Labass y otros investigadores se le señalan críticas y deficiencias, entre las cuales las principales son:

- En las propuestas de cálculo dadas existen varias incógnitas (f_0 , P_0 y otros) que son difíciles de precisar, los resultados obtenidos con su empleo en muchos casos no coinciden con la realidad.
- Se plantea un esquema único de análisis y de cálculo que no tiene en cuenta la variación de las características del macizo rocoso, ni la interacción macizo-excavación y tipo de fortificación empleado.
- Se analizan algunos procesos de deformación y destrucción del macizo a escalas que en ocasiones no se corresponden a la de los frentes de arranque. Igual sucede con las características de aparición y manifestación de la presión minera.
- La distribución de las tensiones en los frentes de arranque es asimétrica, por lo que el hecho de considerarlas con una determinada simetría es un caso particular.

VII.1.5. Criterios de cálculo que se basan en considerar el macizo rocoso como un medio discreto

Conjuntamente con las hipótesis de presión minera vistas, que parten de considerar al macizo rocoso como un medio continuo, existen diferentes esquemas simplificados de cálculo (métodos ingenieriles) de las cargas actuantes que parten del criterio de considerar al macizo como un medio discontinuo (Goodman, Burman, Cundall y otros).

Estos criterios parten de considerar al macizo rocoso como un medio fraccionado y en muchos casos el cálculo se hace a partir de valoraciones estadísticas, que tienen en cuenta los bloques, prismas y/o sectores separados del macizo y que actúan sobre el techo de los espacios trabajados, mediante el análisis de la dinámica de bloques.

En este caso el macizo (medio discreto) se representa en forma de un conjunto de partes independientes, cada una de las cuales posee todas las propiedades del macizo. Para un medio como este la fuerza de cohesión, entre las partes componentes (bloques), es nula o muy pequeña por lo que se puede despreciar. A causa de esto en los medios discretos no actúan esfuerzos a tracción, lo que radicalmente los diferencia de cualquier medio continuo.

Los medios discretos, al igual que los continuos, son capaces de recibir la acción de tensiones a compresión, y por las características de transmisión de estos esfuerzos de una parte (bloque) a otra se pueden clasificar en: con empuje y sin empuje.

En el primer caso, cada una de las partes componentes (bloques) se comporta en el interior del macizo como una cuña, debido a lo cual durante la acción de una carga vertical externa en el interior del macizo surgen esfuerzos horizontales.

En el segundo caso, el empuje en el macizo no se produce, debido a lo que cada parte componente (bloque) transmite a la situada por debajo, solamente esfuerzos verticales.

VII.2. Manifestación de la presión en frentes con yacencia abrupta

El aumento del ángulo de buzamiento de los cuerpos minerales produce una serie de diferencias significativas en el cuadro cualitativo y cuantitativo del proceso de aparición y manifestación de la presión minera en las excavaciones de explotación.

En este caso el peso de la roca que yace sobre el techo del frente se descompone en una fuerza que actúa normal (al techo del cuerpo mineral), a veces llamada transversal y en otra que actúa según su dirección (denominada longitudinal).

Esta situación produce una asimetría en el estado tensional del sector del macizo que se analiza y las deformaciones que se manifiestan, ocasionando esto una gran influencia en el proceso de deformación-destrucción del macizo, en particular para inclinaciones superiores a los 30 grados.

Las particularidades en el estado tensional del macizo sobre el techo de un cuerpo mineral abrupto y las características del proceso de deformación-destrucción que ocurre, es posible examinarlo con el ejemplo de una viga situada con igual inclinación (α), respecto a la horizontal y sometida a la acción de su propio peso.

La componente normal P_R será:

$$P_R = \frac{P_0}{\cos \alpha} \quad (\text{VII.70})$$

donde:

P_0 : Carga que actúa en el caso de una disposición horizontal de la viga.

Del análisis del proceso se obtiene que cuando $\alpha > 0$, a medida que su valor aumenta, la carga que produce la flexión (magnitud de P_n) va a ir disminuyendo, pero esto en ningún modo significa que el trabajo de la viga (macizo por el techo) se haga más fácil, ya que en tal caso aumentará el valor de la componente longitudinal, la que ejerce una significativa influencia en el proceso de deformación-destrucción del macizo por el techo y también en el desplazamiento de la roca destruida y el mineral.

Una viga sobre dos apoyos, con un ángulo de inclinación respecto a la horizontal (α) y sometida a la acción de su propio peso experimenta flexión y esfuerzos a tracción-compresión. La magnitud de las tensiones (σ) que se producen en cualquiera de sus secciones, en forma general, se puede determinar por la expresión:

$$\sigma = \frac{3\gamma l}{h} \left(\frac{l}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right) \cos \alpha + \gamma \frac{(2x-l)}{2} \sin \alpha \quad (\text{VII.71})$$

donde:

γ : Peso volumétrico de la viga.

l : Longitud de la viga por el buzamiento.

h : Espesor de la viga.

x : Distancia desde la parte inferior de la viga a la sección examinada.

De la expresión anterior queda claro, que en la parte inferior de la viga prevalecen las tensiones a compresión, en tanto que en la superior las de tracción. A medida que crece el ángulo α , esta situación se hace más aguda; o sea, aumentan más las fuerzas a tracción en la parte superior de la viga.

Teniendo en cuenta que en rocas fuertes y de mediana fortaleza $\sigma_c \gg \sigma_t$, se infiere que el sector más peligroso de la viga es el superior, o sea, cuando $x \rightarrow l$.

La magnitud de las tensiones en el sector más peligroso se puede determinar por la expresión:

$$\sigma_t = \frac{\gamma l^2}{2h} \cos \alpha + \frac{\gamma l}{2} \sin \alpha \quad (\text{VII.72})$$

Si en las vigas se desarrollan grietas y estas se manifiestan en una dirección normal a su eje, entonces cuando su desarrollo alcanza un valor crítico, esto puede afectar la capacidad portadora de la viga, lo que puede provocar que se divida en dos partes.

La distancia (l_0) desde la parte inferior de la viga, al sector de agrietamiento abierto (lugar donde se produce el mayor descenso del techo o de la fortificación) se puede determinar por la expresión:

$$l_0 = \frac{l}{2} \left(1 + \frac{h}{l} \text{Tg} \alpha \right) \quad (\text{VII.73})$$

A medida que se aumenta la inclinación de la viga (valor de α), hasta que se alcanza un valor de $\text{Tg} \alpha = \frac{l}{h}$, el lugar del máximo asentamiento se irá acercando al extremo superior.

VII.2.1. Particularidades en el proceso de deformación-destrucción en frentes con yacencia abrupta

A medida que el frente avanza y se aleja del último sector sostenido el área de macizo desnudo y por ende de deformación acumulada crece en gran medida, similar a como se produce en el caso de cuerpos con yacencia horizontal y poco inclinado, pero aquí debido a la acción de la componente longitudinal de las tensiones se puede producir una primera destrucción del macizo en la parte superior del techo y solo es afectada parcialmente la parte inferior.

Debido a que gran parte de la parte inferior de techo desnudo situado sobre la excavación no se destruye y que la roca destruida se desplaza hacia la parte inferior de la excavación, esta se esponja y rellena el espacio abierto disminuyéndose el techo desnudo del frente por el rumbo (ver figura VII.14).

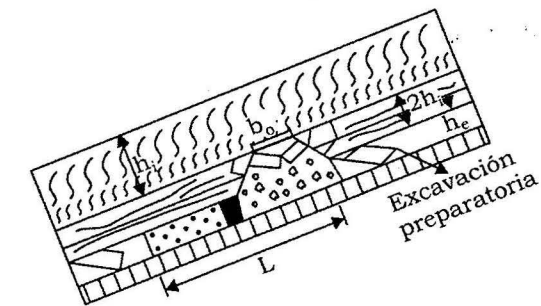


Figura VII.14. Particularidades del proceso de deformación-destrucción en frentes de trabajos abruptos.

Esta primera destrucción del macizo por el techo, que afecta particularmente a la parte superior, se produce gradualmente y tiene aproximadamente una forma de elipse, aquí igual que en el caso de yacencia horizontal o poca inclinación, a medida que el techo se deforma-destruye, su ancho va a ir disminuyendo de abajo hacia arriba.

Cuando se estabiliza el régimen de trabajo del techo del frente, esto se caracteriza por el traslado de parte de la roca destruida a la parte

inferior del espacio trabajado, en tanto que la fortificación se va a ir desplazando en dirección de abajo hacia arriba. Esto provoca que los posteriores derrumbes del macizo por el techo de la excavación se localicen preponderantemente en la parte superior del frente de trabajo.

El coeficiente de esponjamiento de la roca es variable, según el frente, observándose un valor mayor de él en la parte inferior del frente. Como valor orientativo se puede tomar $K_e = 1,5$.

A partir del análisis del proceso de deformación-destrucción de las rocas del macizo por el techo, en los frentes de trabajo abrupto se llega a la conclusión de que para su estudio no se pueden usar criterios que partan de estimar que la deformación ocurre en el plano.

Las principales particularidades del fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera en los frentes de arranque abruptos durante el proceso de explotación son los siguientes:

- A medida que aumenta la inclinación de los cuerpos minerales (y por ende del frente de trabajo) va a ir creciendo la componente longitudinal del peso de la roca, lo que trae consigo variaciones significativas en el campo tensional.
- El desplazamiento de la roca derrumbada a la parte inferior del espacio de trabajo y la disminución de la luz de derrumbe trae consigo que el área de techo desnudo, en general, según el buzamiento disminuya significativamente en comparación con la longitud del frente. O sea, este criterio puede ser utilizado como un método de control (dirección) de la presión en los casos en que los trabajos se realizan a una suficiente profundidad, ya que el proceso de destrucción del macizo por el techo puede detenerse al alcanzarse una longitud de desnudamiento del techo que sea menor que el límite permisible (b_0). En la mayoría de los casos esto sucede al alcanzarse el techo básico o a un sector del macizo que sirve de puente.
- La magnitud del coeficiente de esponjamiento en estos casos varía en grandes límites a lo largo del frente, desde la excavación de acarreo a la de ventilación, lo cual no se produce durante los trabajos en frentes horizontales o poco inclinados.
- Para condiciones geomecánicas y parámetros de explotación iguales, las condiciones del sector que se forma en el techo serán más favorables en frentes abruptos que en el caso de frentes horizontales o poco inclinados.

Para el trabajo en cuerpos abruptos, cuando se realiza el derrumbe total del techo y el avance es ascendente, un sostenimiento seguro y confiable de la excavación de ventilación solo se logra con total autotrelleno del frente de trabajo.

Sin embargo, debido al movimiento de la roca derrumbada hacia la parte inferior del frente, la potencia mínima que se requiere para garantizar el relleno en la zona de la excavación de ventilación y su pilar es mucho mayor que en el caso de un frente de trabajo con poca inclinación.

Esta potencia mínima ($(\sum_1^n h_i)$), puede ser aproximadamente calculada por la expresión:

$$\sum_1^n h_i = 0,7b_e - \sqrt{0,5b_1 \frac{1,43h_e}{K_e - 1}} \quad (\text{VII.74})$$

En el caso que el avance se haga en forma inversa (en descenso), cuando ya no se hace necesario el sostenimiento de la excavación de ventilación y de su pilar, el valor de la potencia puede disminuirse significativamente, o sea:

$$\sum_1^n h_i = \frac{h_e(1 - b_1)}{b_1 K_e} \quad (\text{VII.75})$$

VII.2.2. Cálculo de la presión minera en frentes abruptos

Habitualmente en estos casos se emplea en forma general la expresión para el cálculo de la carga actuante:

$$q = P_n \cos \alpha \quad (\text{VII.76})$$

$$q = \gamma_p \sum_1^n h_i \cos \alpha \quad (\text{VII.77})$$

En dependencia del sistema de explotación empleado y de sus parámetros, el término $\sum_1^n h_i$ es variable. La magnitud del ancho permisible (L_p) puede calcularse también por diferentes expresiones.

Para el caso en que no se tiene en cuenta la acción de la componente longitudinal:

$$L_p = \sqrt{\frac{2h\sigma_T}{\gamma \cos \alpha}} \quad (\text{VII.78})$$

Para el caso en que se tiene en cuenta la acción de la componente longitudinal:

$$L_p = \left(\sqrt{\frac{h^2}{4} \text{Tg}^2 \alpha + \frac{2h\sigma_T}{\gamma \cos \alpha} - \frac{h}{2} \text{Tg} \alpha} \right) \quad (\text{VII.79})$$

Existen otros muchos esquemas y expresiones para el cálculo de la presión minera y de las dimensiones del ancho permisible, en dependencia de las particularidades que se pueden producir en los frentes de trabajo.

Capítulo VIII

Métodos experimentales para el estudio de la manifestación de la presión minera en las excavaciones de explotación

158

Inicialmente se estudian los métodos de laboratorio, haciéndose un particular énfasis en el método de modelación con materiales equivalentes, ya que es el más usado, posteriormente se presentan los métodos experimentales en condiciones naturales (*in situ*) más difundidos para el estudio de estos fenómenos relacionados con la acción de la presión en excavaciones de explotación.

VIII.1. Métodos de laboratorio

Estos métodos de investigación en muchas ocasiones son utilizados para relacionar los resultados obtenidos teóricamente con los alcanzados en trabajos realizados en condiciones naturales. Además, ellos de por sí solos poseen un significado independiente, ya que dan información sobre las características del macizo y posibilitan describir el mecanismo del proceso de deformación en el macizo que rodea a las excavaciones.

Los métodos de laboratorios más utilizados para el estudio del fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera se pueden clasificar en tres grupos:

- Métodos de determinación de diferentes características de las rocas.
- Método de polarización óptica.
- Métodos de modelación.

VIII.1.1. Métodos de estudio de las características de las rocas

Con el estudio en condiciones de laboratorio de diferentes propiedades de las rocas (masa volumétrica, porosidad, humedad, módulo de

elasticidad, coeficiente de Poisson, resistencia lineal a compresión y tracción, entre otros) es posible, en primer lugar, tener una idea bastante aproximada de las características del macizo rocoso y por ende criterios de la forma de actuar la presión y de su magnitud.

Como segundo aspecto, cabe señalar que todos estos parámetros que se obtienen en los trabajos de determinación de las propiedades son utilizados en una u otra forma en las resoluciones teóricas.

O sea, los resultados de los trabajos de determinación de las propiedades de las rocas tienen un valor directo, dado por la información que ellos nos brindan sobre las características del macizo, y uno indirecto que consiste en el empleo de estos resultados en diferentes cálculos analíticos.

Sobre este tópico, en el presente material, no se insiste, ya que el estudio de las propiedades de las rocas fue anteriormente estudiado.

VIII.1.2. Método de polarización óptica (fotoelasticidad)

Este método permite establecer el carácter de distribución de las tensiones y las magnitudes del campo tensional en zonas del macizo que rodean a obras de cualquier tipo y configuración, siempre y cuando el proceso deformacional transcurra sin la ruptura de la continuidad del medio en estudio (macizo).

El empleo de este método se fundamenta en las condiciones teóricas siguientes:

- Que en el medio que se estudie se cumpla la ley de Hooke, o sea, la ley de proporcionalidad directa entre tensiones y deformaciones.
- En la propiedad de los cuerpos isótropos transparentes (vidrio orgánico, bakelita y otros), de transformarse bajo la acción de cargas, en cuerpos birrefractantes, coincidiendo en estos cuerpos los planos de polarización con la dirección de las tensiones principales.
- En el teorema de Levi, en el que se plantea, que en casos de soluciones planas las constantes elásticas (E , μ) no entran en las ecuaciones de equilibrio.

Para el estudio de la variación o redistribución del campo tensional alrededor de una o varias excavaciones, en una placa de un material ópticamente activo (bakelita, vidrio orgánico, entre otros) se hace, conservando la semejanza geométrica, agujeros los cuales representan las excavaciones en estudio. Esta placa se coloca en la instalación de polarización óptica en el camino del rayo.

El rayo de luz al pasar a través del polarizador continúa ondulando en un solo plano. Cuando la luz polarizada pasa a través de la placa cargada (modelo) tiene lugar la separación del rayo polarizado según dos planos (S_1 y S_2) los que son perpendiculares entre sí y coinciden con la dirección de las tensiones principales (ver figura VIII.1).

159

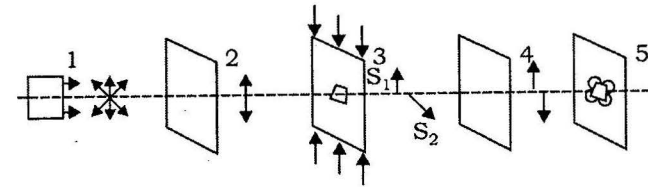


Figura VIII.1. Esquema de una instalación de polarización óptica.

1) Fuente; 2) Polarizador; 3) Modelo; 4) Analizador y 5) Pantalla.

Debido a la anisotropía, los rayos S_1 y S_2 que pasan a través de la placa lo hacen a distintas velocidades, o sea, un rayo adelanta al otro: siendo la diferencia de distancia entre ellos proporcional a la diferencia que existe entre las tensiones principales ($\sigma_1 - \sigma_2$).

Lo anteriormente expresado se puede escribir de la manera siguiente:

$$\zeta = ce(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (\text{VIII.1})$$

donde:

ζ : Diferencia de paso entre los rayos.

c : Constante óptica del material de que está hecho el modelo.

e : Espesor de la placa usada.

Del análisis de la expresión anterior se ve que para poder obtener la diferencia entre σ_1 y σ_2 es necesario conocer ζ , c y e . El espesor de la placa (e) y la magnitud de la constante óptica (c) son características propias del modelo y por ende antes del experimento pueden ser conocidas. En tanto que para determinar la diferencia de paso existen varios métodos, siendo los más difundidos: el método de los polos, el método de compensación y el método de confrontación de luces.

Con el empleo del método de fotoelasticidad o de polarización óptica se pueden obtener los resultados siguientes:

- Campo de tensiones que se forma alrededor de las excavaciones.
- Carácter de la concentración de tensiones en el contorno de las excavaciones.
- Zona de influencia que se forma alrededor de la excavación.

VIII.1.3. Métodos de modelación

Entre los métodos de modelación se pueden mencionar los siguientes: método de modelación con materiales equivalentes, métodos de modelación centrífuga, método combinado y otros.

Métodos de modelación con el empleo de materiales equivalentes

Este método se puede emplear para la investigación de numerosos aspectos relacionados con el fenómeno de aparición y manifestación de

la presión minera en los frentes de arranque y excavaciones preparatorias durante la explotación de yacimientos, para el estudio del desplazamiento y deformación del macizo en el contorno, valoración de la hinchazón del macizo por el piso de las excavaciones de explotación y de procesos físicos que se producen en el macizo a causa de los trabajos que en él se realizan.

El estudio de los aspectos antes mencionados por la vía analítica o directamente en el macizo está ligado a grandes dificultades, por lo que el método de modelación posee en estos casos un gran significado.

La esencia del método de modelación con materiales equivalentes consiste en lo siguiente:

Se prepara un modelo con un material dado, en el cual se conserve la semejanza geométrica, cinemática y dinámica. En este modelo se realiza, a similitud de la situación natural, el fenómeno que se quiera modelar.

La semejanza geométrica se obtiene, si todas las dimensiones del modelo en su conjunto y de sus elementos por separado, se diferencian en un número dado, de las dimensiones del sistema natural estudiado.

La semejanza geométrica se puede representar por la relación siguiente:

$$\frac{L}{l} = \alpha_L \quad (\text{VIII.2})$$

donde:

L : Dimensión en el natural.

l : Dimensión en el modelo.

α_L : Escala de la modelación geométrica.

La semejanza cinemática plantea que las partículas equivalentes, por su posición en el modelo y en la naturaleza, se desplacen por una trayectoria geométrica equivalente pasando por tramos equivalentes en intervalos de tiempo que se diferencian por un número constante.

La semejanza cinemática se expresa por la relación siguiente:

$$\frac{T}{t} = \alpha_t \quad (\text{VIII.3})$$

donde:

T : Tiempo transcurrido en el natural.

t : Tiempo transcurrido en el modelo.

α_t : Escala de modelación cinemática.

Para alcanzar la semejanza dinámica es necesario que la masa de las partículas dispuestas equivalentemente en la naturaleza y el modelo se encuentren relacionados mediante un número constante.

La semejanza dinámica se expresa por la relación siguiente:

$$\frac{M}{m} = \alpha_m \quad (\text{VIII.4})$$

donde:

M : Masa en el natural.

m : Masa en el modelo.

α_m : Escala de modelación dinámica.

Si en la expresión (VIII.4) la masa se sustituye por su densidad y volumen se obtiene:

$$\alpha_m = \frac{M}{m} = \frac{\rho_N L^3}{\rho_M l^3} = \frac{\rho_N}{\rho_M} \alpha_L \quad (\text{VIII.5})$$

donde:

ρ_N : Densidad del medio natural.

ρ_M : Densidad del material del modelo.

162

La relación entre la fuerza que actúa realmente (en el natural) y las que actúan en el modelo se pueden relacionar por la expresión:

$$\alpha_F = \frac{F}{f} = \frac{MA}{ma} \quad (\text{VIII.6})$$

donde:

F : Fuerza que actúa en el natural.

f : Fuerza que actúa en el modelo.

pero:

$$\frac{A}{a} = \frac{\frac{L}{T^2}}{\frac{l}{t^2}} \quad (\text{VIII.7})$$

Si en la expresión (VIII.6) se sustituyen los valores de M/m y A/a de las expresiones (VIII.5) y (VIII.7), se obtiene la siguiente:

$$\alpha_F = \frac{\rho_N L^3 L}{\rho_M l^3 l} \frac{1}{t^2} \quad (\text{VIII.8})$$

Expresión que también se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{F}{\rho_N L^2 V^2} = \frac{f}{\rho_M l^2 v^2} = idem \quad (\text{VIII.9})$$

La relación anterior, primer criterio de semejanza, se denomina número de Newton y expresa el criterio fundamental de equivalencia dinámica entre las condiciones naturales y el modelo.

De tal forma, los elementos en movimiento de dos sistemas equivalentes se encontrarán ligados por una determinada relación, la cual posee para todos los puntos equivalentemente dispuestos igual valor. Esta relación también se denomina criterio de semejanza.

La expresión (VIII.9) se puede escribir también sustituyendo las velocidades por las aceleraciones, o sea:

$$\frac{F}{\rho_N L^3 A} = \frac{f}{\rho_M l^3 a} = idem \quad (\text{VIII.10})$$

Debido a que en la mayoría de los procesos que ocurren en el macizo, relacionados con la manifestación de la presión minera, interviene la fuerza de gravedad es recomendable sustituir las aceleraciones por la gravedad (g), o sea:

$$\rho_N A = \rho_N g = \gamma_N \quad (\text{VIII.11})$$

$$\rho_M a = \rho_M g = \gamma_M \quad (\text{VIII.12})$$

donde:

γ_N : Masa volumétrica del macizo.

γ_M : Masa volumétrica del material del modelo.

Si se designa a la relación $\frac{F}{L^2}$ por N_n y a la relación $\frac{f}{l^2}$ por N_m y se sustituyen en la expresión (VIII.10) se obtiene:

$$\frac{N_N}{\gamma_N L} = \frac{N_M}{\gamma_M l} = K = inv \quad (\text{VIII.13})$$

donde:

K : Criterio de semejanza para los procesos de deformación y destrucción del macizo en las condiciones de tensión producidas por las fuerzas gravitacionales.

La expresión (VIII.13) se conoce también como el segundo teorema de semejanza y fue propuesta por Federman y Buckingham en la segunda década del siglo xx.

En la expresión (VIII.13) la magnitud N puede expresar distintas características del macizo (naturaleza) y modelo, que tengan las dimensiones de fuerza entre área, como por ejemplo: magnitud de la presión, campo tensional, límites de resistencia, módulo de deformación (elasticidad) y fuerza de cohesión.

A partir del criterio de semejanza obtenido se pueden definir las principales exigencias que debe cumplir el modelo para satisfacerlas.

En el caso en que el modelo se haga, de un material similar al natural se obtiene que:

$$N_N = N_M \quad (\text{VIII.14})$$

y

$$\gamma_N = \gamma_M \quad (\text{VIII.15})$$

Pero se conoce que la dimensión del modelo siempre es menor que el natural, o sea:

$$l < L \quad (\text{VIII.16})$$

Por lo que en tal caso la expresión (VIII.13) no se cumpliría.

Para que se cumpla dicha condición es necesario que se produzca una de las dos variantes siguientes:

$$N_N = N_M \quad \text{y} \quad \gamma_N \neq \gamma_M$$

o

$$N_N \neq N_M \quad \text{y} \quad \gamma_N \neq \gamma_M$$

En la primera de ella a partir de la expresión (VIII.13) se obtiene

$$\gamma_M = \gamma_N \frac{L}{l} \quad (\text{VIII.17})$$

164

O sea, aquí la masa volumétrica real del material de que se hace el modelo (γ_M) se debe sustituir por una masa volumétrica ficticia (γ'_M) que satisfaga la expresión (VIII.17), para obtener esta masa volumétrica ficticia puede utilizarse cualquier fuerza volumétrica y en particular la fuerza producida por la centrifuga; o sea, siguiendo esta variante se entra en el método de modelación centrifuga, que prácticamente no se emplea en el estudio de la manifestación de la presión minera en las excavaciones de explotación.

Para la segunda variante a partir de la expresión (VIII.13) se obtiene;

$$N_M = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_N} N_N \quad (\text{VIII.18})$$

Aquí conociendo las características mecánicas del material en el natural N_N y conociendo las relaciones $\frac{l}{L}$ y $\frac{\gamma_M}{\gamma_N}$ se pueden obtener las características mecánicas del material del modelo N_N que son necesarias para garantizar la semejanza entre el modelo y el natural. O sea, en este caso se trata del método de modelación con materiales equivalentes.

Para la modelación del proceso de manifestación de la presión minera el material debe ser elegido a partir del criterio de cumplir la condición anterior (expresión VIII.18).

En calidad de características fundamentales, por las que se elige el material que se debe utilizar, deben tomarse aquellas que desempeñan una función esencial en el fenómeno estudiado.

Durante el estudio de los procesos de deformación y destrucción del macizo rocoso y excavaciones de explotación muy a menudo se emplean distintas teorías de resistencia, entre ellas: la teoría de resistencia de Mohr, en la cual los parámetros que intervienen son:

Resistencia del material a compresión y tracción (R_c y R_t), fuerza de cohesión (C) y ángulo de fricción interna (ρ).

En esta situación para que se cumpla la condición de semejanza deben tenerse en cuenta las igualdades siguientes:

$$R_{cM} = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_N} R_{cN} \quad (\text{VIII.19})$$

$$R_{tM} = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_N} R_{tN} \quad (\text{VIII.20})$$

$$C_M = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_N} C_N \quad (\text{VIII.21})$$

$$\text{Tg}\rho_M = \text{Tg}\rho_N \quad (\text{VIII.22})$$

Para el caso en que se quiere modelar procesos de deformación elástica se deben cumplir las siguientes:

$$E_M = \frac{l}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_N} E_N \quad (\text{VIII.23})$$

$$\mu_M = \mu_N \quad (\text{VIII.24})$$

Y para el caso en que se quieran modelar procesos de deformación plástica, teniendo en cuenta todo el posible diapason de tensiones (desde la inicial hasta la de destrucción) y sin tener en cuenta el factor tiempo deben ser cumplimentada la condición siguiente:

$$\xi_{pm} = \frac{(\xi_e + \xi_p)_M}{(\xi_e + \xi_p)_N} \xi_{pM} \quad (\text{VIII.25})$$

donde:

ξ_p : Deformación plástica.

ξ_e : Deformación elástica.

Además de las expresiones (VIII.19) a (VIII.25) las que determinan las características mecánicas y deformacionales de las distintos tipos de macizos que componen el modelo, es necesario garantizar la semejanza en las condiciones iniciales y límites.

El modelo debe ser una copia disminuida del proceso que en lo real se estudia (expresión VIII.2) teniéndose en cuenta la profundidad a que está la excavación. Por tal razón, en los casos en que debido a las dimensiones del modelo no se pueda representar en él todas las estructuras del macizo rocoso, en dicho modelo se representan solo varias

165

de estas estructuras situadas por encima de la excavación y todas las demás se modelan observando las relaciones (VIII.19 a VIII.25) con el empleo de la carga artificial del modelo. Esto se puede lograr colocando pesos sobre el modelo.

Como materiales para la preparación de los modelos se utilizan: arena cuarzosa, arcilla, parafina, yeso, vaselina sólida y otros, los cuales deben satisfacer una serie de condiciones mínimas. Por ejemplo, la arena debe ser limpia sin partículas arcillosas con dimensiones de sus granos de 0,12 a 0,20 mm para modelos pequeños y de 0,30 mm a 0,85 mm para modelos grandes.

La forma en que se determina la composición del modelo se ve a continuación mediante un ejemplo: se supone que a partir de la tarea a resolver y teniendo en cuenta que la escala geométrica de modelación a utilizar es de 1:100 como materiales para la elaboración del modelo se elige una mezcla de parafina, arena y cemento.

A partir de esto se puede determinar la relación entre las masas volumétricas del modelo y el natural, por ejemplo se toma:

$$\frac{\gamma_M}{\gamma_N} = 0,6$$

Conociendo las características de resistencia y masa volumétrica de la roca que se quiere modelar, por ejemplo:

$$R_{C,N} = 60 \text{ MPa}$$

$$R_{f,N} = 8,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_N = 2,3 \text{ g/cm}^3$$

Se puede obtener las magnitudes de dichas características para el modelo, utilizando las expresiones ya vistas, o sea:

$$R_{C,M} = \frac{1}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_N} R_{C,N} = 1 \cdot 0,6 \cdot 60 = 0,36 \text{ MPa}$$

$$R_{f,M} = \frac{1}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_N} R_{f,N} = 1 \cdot 0,6 \cdot 8,2 = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 0,6 \gamma_N = 0,6 \cdot 2,3 = 1,37 \text{ g/cm}^3$$

Una vez que se conocen los materiales de que se compone el modelo y las propiedades que dicho modelo debe tener, se pasa a calcular la cantidad necesaria que se necesita de cada material para conformar las distintas capas del modelo.

Para ello se puede utilizar el método del diagrama triangular (ver figura VIII.2).

Como base para la construcción de este diagrama está la propiedad de los triángulos equiláteros que plantea lo siguiente: La suma de todos

los trazos perpendiculares a los lados del triángulo, que se hagan desde un punto situado dentro de él será igual a su altura.

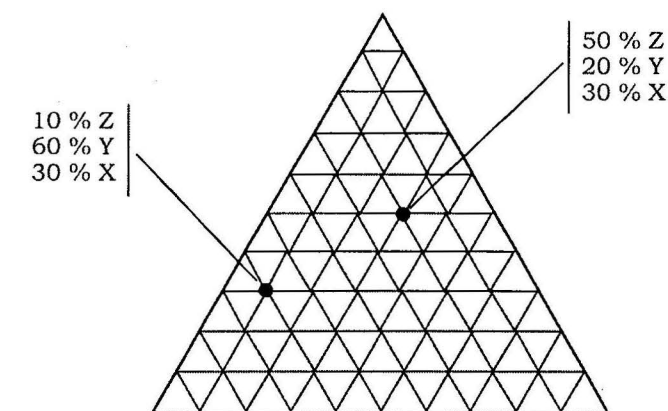


Figura VIII.2. Esquema del diagrama triangular.

De tal forma si cada vértice del triángulo representa un componente del modelo, haciendo la altura del triángulo igual al 100 % se puede obtener el por ciento de cada parte componente. Para ello, inicialmente, se deben construir varios diagramas auxiliares, en los que se analizan diferentes propiedades del material del modelo obtenidas en forma experimental, para diferentes composiciones del material equivalente.

VIII.2. Métodos experimentales en condiciones naturales

La investigación, en condiciones naturales, del fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera tiene un gran significado, ya que con su empleo se obtiene con gran aproximación el cuadro de lo que realmente sucede en la zona del macizo rocoso que rodea a las excavaciones.

Los métodos de estudio *in situ* de la presión minera se encaminan en las direcciones siguientes:

- Determinación de las propiedades y características estructurales del macizo rocoso.
- Estudio del estado tensional que se produce en la zona del macizo que rodea la excavación y de las características del proceso de redistribución de tensiones.
- Estudio del proceso de interacción macizo-fortificación.
- Determinación de los desplazamientos que sufren las rocas que rodean las excavaciones.

Además de los métodos antes señalados, basados en el empleo de determinaciones instrumentales, para el estudio de los diferentes procesos mecánicos que se producen en el macizo rocoso un gran rol desempeñan los "métodos de observación visual", los que forman parte, en una u otra forma, de todos los métodos de estudio en condiciones naturales.

La esencia de estos métodos de observación visual consiste en el "registro visual" de los fenómenos relacionados con la aparición de la presión en el macizo.

Ellos posibilitan obtener una serie de datos necesarios y caracterizar orientativamente distintas situaciones, lo que ningún otro método ni ninguna otra medición por sí sola pueden brindar.

En particular ellos permiten:

Establecer la forma de manifestación de los procesos que se estudian y dar el primer criterio cualitativo sobre el mecanismo de actuación de estos procesos, información que se toma habitualmente en calidad de una primera hipótesis de trabajo; o sea, ellos sirven como fundamento para la elección del método instrumental que se debe emplear.

La observación visual permite, comparativamente en un corto tiempo, dar un cuadro cualitativo de la manifestación de los diferentes procesos que ocurren en el macizo rocoso. Incluso para grandes áreas de estudio, en tanto que cualquier método instrumental, debido a su mayor laboriosidad puede ser solo utilizado en volúmenes limitados.

Es recomendado la complementación de la observación visual por un método de medición lo que permite; en primer lugar elegir correctamente el sector donde se van a realizar las diferentes mediciones, en segundo lugar evaluar la representatividad de los resultados que se obtengan con el método instrumental usado, mediante la comparación cualitativa del proceso en aquellos sectores donde se hace la medición e incluso en sectores donde se quieran extrapolar los resultados obtenidos, y en tercer lugar establecer el campo de aplicación de los resultados obtenidos con los estudios instrumentales.

Un gran valor tienen los resultados de la observación visual para la correcta planificación de la continuación de la tarea, en particular en aquellos casos que esta se haga por métodos analíticos.

Independientemente de todo lo expresado, el método de observación visual se debe considerar como un método independiente, en particular efectivo cuando es necesario dar un pronóstico del estado en que se encuentra una excavación, que ya se está explotando. En estos casos estas evaluaciones del estado casi siempre se deben cumplimentar en un corto tiempo y por ello, emplear un método de medición instrumental no es factible.

Sin embargo, y esto tiene gran importancia, el empleo del método de observación visual en forma independiente o como vía fundamental de la investigación, exige una gran experiencia y conocimientos de las personas que lo realicen para que se pueda obtener una idea lo más exacta posible sobre el mecanismo y características del fenómeno que se estudia.

Como ilustración de lo anterior se analizan las particularidades del proceso de pérdida de estabilidad en el macizo rocoso; que como se

conoce consiste en un proceso de desplazamiento-deformación y destrucción que puede sufrir el macizo y como resultado de lo cual formarse alrededor de la excavación una zona de macizo debilitado (deformación-destrucción) dentro de los límites de la cual se forma el sector de desprendimiento.

A partir de lo anteriormente ilustrado, el objetivo principal de la observación visual de la excavaciones en este caso, es en primer lugar localizar los sectores de destrucción del macizo que rodean a la excavación, para a partir de las dimensiones y características del sector destruido, con un grado de confiabilidad aceptable, valorar el grado de tensiones en el macizo y también las dimensiones que puedan alcanzar los sectores de macizos deformados-destruidos.

VIII.2.1. Método de estudio *in situ* del estado tensional

Las tensiones que se producen en la zona del macizo que rodea a las excavaciones y el carácter de su distribución en las condiciones reales pueden diferenciarse significativamente de los valores obtenidos por la vía analítica o por trabajos de laboratorio, debido a que en uno y otro caso para su estudio el macizo rocoso se ha idealizado en mayor o menor grado, representándolo como un medio diferente a lo que él es realmente.

Por esta causa, tanto para la teoría como para la práctica, en la esfera de la minería posee una esencial importancia poder realizar mediciones directas del estado tensional del macizo.

Se pueden diferenciar dos grupos de métodos para el estudio del estado tensional del macizo: los mecánicos que se basan en la medición de la deformación que experimenta la roca y los geofísicos que se fundamentan en la medición de la variación de propiedades físicas de las rocas en el macizo o de los parámetros de los campos físicos en la zona de estudio.

Dentro de los métodos mecánicos para el estudio del estado tensional del macizo los más difundidos son: método de descarga (total y parcial), método de reestablecimiento de las tensiones en el macizo (método de la compensación de tensiones y de la diferencia de presión), método de medición del proceso de deformación que se produce en el macizo a causa de los trabajos que se realicen (método del barreno con el empleo de extensómetros y deformómetros).

Como métodos geofísicos para el estudio del estado tensional del macizo se pueden señalar los siguientes: métodos que se fundamentan en la utilización activa del campo físico (acústicos, radiométricos, térmicos y otros), métodos basados en el registro de la variación del campo físico natural o del surgido a causa de los trabajos de explotación (eléctrico, magnético, sismo-eléctrico y electro-sísmico, entre otros), métodos fundamentados en la determinación de la magnitud de las características residuales (secundarias) del estado tensional del macizo rocoso.

Los métodos antes mencionados con un mayor o menor grado de exactitud, permiten estudiar el carácter de la distribución de las tensiones alrededor de las excavaciones y su variación con el tiempo. Más complejo resulta el obtener valores de la magnitud de las tensiones que se producen, ya que esto exige el conocimiento de las propiedades de deformación de las rocas en el macizo, lo que va ligado con determinadas dificultades técnicas.

A continuación se procede a realizar un estudio detallado de algunos de los métodos de estudio *in situ*, del estado tensional del macizo.

Métodos de descarga

Estos métodos se basan en la utilización de las características de reversión elástica del medio. Para ello se supone que al ser descargado artificialmente un sector del macizo (al ser destruido su enlace con el resto del macizo) se produce el restablecimiento elástico de la forma y dimensiones de este sector.

170

Estos métodos se recomiendan emplear en macizos con características elásticas y que estén constituidos por rocas lo suficientemente fuertes que permitan realizar la descarga artificial sin su destrucción.

La determinación del estado tensional del macizo, según estos métodos, consiste en medir la deformación que experimenta un sector del macizo al ser este descargado y el posterior cálculo de las tensiones por las fórmulas conocidas de la teoría de la elasticidad.

Con el empleo de estos métodos, según la variante empleada, puede obtenerse tanto el estado tensional a cierta profundidad en el macizo, como en la superficie de la zona desnuda.

A continuación se analizan algunas variantes de este método de descarga.

Método de descarga del testigo en el barreno

Según esta variante se estudia el estado tensional a cierta profundidad; ella consiste en lo siguiente: en una superficie desnuda de la excavación se perfora a una profundidad dada, un barreno cuyo diámetro puede oscilar entre 100 y 200 mm en dependencia de la resistencia de la roca, más tarde con discos especiales de pulir, que se fijan a la barra de la perforadora, se pule el frente del barreno.

Después de esto en el frente del barreno se fijan varios extensómetros (habitualmente de 2 a 4). Estos extensómetros se deben comprimir fuertemente contra el frente del barreno con el objetivo de garantizar una cohesión suficiente con dicha superficie (ver figura VIII.3).

Posteriormente, en este barreno se perfora un testigo, cuya profundidad debe ser por lo menos igual al diámetro del barreno. El testigo

obtenido será el elemento descargado y sufrirá un ensanchamiento elástico que se registrará por los equipos de medición (captadores) colocados previamente en el frente del barreno.

Si se poseen datos suficientemente fiables sobre la dirección de una de las tensiones principales (por ejemplo, según la vertical a causa de la fuerza de gravedad) entonces para la realización de este experimento es posible colocar solamente dos extensómetros, uno según la horizontal y otro por la vertical.

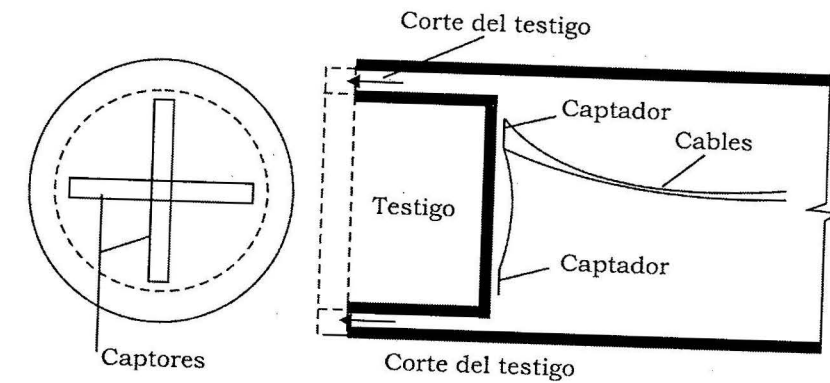


Figura VIII.3. Esquema del momento de carga total del testigo.

171

En este caso se puede realizar el cálculo de las tensiones a partir de las deformaciones medidas, por las expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_1 + \mu\epsilon_2) \quad (\text{VIII.26})$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_2 + \mu\epsilon_1) \quad (\text{VIII.27})$$

$$\tau = \frac{E}{2(1+\mu)} (\epsilon_1 - \epsilon_2) \quad (\text{VIII.28})$$

donde:

σ_1 y σ_2 : Tensiones principales.

τ : Tensión tangencial.

ϵ_1 y ϵ_2 : Deformaciones correspondientes.

E, μ : Constantes elásticas.

Los valores de las constantes elásticas (E, μ) habitualmente se determinan en trabajos de laboratorio a partir del ensayo de muestras obtenidas del propio testigo.

Si la dirección de las tensiones principales no se conoce entonces es necesario emplear un sistema de 3 o 4 extensómetros. Para el caso de

empleo de 3 extensómetros puede usarse una disposición de ellos a 45° (ver figura VIII.4).

En este caso las expresiones para el cálculo de las tensiones son:

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{1 - \mu} \pm \frac{1}{1 - \mu} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + 2\epsilon_2 - (\epsilon_1 + \epsilon_3)^2} \right] \quad (\text{VIII.29})$$

$$\tau = \frac{E}{2(1 + \mu)} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + [2\epsilon_2 - (\epsilon_1 + \epsilon_3)]} \quad (\text{VIII.30})$$

$$\text{Tg} 2\theta = \frac{2\epsilon_2 - (\epsilon_1 + \epsilon_3)}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \quad (\text{VIII.31})$$

donde:

θ : Ángulo formado por la tensión principal y el eje de ubicación del extensómetro 1 (ver figura VIII.4).

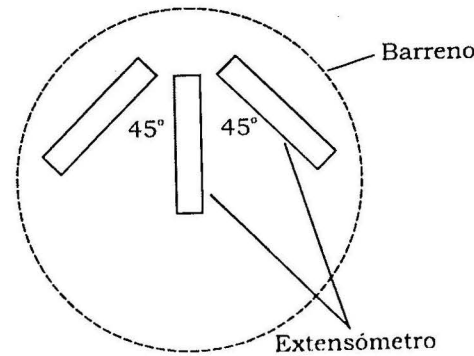


Figura VIII.4. Esquema de disposición a 45° de los extensómetros.

Para el caso de 3 extensómetros, pero con una disposición de 60°, las expresiones para el cálculo de las tensiones son:

$$\sigma_{1,2} = E \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3(1 - \mu)} \pm \frac{1}{1 - \mu} \sqrt{\left(\epsilon_1 - \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3} \right)^2 + \frac{(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}{3}} \right] \quad (\text{VIII.32})$$

$$\tau = \frac{E}{1 + \mu} \sqrt{\left(\epsilon_1 - \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3} \right)^2 + \frac{(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}{3}} \quad (\text{VIII.33})$$

$$\text{Tg} 2\theta = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}}(\epsilon_2 - \epsilon_3)}{\epsilon_1 - \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3}} \quad (\text{VIII.34})$$

En algunos casos en que se requiere una alta precisión de los resultados, se colocan 4 extensómetros en el frente del barreno. En este caso las expresiones para el cálculo de las tensiones son:

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_4}{1 - \mu} \pm \frac{1}{1 + \mu} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_4)^2 + \frac{4}{3}(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2} \right] \quad (\text{VIII.35})$$

$$\tau = \frac{E}{2(1 + \mu)} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_4)^2 + \frac{4}{3}(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2} \quad (\text{VIII.36})$$

$$\text{Tg} 2\theta = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{3(\epsilon_1 - \epsilon_4)} \quad (\text{VIII.37})$$

Las variantes hasta aquí analizadas del método de descarga permiten obtener el estado tensional a cierta profundidad en el macizo, a continuación se procede a analizar dos variantes de este método de descarga dirigidas al estudio del estado tensional en la superficie denudada.

Variante de Obert

Una de las variantes de medición del campo tensional en los hastiales de las excavaciones subterráneas, basada en el principio de la descarga total de un sector del macizo, es la propuesta por Obert y que consiste en lo siguiente: en la zona denudada del macizo (hastial de la excavación) se perforan algunos pares de pequeños barrenos, en los que con la utilización de un mortero de rápido endurecimiento se colocan clavijas metálicas. La distancia entre clavijas (l), en cada par de barrenos es la base de la medición. Esta distancia se toma habitualmente de 15 a 25 cm y va a depender del tipo de extensómetro que se emplee (ver figura VIII.5).

Como extensómetro pueden emplearse diferentes captadores eléctricos de resistencia, indicadores, tipo reloj y otros.

Al ser colocados los extensómetros se registra su posición correspondiendo esta al estado tensional existente en el macizo. Después a una cierta distancia de las clavijas se hacen dos cortes paralelos, con los que se produce la descarga en la zona del macizo que se estudia.

Conociendo las deformaciones experimentadas (se miden) y las constantes elásticas de la roca en cuestión (esto se puede, como en el caso anterior, obtener de trabajos de laboratorio), se puede entrar a calcular las tensiones en la zona denudada, por las expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \mu^2} (\epsilon_1 + \mu \epsilon_2) \quad (\text{VIII.38})$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \mu^2} (\epsilon_2 + \mu \epsilon_1) \quad (\text{VIII.39})$$

Para el empleo de estas expresiones se parte del criterio de que la dirección del extensómetro coincide con la dirección de una de las tensiones principales.

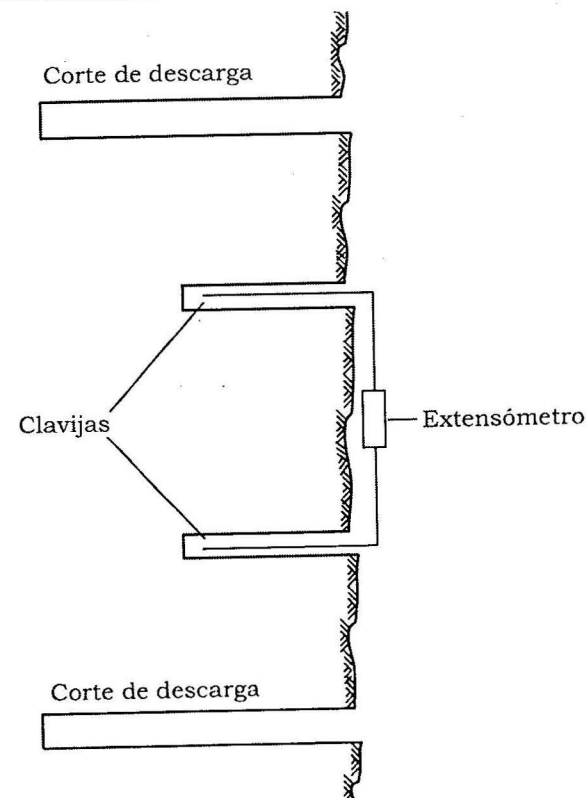


Figura VIII.5. Esquema de Obert.

El campo de aplicación de estas variantes es limitado debido a la trabajosidad que él trae consigo en particular a la hora de efectuar las ranuras de descarga.

Variante de descarga parcial de la zona desnuda

Esta variante del método de descarga consiste en lo siguiente: en la pared de la excavación formando un triángulo equilátero se colocan 3 extensómetros (ver figura VIII.6).

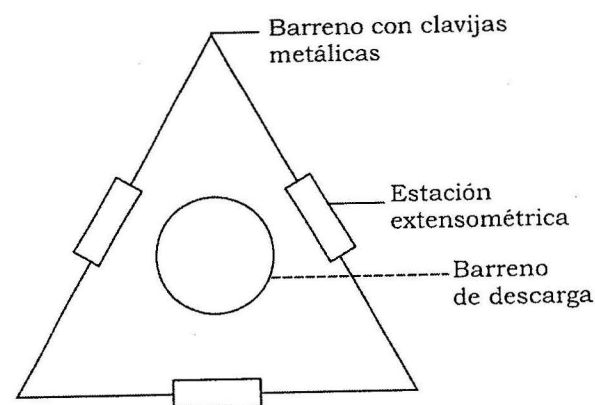


Figura VIII.6. Esquema de descarga parcial.

En los vértices de este triángulo se perforan barrenos de 10 a 12 mm de diámetro en los cuales se fijan clavijas metálicas. Después de instalada la estación extensométrica se registra el valor inicial de las tensiones y se procede a perforar un barreno de poca profundidad (de 90 a 100 mm) y de diámetro (40 a 50 mm) en el centro del triángulo.

Cuando se perfora el barreno de descarga, el sector de macizo que lo rodea se deforma elásticamente y los referidores (clavijas metálicas) se desplazan hacia el centro del triángulo (o sea, sufren un desplazamiento radial U_1 , U_2 y U_3) y relativamente unos a otros (o sea, un desplazamiento tangencial $V_{\theta 1}$, $V_{\theta 2}$ y $V_{\theta 3}$). Estas deformaciones son medidas por los 3 extensómetros.

Utilizando la resolución de Kirsch se plantean las expresiones siguientes:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 2\sqrt{3} G \left[\frac{(\Delta_{12} + \Delta_{23} + \Delta_{31})}{M_2} \pm \frac{(\Delta_{12} + \Delta_{23} + \Delta_{31})}{M_1} \sqrt{1 + \text{Tg}^2 2\theta} \right] \quad (\text{VIII.40})$$

$$\text{Tg} 2\theta = \frac{\sqrt{3} (\Delta_{31} - \Delta_{12})}{\Delta_{12} + \Delta_{31} - 2\Delta_{23}} \quad (\text{VIII.41})$$

y

$$\Delta_{12} = (U_1 + U_2) \cos 30^\circ + (V_{\theta-2} - V_{\theta-1}) \cos 60^\circ \quad (\text{VIII.42})$$

$$\Delta_{23} = (U_2 + U_3) \cos 30^\circ + (V_{\theta-3} - V_{\theta-2}) \cos 60^\circ \quad (\text{VIII.43})$$

$$\Delta_{23} = (U_2 + U_3) \cos 30^\circ + (V_{\theta-3} - V_{\theta-2}) \cos 60^\circ \quad (\text{VIII.44})$$

$$M_1 = \frac{R_b^2}{R} X \quad (\text{VIII.45})$$

$$M_2 = \frac{R_b^2}{R} \quad (\text{VIII.46})$$

$$X = (3 \div 4) \mu \quad (\text{VIII.47})$$

donde:

R_b : Radio del barreno central, cm.

R : Radio desde el centro del barreno hasta el centro de las clavijas, cm.

G : Módulo de elasticidad a torsión.

μ : Coeficiente de Poisson.

θ : Ángulo entre la dirección de la tensión σ_1 y el eje x.

Método de restablecimiento de tensiones

Este método es también conocido como método de la almohada hidráulica y su empleo se recomienda en macizos constituidos por rocas fuertes.

Este método se fundamenta en la determinación de las tensiones que se producen en el proceso de restablecimiento de las deformaciones elásticas de un sector descargado del macizo rocoso, durante su recarga por vía artificial, o sea, según este método el macizo inicialmente se descarga parcialmente y después mediante el empleo de una almohada hidráulica (variante más usada) se vuelve a cargar hasta alcanzar los valores originales del estado tensional.

Con el empleo de este método es posible determinar, tanto la tensión inicial existente en el macizo, así como la variación que estas experimentan.

La ventaja de este método consiste en que no se necesita para su uso del conocimiento de las características elásticas del macizo rocoso, como desventaja se le puede señalar el hecho de que solo es posible emplearlo a pocas profundidades del contorno de la excavación (hasta 3,0 m).

El método consiste en lo siguiente: en la superficie desnuda del macizo (por ejemplo en los laterales de la excavación) se hacen varias ranuras verticales de 240 a 280 mm de altura, las cuales tienen como promedio una profundidad de 1,0 a 1,8 m. En estas ranuras verticales se fijan extensómetros especiales de cuerda (1 a 4) los cuales les pueden medir la deformación de dicha superficie desnuda.

Una vez colocada la instalación de medición se registra el valor nulo de las tensiones, después de esto se realiza un corte horizontal o vertical (o ambos a la vez) en la zona estudiada del macizo lo que provoca su descarga parcial (ver figura VIII.7).

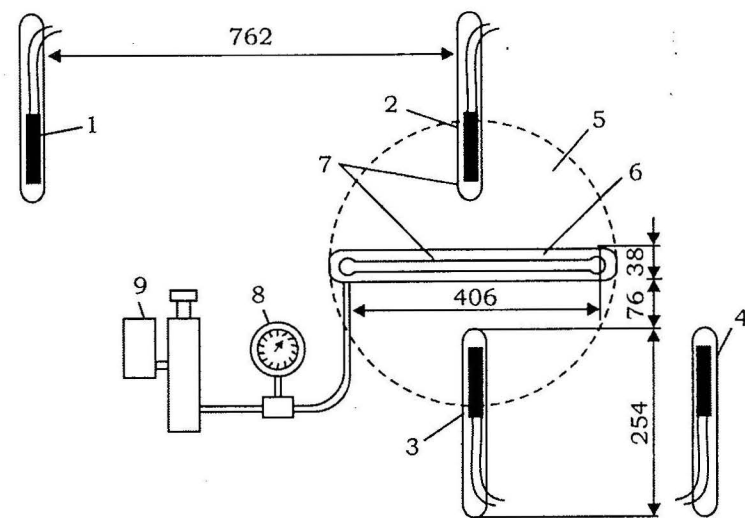


Figura VIII.7. Esquema de medición de las tensiones en el macizo por el método de la almohada hidráulica.

1 a 4) Tensocaptadores; 5) Zona descargada; 6) Almohada hidráulica; 7) Cemento; 8) Manómetro y 9) Bomba.

La zona descargada del macizo rocoso (5) posee aproximadamente una forma elíptica. Como consecuencia de la descarga parcial las tensiones caen desde un valor inicial σ_i hasta uno final σ_f y el macizo se deforma registrándose esta deformación en los extensómetros.

Más tarde, después de descargado el macizo, en la ranura de descarga se coloca la denominada almohada hidráulica (6) la que se recubre con una mezcla de cemento. Una vez endurecida la mezcla a esta almohada hidráulica, mediante la acción de una bomba (9) a la cual va unida, se le aumenta la presión hasta alcanzar la magnitud del estado tensional que existía en el macizo antes de su descarga. Esto se verifica cuando la lectura en los captadores sea igual a la que existía inicialmente.

Este proceso de descarga puede repetirse varias veces con el objetivo de obtener como resultado valores promedios.

Variando la profundidad de la ranura de corte se puede obtener el estado tensional del macizo desde el contorno de la excavación hasta una determinada profundidad.

El error que se comete durante la determinación del campo tensional por este método oscila del 15 al 30 %, lo cual se debe a la heterogeneidad del macizo en la zona cercana a la excavación, la calidad del equipo de medición y de su instalación y por la diferencia de las propiedades elásticas entre el macizo y la almohada hidráulica.

Método del barreno

Este método se fundamenta en el estudio de la deformación (transversal o longitudinal) que sufre el barreno perforado en la zona del macizo que se investiga.

La deformación que se produce en el barreno está ligada con la variación del estado tensional, que sufre el macizo y se mide con el empleo de deformómetros, que como su nombre indica, son instrumentos destinados a medir la deformación, o con captadores de tensión.

Los deformómetros son considerados instrumentos "pasivos" que ofrecen poca resistencia a la deformación del barreno, en tanto que los captadores de tensiones son considerados "elementos activos" en el proceso y ofrecen una resistencia significativa a la deformación del barreno.

Los deformómetros dan información sobre la variación de las dimensiones lineales del barreno, en tanto que los captadores sobre la variación del campo tensional en la zona de medición.

El método del barreno se utiliza para la evaluación del estado tensional en el macizo, el estudio de las dimensiones y características de la zona de presión reforzada y para el estudio de la estabilidad del macizo en las zonas desnudas.

Se analiza el empleo de este método del barrenado en sus dos opciones, o sea, con la utilización de deformómetros y de captadores para el estudio del estado tensional.

El empleo de los deformómetros en minería, para el estudio del estado tensional del macizo empezó a recibir difusión en la década del 60 del pasado siglo, inicialmente los deformómetros se utilizaban para obtener una valoración comparativa del estado tensional, en tanto que en la actualidad como se señaló anteriormente su empleo es más ambicioso.

Con la colocación de deformómetros en diferentes puntos de la zona del macizo que se estudia, se puede obtener información sobre la variación de su estado tensional, se puede definir en el macizo las zonas de tensiones elevadas y disminuidas (magnitudes de las tensiones y dimensiones de estas zonas), valorar la magnitud de la zona de influencia de las excavaciones de arranque y otras.

Los logros alcanzados en la construcción de los deformómetros y la experiencia acumulada en su empleo, han permitido que en la actualidad ellos puedan ser empleados para la evaluación de zonas profundas del macizo.

Para la transformación del parámetro obtenido –deformación– (medida por el deformómetro) en el parámetro buscado –tensión– se utiliza una resolución plana de la teoría de la elasticidad para un medio debilitado por un agujero circular y afectado por tensiones a tracción.

Esta tarea fue resuelta en la teoría de la elasticidad por Kirsch y difundida en el estudio de los macizos rocosos por Kun, Fenner y otros.

En su forma más general la dependencia entre las tensiones actuantes y la variación del diámetro de un agujero circular, para un medio elástico, homogéneo e isótropo está dada por la expresión siguiente propuesta por E. Leeman:

$$\Delta D = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) + 2(\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) \cos 2\varphi + 4\tau_{xy}(1 - \mu^2) \sin 2\varphi - \mu\sigma_z \right] \quad (\text{VIII.48})$$

donde:

ΔD : Variación del diámetro del agujero (barreno) en dependencia de la orientación del deformómetro dentro del barreno, que se determina por el ángulo φ .

D : Diámetro inicial del agujero (barreno).

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y τ_{xy} : Componentes de la tensión.

φ : Ángulo entre la lectura inicial y la dirección de las restantes mediciones.

En base a esta expresión teórica Leeman propuso las dependencias analíticas siguientes, que sirven para la evaluación aproximada del

estado tensional del macizo caracterizado, en el caso más general, por los componentes de un estado tensional volumétrico ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ y τ_{zx}) y la deformación transversal del barreno que se obtiene por el deformómetro.

Si se considera que $\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ y que la dirección de una de las tensiones principales es conocida, entonces para determinar la magnitud de los componentes desconocidos del campo tensional $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y τ_{xy} es necesario medir la variación del diámetro (ΔD) del barreno en cuatro direcciones diferentes.

Por ejemplo, se toman valores de $\varphi = 0, 90, 30$ y 60° con respecto al eje x .

Para este caso las dependencias, que relacionan tensión y deformación vienen dadas por las expresiones:

$$\Delta D_{0,90} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm 2(\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) - \mu\sigma_z \right] \quad (\text{VIII.49})$$

$$\Delta D_{30,60} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm (\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) + 23\tau_{xy}(1 - \mu^2) - \mu\sigma_z \right] \quad (\text{VIII.50})$$

donde:

$\Delta D_{0,30,60,90}$: Deformación del diámetro del barreno para los valores de φ respecto al eje x .

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y τ_{xy} : Componentes del campo tensional.

E y μ : Constantes elásticas de las rocas.

Si se considera que $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ y que, las tensiones $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ son las tensiones principales que actúan según los ejes x, y, z ; en este caso es necesario medir las variaciones del diámetro del barreno solo por tres direcciones, por ejemplo $0^\circ, 90^\circ$ y 30° . Aquí las expresiones serán la VIII.49 y la que se muestra a continuación:

$$\Delta D_{30} = \frac{D}{E} (\sigma_x + \sigma_y) - (\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) - \mu\sigma_z \quad (\text{VIII.51})$$

Si se considera que $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ y que $\sigma_z = 0$, o sea, que el macizo se encuentra en un estado biaxial de tensiones, en este caso solo se necesita obtener la variación del diámetro del barreno en dos direcciones por ejemplo $\varphi = 0^\circ$ y 90° o $\varphi = 30^\circ$ y 60° .

La expresión que relaciona este caso, las tensiones y deformaciones se obtiene a partir de la VIII.49 y VIII.50, pero haciendo $\sigma_z = 0$ y $\tau_{xy} = 0$ respectivamente, o sea:

$$\Delta D_{0,90} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm 2(\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) \right] \quad (\text{VIII.52})$$

$$\Delta D_{60,30} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm (\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) \right] \quad (\text{VIII.53})$$

A partir de la transformación de estas expresiones se pueden obtener las dependencias que permitan calcular las tensiones principales σ_x y σ_y para ambos casos:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{E}{4D} \left[(\Delta D_{90} + \Delta D_0) \pm \frac{\Delta D_{90} - \Delta D_0}{2(1 - \mu^2)} \right] \quad (\text{VIII.54})$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{E}{D} \left[(\Delta D_{60} + \Delta D_{30}) \pm \frac{\Delta D_{60} - \Delta D_{30}}{(1 - \mu^2)} \right] \quad (\text{VIII.55})$$

Una caracterización total del estado tensional existente en la zona del macizo que se estudia mediante la valoración de los componentes del campo tensional ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) se puede obtener mediante la medición, con los deformómetros, en seis direcciones diferentes de la deformación radial que se produce en dos barrenos ubicados en un mismo plano formando entre sí un ángulo α .

Este esquema, propuesto por Leeman presupone medir en cada barreno la deformación radial en tres direcciones diferentes.

180

La dependencia básica que relaciona la deformación radial medida en los dos barrenos, viene dada por la expresión siguiente:

$$\begin{aligned} \Delta D_i = \frac{D}{E} & \left[(\sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y + \sigma_z \sin^2 \alpha - 2\tau_{zx} \sin \alpha \cos \alpha) + \right. \\ & + 2(\sigma_x \cos^2 \alpha - \sigma_y + \sigma_z \sin^2 \alpha - 2\tau_{zx} \sin \alpha \cos \alpha)(1 - \mu^2) \cos 2\varphi_1 + \\ & + 4(\tau_{xy} \cos \alpha - \tau_{yz} \sin \alpha)(1 - \mu^2) \sin 2\varphi_2 - \mu(\sigma_x \sin \alpha + \sigma_z \cos \alpha + \\ & \left. + 2\tau_{zx} \sin \alpha \cos \alpha) \right] \end{aligned} \quad (\text{VIII.56})$$

donde:

α : Ángulo entre barrenos.

φ_1 y φ_2 : Ángulo de inclinación de los instrumentos (deformómetros) en cada barreno.

Dándole valores a α y φ se puede obtener un sistema de ecuaciones que permita el cálculo de las magnitudes del campo tensional.

Es necesario aclarar que todas las expresiones de cálculo vistas parten de un cierto grado de idealización de la zona del macizo que se estudia, aspecto que se debe tener en cuenta a la hora de valorar su grado de confiabilidad.

Con el objeto de aumentar la confiabilidad de los resultados obtenidos es necesario aumentar el número de mediciones a efectuar y tomar como magnitud resultante la media aritmética.

El error que se comete con el empleo de este método para la obtención del estado tensional nunca es menor del 15 o el 20 %. Esto está dado por el propio error que introduce el instrumento de medición (deformómetro), el empleo de expresiones analíticas de transformación que en mayor o menor grado, idealizan la zona del macizo en estudio, por la exactitud con que se determinen las constantes elásticas (E y μ) de las rocas y por las particularidades en la colocación y fijación del deformómetro en el barreno.

Estudio del estado tensional con el empleo de captadores

Los captadores de tensión empleados en el método del barreno cumplen en lo esencial igual función que los deformómetros, o sea, registrar el proceso de deformación de la roca en el barreno.

La diferencia es que aquí con este método se mide directamente el campo tensional o su variación.

Para ello es necesario previamente, en condiciones de laboratorio, calibrar los captadores que se van a emplear, con este fin se utilizan modelos que posean características elásticas lo más cercanas posibles a las de la zona del macizo que se desea estudiar.

181

La relación entre la variación de tensiones que sufre la roca en el barreno y la que sufre el captador se establece a partir de una serie de suposiciones preliminares. Se considera la zona del macizo estudiado como un medio elástico, homogéneo e isótropo, se parte del criterio que el barreno fue hecho a gran profundidad, que el captador fue colocado a una distancia suficiente de la boca y del frente del barreno, que la sección transversal del barreno y la del captador se encuentran en un estado volumétrico o plano de deformación y por último que las direcciones de las tensiones principales coinciden con la de los ejes de coordenadas x, y, z .

Un modelo simple, para el análisis de la tarea planteada, consiste en una placa elástica con un agujero circular en el que se coloca un anillo o tuerca. El radio exterior (R_e) de este anillo o tuerca coincide con el radio del agujero.

Según Kirsch, Coutingo, Sezawa y otros la placa elástica está sometida a una carga uniformemente distribuida (a tracción o compresión) según un plano vertical (ver figura VIII.8).

La relación entre la tensión existente en el anillo (σ_a) con respecto a la que actúa en el medio estudiado (σ_m) viene dada por la expresión:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_m} = (1 - \mu_m)^2 \left[\frac{1}{\frac{E_m}{E_a} (1 + \mu_m)(1 + \mu_a)(1 - 2\mu_a)} + \frac{2}{\frac{E_m}{E_a} (1 + \mu_a)(1 + \mu_m)(3 - 4\mu_m)} \right] \quad (\text{VIII.57})$$

donde:

E_m y E_a : Módulo de elasticidad del medio y del anillo respectivamente.

μ_m y μ_a : Coeficiente de Poisson del medio y del anillo respectivamente.

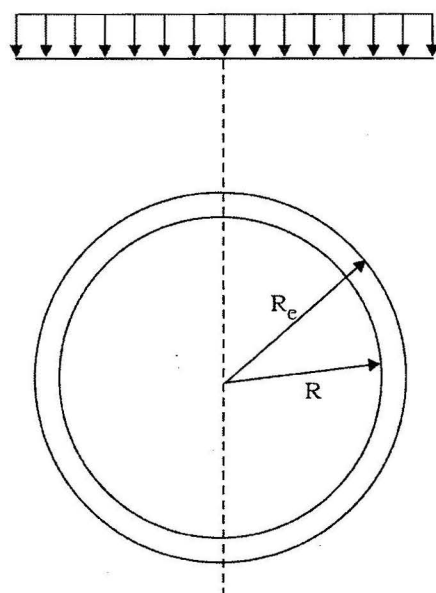


Figura VIII.8. Esquema de una placa elástica con agujero central sometida a una carga vertical distribuida.

El análisis de esta expresión muestra lo siguiente:

- Si los módulos de elasticidad del medio y del anillo son iguales ($E_m = E_a$) entonces la tensión en el medio y la que se estudia en el anillo van a ser iguales.
- La magnitud del coeficiente de Poisson del medio μ_m y del anillo μ_a ejercen poca influencia sobre las tensiones.

El método del barreno con el empleo de captadores de tensión se acostumbra a emplear según tres variantes: una para medir la tensión total que existe en el macizo después de haberse realizado diferentes trabajos mineros, otra para la determinación de las tensiones complementarias provocadas por dichos trabajos y otro para medir la variación de las tensiones principales.

Según la primera variante se necesita preliminarmente crear en el captador una determinada tensión y registrar la variación de tensiones. Aquí si el estado tensional inicial del macizo es cercano al hidrostático

entonces en el contorno del barreno es necesario que actúe una tensión igual a γH , por el contrario si es del tipo $\sigma_z > \sigma_x = \sigma_y$ la presión en el contorno del barreno se toma de igual a $\sigma_z \frac{(1+\lambda)}{2}$.

Para la determinación de las tensiones complementarias en el captador se deben crear tensiones preliminares mínimas, que garanticen un contacto denso y continuo del captador y las paredes del barreno. Para el caso en que el experimento sea prolongado es necesario, en los resultados de las mediciones, introducir coeficientes que tengan en cuenta las propiedades reológicas de las rocas.

Para la determinación de la variación de las magnitudes de las tensiones principales se pueden emplear dos esquemas; según el primer esquema la dirección de las tensiones principales se conoce y no varían, los captadores se colocan en el barreno según los ejes x, y, z.

La variación de las tensiones en este caso se calcula por las expresiones siguientes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{1}{K_i} (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_y - \Delta\sigma_x) \quad (\text{VIII.58})$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{1}{K_i} (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y) \quad (\text{VIII.59})$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{1}{K_i} (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y - \Delta\sigma_z) \quad (\text{VIII.60})$$

donde:

$\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ y $\Delta\sigma_z$: Magnitud de la variación de las tensiones en los captadores según los ejes x, y, z respectivamente.

K_i : Coeficiente que tiene en cuenta la interacción elástica entre el captador y el medio.

Según el segundo esquema es necesario conocer la dirección de una de las tensiones principales.

Los captadores de tensiones más utilizados en la actualidad son los hidráulicos, los eléctricos y los fotoelásticos.

Métodos geofísicos

Como es por todos conocido, los métodos geofísicos (que han obtenido amplia difusión en los trabajos de búsqueda y exploración de minerales), en los últimos años se han comenzado a utilizar para el estudio del estado tensional del macizo obteniéndose algunos éxitos significativos en esa dirección.

El posible empleo de los métodos geofísicos, así como su ampliación y profundización como forma de estudiar el estado tensional del macizo, se debe fundamentalmente a los adelantos experimentados en los últimos años en la rama de la electrónica.

Los métodos geofísicos para el estudio del estado tensional del macizo fundamentan su empleo en el estudio de distintas características del

macizo rocoso (acústicas, sísmicas, eléctricas, magnéticas y otras), las que dependen, como se conoce del estado tensional existente en el macizo.

El grado de desarrollo y de utilización práctica de los métodos geofísicos no es igual en todos los casos. En la actualidad los métodos más empleados y que han alcanzado más éxito son el acústico y el sísmico (en ocasiones algunos autores unen estos dos métodos en uno, el sismo-acústico). Una menor difusión han recibido los otros métodos (radiométrico, electrométrico, térmico y el magnético), debido a la necesidad de crear y perfeccionar el uso de equipos sofisticados que deben ser utilizados en las condiciones *in situ*.

El empleo de los métodos geofísicos para el estudio del estado tensional se considera muy perspectivo debido a que ellos presentan dos ventajas significativas: se pueden obtener a partir de las mediciones efectuadas, en forma directa la magnitud de las tensiones y es posible realizar investigaciones en grandes áreas del macizo.

A continuación se analizan los métodos siguientes:

Método acústico

Se basa en la utilización de la capacidad que poseen la mayoría de las rocas de generar impulsos sonoros elásticos cuando se varía el estado tensional del macizo.

Como criterio fundamental, en este método se toma la cantidad de impulsos sonoros elásticos que surgen en el macizo por unidad de tiempo y su variación con el tiempo.

En el estudio de algunos fenómenos específicos durante la aparición de la presión minera (por ejemplo: estallidos de rocas, desprendimientos súbitos de gases y otros) se estudian también la frecuencia de espectro de impulso y su magnitud.

Los impulsos sonoros elásticos, que surgen en el macizo rocoso son registrados con la ayuda de un equipo acústico el cual está formado por diferentes aparatos, como por ejemplo: captadores (para captar los impulsos sonoros), amplificadores eléctricos, oscilógrafos, generadores y otros.

El método acústico es muy usado para la investigación de la estabilidad de los pilares intercamerales y de las rocas denudadas en las excavaciones de explotación, así como también es empleado con el objeto de pronosticar la posibilidad de estallidos de rocas y desprendimientos súbitos de gases.

La determinación de la tensión en el macizo se fundamenta en la dependencia que existe entre la velocidad de difusión de las ondas sonoras en el medio dado y sus propiedades elásticas.

Conociendo el módulo de elasticidad E de las rocas estudiadas y la velocidad de difusión del sonido en ellas, se puede entrar a determinar la magnitud de las tensiones.

Método sísmico (ultrasonoro)

Este método de investigación del estado tensional del macizo se fundamenta en el estudio de la dependencia entre las condiciones de difusión de los impulsos elásticos artificiales en el macizo estudiado y las características del estado tensional del macizo.

Para este objetivo, habitualmente se utiliza la dependencia entre las velocidades de difusión de las ondas longitudinales y transversales y las propiedades elásticas, lo cual puede conocerse por las expresiones siguientes:

$$V_L = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (\text{VIII.61})$$

$$V_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} \quad (\text{VIII.62})$$

donde:

V_L y V_t : Velocidad de difusión de las ondas longitudinales y transversales respectivamente en el macizo.

ρ : Densidad del macizo estudiado.

E y μ : Constantes elásticas.

Método electrométrico

Este método se denomina también como método eléctrico activo y se fundamenta en la relación existente entre la resistencia eléctrica de la roca y la magnitud y condiciones de carga. Esta dependencia puede tener diferentes características para distintos tipos de roca. Aquí las propiedades de las rocas que más influyen son su porosidad y humedad.

Por la acción de cargas lineales o volumétricas sobre el macizo la resistencia eléctrica específica de la roca disminuye. A partir de los trabajos de laboratorio realizados se ha establecido lo siguiente:

- En las rocas, en las cuales no exista agua libre, la disminución de la resistencia eléctrica se condiciona en lo esencial al mejoramiento del contacto entre los granos componentes y la disminución del volumen de poros.
- En las rocas con agua, con el aumento de esta, la resistencia eléctrica disminuye y se hace mínima cuando se produce su saturación.
- La destrucción de la roca va acompañada con un aumento brusco de la resistencia eléctrica.

En la práctica, actualmente, se emplea bastante este método para el estudio de la variación en la disminución de las tensiones alrededor de las excavaciones y la descripción del cuadro de dicha distribución.

La interpretación de las mediciones *in situ* realizadas de la resistencia eléctrica de las rocas se basan en las correlaciones, preliminares establecidas entre estado tensional-resistencia eléctrica, las que se obtienen del ensayo de muestras de roca o directamente en el macizo con la utilización de un gato o almohada hidráulica.

Método térmico

La base teórica que sustenta el empleo de los métodos térmicos para el estudio del estado tensional del macizo viene dada por la relación existente entre la velocidad de propagación de las ondas elásticas y la conductividad térmica de las rocas.

$$\lambda = \frac{L\gamma V_L C_o}{3} \quad (\text{VIII.63})$$

donde:

λ : Conductividad térmica de la roca.

L : Parámetro que caracteriza un cristal cúbico.

V_L : Velocidad de las ondas longitudinales.

γ : Densidad de la roca.

C_o : Calor específico de la roca.

Debido a que la velocidad de las ondas elásticas en el macizo depende del estado tensional en el actuante, cuando varía debe producirse una variación del parámetro λ y de la conductividad de la temperatura (K) del macizo.

Método radiométrico

Como fundamento del método radiométrico, para el estudio del estado tensional está el efecto de disminución de la intensidad de los rayos gamma al atravesar la zona del macizo en estudio, estando esta disminución en dependencia de la densidad (γ) de las rocas.

Se conoce que a medida que las tensiones aumentan la absorción por el medio (macizo) de rayos gamma aumenta (esto como es lógico es a partir de considerar un mismo macizo). Sin embargo, durante el empleo de este método, se debe tener en cuenta, que si las tensiones se aumentan mucho acercándose a los límites se puede obtener un cuadro invertido, o sea una disminución de la absorción, lo que se explica por el surgimiento del agrietamiento en el macizo.

Este método se utiliza, principalmente, para obtener una evaluación cualitativa del estado tensional alrededor de las excavaciones. Una ventaja significativa del método consiste en la poca afectación que produce la variación de humedad del macizo en los resultados que con él se obtienen.

VIII.2.2. Estudio del proceso de interacción macizo-excavación

La tarea fundamental durante la investigación *in situ* del proceso de interacción macizo-excavación durante el estudio de la manifestación de la presión minera en las excavaciones de explotación es la determinación de la carga actuante.

El estudio de la interacción en las excavaciones de explotación ha sido muy poco utilizado para valorar los diferentes fenómenos y procesos mecánicos que ocurren en los macizos rocosos que rodean a estas excavaciones.

Para la resolución de estos estudios son utilizados diferentes equipos e instrumentos, que convencionalmente pueden dividirse en dos grupos:

- Equipos e instrumentos destinados a medir la fuerza y las tensiones.
- Equipos para medir la deformación y el desplazamiento de la fortificación y sus elementos.

En el primer grupo se incluyen los equipos e instrumentos destinados a medir la carga concentrada o distribuida, que actúa sobre la fortificación o cualquier tipo de sostenimiento que se utilice en los espacios cercanos a los frentes de arranque.

En tanto que en el segundo grupo se encuentran una serie de equipos e instrumentos de medición tales como: deformómetros de distintos tipos, niveles, equipos fotogramétricos, cintas métricas, apoyos correderos de medición y otros.

A la hora de seleccionar el método de medición y el equipamiento a utilizar para la resolución de una tarea concreta deben tenerse en cuenta las recomendaciones siguientes:

- La precisión de las instalaciones y equipos de medición, incluyendo los captadores, registradores y amplificadores, deben encontrarse en un rango de 10 a 15 % de error permisible máximo.
- Las características mecánicas del instrumento o equipo utilizado deben ser tales que introduzcan una desviación mínima al proceso que se estudia; por ejemplo: durante la medición de la carga sobre la fortificación, es necesario tratar de emplear en calidad de elementos elásticos, aquellos que sean lo más similares posible a los que se emplean en la fortificación lo que conduce a la disminución o eliminación de posibles alteraciones del proceso que se estudia.
- Las características de explotación del equipo o instrumentos que se emplean deben satisfacer en lo posible la realización del experimento en las condiciones previstas y en el tiempo programado.

La medición de la carga sobre la fortificación en las excavaciones de arranque habitualmente se realiza mediante los apoyos mecanizados que se emplean en las zonas cercanas a los frentes de trabajo.

VIII.2.3. Determinación de los desplazamientos que se producen en el macizo rocoso

El desplazamiento que se produce en la zona del macizo rocoso que rodea a las excavaciones subterráneas es una de las formas típicas en que se manifiesta la acción de la presión minera.

Como se conoce cuando se laborea una excavación esto trae consigo una variación del estado tensional inicial que existía en el macizo, lo que en muchas ocasiones va acompañado del desplazamiento del macizo en el entorno de la excavación.

El poder conocer la magnitud de los desplazamientos que sufre el macizo en la zona del contorno de la excavación tiene un gran valor a la hora de entrar a solucionar una serie de tareas tales como: elección del tipo racional de sostenimiento a utilizar para el frente de explotación y de sus características de trabajo, el cálculo de los parámetros del método de explotación que se emplea y permite obtener criterios para la dirección de la presión, entre otros.

188

El desplazamiento que sufre el macizo, por lo general, tiende a desarrollarse con el tiempo dependiendo su magnitud final y el tiempo de duración de este proceso de una serie de factores entre los cuales se encuentran: tipo de macizo rocoso (modelo geomecánico) y estado en que él se encuentra, profundidad a que se ubica la zona en estudio, propiedades del macizo rocoso y en particular sus características de resistencia, particularidades estructurales y otras.

El estudio de la regularidad en el proceso de desplazamiento de las rocas en el contorno de las excavaciones posee un gran significado científico y práctico, ya que por un lado es una vía para confirmar (o refutar) distintas teorías, criterios o hipótesis de presión minera y por el otro puede servir de fundamento para la solución de la tarea planteada.

El estudio de los desplazamientos de la roca se realiza según dos direcciones: una de ellas es la medición del desplazamiento relativo, o sea, el acercamiento de los hastiales entre sí o el que se produce entre el techo y el piso; en la práctica esto se denomina convergencia. La otra dirección consiste en la medición de las magnitudes absolutas del desplazamiento en los laterales, techo o en el piso de la excavación.

Tanto en uno como en otro caso, para la medición de los desplazamientos se utilizan referidores de diferentes construcciones. En general en cualquier tipo de referidor se pueden diferenciar tres partes: una parte, la de sujeción (1) que es la que garantiza el agarre del referidor en cualquier parte del barreno, el cuerpo del referidor propiamente dicho (2) y la parte del referidor que sobresale a la excavación (3), la que habitualmente tiene de 2 a 3 cm (ver figura VIII.9).

Los referidores, en dependencia de la profundidad del contorno en que miden el desplazamiento del macizo, se clasifican en referidores poco profundos (hasta 3 m) y referidores profundos (hasta 10 m y más).

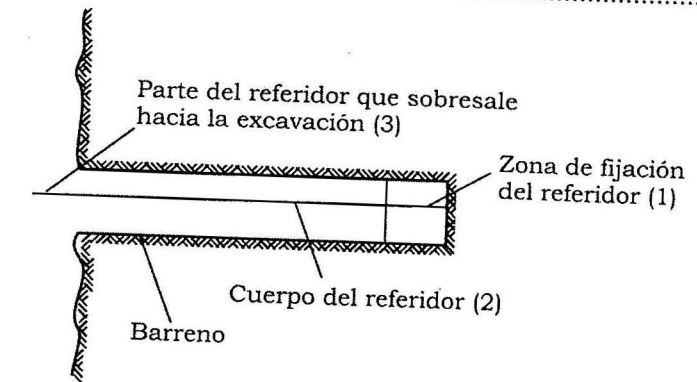


Figura VIII.9. Partes de que consta un referidor.

Como elemento de sujeción en los referidores poco profundos se emplea frecuentemente un tapón de madera, el cual debido al hinchamiento que sufre por la humedad, sujeta firmemente a las varillas en él introducidas.

En tanto que en los referidos profundos como elemento de sujeción se emplean cuñas metálicas de diferentes construcciones (ver figura VIII.10).

En este caso es frecuente el hecho de que se coloquen varios referidores a distintas profundidades en el mismo barreno.

189

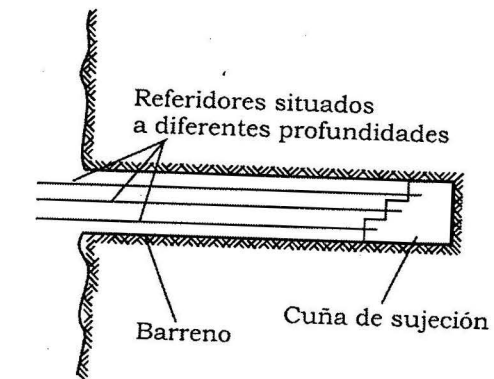


Figura VIII.10. Esquema de un referidor profundo.

Este método para medir los desplazamientos del contorno del macizo se caracteriza por su simplicidad y por ofrecer resultados muy valiosos a la hora de valorar las características de manifestación de la presión minera.

Capítulo IX

Métodos de modelación matemática para el estudio de la manifestación de la presión minera

190

El macizo rocoso es un medio físico muy complejo que posee una serie de particularidades específicas, las cuales en gran medida condicionan su estado mecánico.

Las principales causas que dan lugar a ello son:

- La existencia de superficies de debilitamiento en el macizo.
- La heterogeneidad del macizo.
- El campo tensional existente (natural e inducido).

Todo esto en su conjunto conduce a que el macizo en el caso más general sea un medio discreto, heterogéneo y anisótropo en el cual los procesos de deformación tienen un carácter no lineal y están en función del tiempo.

Los factores que influyen en la formación, en el macizo rocoso, de sus particularidades mecánico-estructurales se pueden ubicar en dos grandes grupos: los geológicos y los ingenieros-técnicos.

Factores geológicos

Para la roca: Tipo, propiedades físico-mecánicas, su estado y otros.

Para el macizo: Grado de facturación, su bloquicidad, sus propiedades mecánicas, condiciones hidrogeológicas, estado tensional natural, condiciones de yacencia, etcétera.

Factores ingenieros-técnicos

A nivel de proyecto: Forma y dimensiones del frente de trabajo, ubicación de la zona de estudio en el contexto del macizo, forma en que se realizan los trabajos, método de dirección de la presión minera, etcétera.

A nivel de construcción: Lugar y momento de ejecución de los frentes de trabajo, métodos usados, grado en que se afecta el macizo, calidad de los trabajos, medidas implementadas para su sostenimiento, etcétera.

Atendiendo a lo expresado se deduce que las expresiones físicas que pueden caracterizar a un medio tan complejo (macizo rocoso) incluyen una serie de componentes de los campos tensionales y deformacionales, de constantes física, temperatura y del factor tiempo.

Es evidente, que la descripción matemática de un medio como el anterior (macizo rocoso) es muy compleja y la solución de tareas concretas, por esa vía se hace en extremo difícil.

Esta situación hace necesario, para el estudio por vía teórica de los procesos mecánicos que ocurren en el macizo rocoso, tomar como objeto de estudio, no al propio macizo como tal, sino a una representación idealizada de él, a la que se denomina: su modelo geomecánico.

IX.1. Modelos geomecánicos

Se entiende, por muchos autores por modelo geomecánico a una representación (esquema) del macizo, que con un determinado grado de aproximación representa las características mecánicas del macizo y sus regularidades de desarrollo en el espacio y en el tiempo.

Los métodos teóricos tienen como ventaja, que con su empleo se puede lograr una generalización del fenómeno o proceso en estudio y además permiten caracterizar y pronosticar, tanto cualitativa como cuantitativamente, el desarrollo de los diferentes procesos mecánicos que pueden ocurrir en un macizo rocoso.

Es necesario señalar que una etapa necesaria e inviolable del estudio, por esta vía, del macizo rocoso, es la constante verificación y de ser necesario ajuste o conexión de las soluciones obtenidas.

Teniendo en cuenta que el modelo geomecánico es una representación idealizada del macizo rocoso, que en forma aproximada refleja sus propiedades es necesario tener en cuenta los dos aspectos fundamentales siguientes:

- En primer lugar, cuando se pasa del macizo rocoso a un modelo geomecánico una serie de particularidades mecánico-estructurales que él posee no se tratan en forma directa en el modelo. Por ejemplo, al tratar un macizo agrietado este se puede sustituir por un modelo masivo no agrietado, pero con anisotropía lo que le da similares características mecánicas; o sea, la investigación de la influencia del agrietamiento sobre el proceso de deformación del macizo se enfoca mediante el estudio de la influencia de la anisotropía en las características de deformación del modelo geomecánico.
- En segundo lugar, en distintas condiciones minero-geológicas y minero-técnicas concretas el grado de manifestación de diferentes

191

particularidades mecánico-estructurales puede ser tal, que su estudio no produzca variaciones cualitativas ni cuantitativas en la valoración de las características de los procesos mecánicos que se estudian. Esta situación nos hace pensar que es mejor tener, no un modelo geomecánico universal, sino un grupo de ellos.

Para poder sistematizar el estudio con el empleo de los modelos geomecánicos, hay que en primer lugar delimitar dos grupos principales de modelos, tomando como base una de las principales características mecánico-estructurales del macizo, su continuidad. O sea, el macizo rocoso puede ser representado por modelos continuos o modelos discretos.

En dependencia del carácter del enlace entre tensiones y deformaciones los modelos geomecánicos se pueden dividir en modelos que se deforman linealmente o no, y en dependencia de la combinación de sus características mecánico-estructurales y el grado de su manifestación los modelos geomecánicos pueden ser: homogéneos y heterogéneos e isótropos y anisótropos.

192

Como fundamento para la definición de un modelo geomecánico como un medio continuo están los conceptos de volumen elemental de cuasicontinuidad y de cuasihomogeneidad.

Por elemental se define un volumen tal, muy pequeño en comparación con el objeto estudiado que posea todas las propiedades del macizo (sector estudiado). O sea, de forma tal que su estado tenso-deformacional se pueda considerar como la de un punto del objeto de estudio; diciéndolo en otras palabras por volumen elemental, se define un volumen del macizo muy pequeño capaz de poseer todas sus propiedades.

Para valorar las dimensiones de este "volumen elemental" se parte del criterio planteado, o sea, la conservación en él de todas las propiedades del macizo. Para ello se hace necesario examinar, tanto la estructura de las rocas (sus características internas), como las características estructurales del macizo rocoso.

Tomando como base los minerales componentes (o agregados) de las rocas se puede obtener pequeños volúmenes que posean todas las propiedades de las rocas. Estos volúmenes son límites y al disminuirse se manifiestan otras propiedades.

Las dimensiones de estos volúmenes dependen del tipo de roca y en primer lugar del tamaño de los granos que componen el esqueleto mineral y de su posición relativa. Por ejemplo para arenisca con 80 % de cuarzo (las dimensiones de los granos oscilan alrededor de 0,5 mm) y 20 % de cemento, el volumen elemental es de 0,025 cm³. Este orden de dimensiones más o menos es similar para otras rocas.

Si se tiene en cuenta que los objetos que se estudian en el macizo rocoso por lo general se miden, por lo menos en varios metros, vemos que es posible considerar tales volúmenes como elementales, o sea, se

puede decir que los defectos interiores de las rocas no constituyen un problema a la hora de emplear los métodos de los medios continuos.

No sucede así con los defectos estructurales del macizo, ya que en estos casos los volúmenes (áreas o longitudes de tales defectos pueden alcanzar varios metros). Es por ello que la clasificación o no de tales volúmenes como elementales depende en lo fundamental de las dimensiones del objeto estudiado.

Por ejemplo, para el estudio de los procesos mecánicos que ocurren en los macizos en los contornos de una excavación preparatoria, en donde la zona de influencia de la excavación se mide en metros y en casos extremos en varias decenas de metros, tales volúmenes no se pueden considerar como elementales, en cambio si se estudia el proceso de desplazamiento del macizo sobre un frente de explotación, cuando las dimensiones del sector estudiado pueden llegar a decenas e incluso varios cientos de metros, tales volúmenes se pueden considerar como suficientemente pequeños y ser clasificados como elementales.

Debido a esto la cuestión relativa, si es correcto o no usar el método de los medios continuos, se debe resolver para cada caso concreto teniendo en cuenta las características mecánico-estructurales del macizo.

193

A partir de esto se han hecho algunas generalizaciones matemáticas del concepto de continuidad, para el caso del estudio de los macizos rocosos y se introduce el empleo del criterio de macizos rocosos cuasicontinuos. Aquí como criterio base que permite considerar el macizo como tal, se usa la relación:

$$\Delta A < \varepsilon \text{ cuando } \Delta a < l_0 \quad (\text{IX.1})$$

donde:

ΔA : Diferencia en los valores de tensiones, deformaciones y desplazamientos en puntos vecinos del macizo, al desplazarse las coordenadas una magnitud Δa .

l_0 : Longitud lineal del volumen elemental (longitud elemental).

ε : Error permisible durante las determinaciones (se puede tomar hasta 15 % de los valores promedios).

Cuando no se cumple la condición anterior, para el estudio de los macizos rocosos se deben usar los métodos de la mecánica de los medios discretos.

A diferencia de un medio continuo, uno discreto consiste en un sistema de elementos separados, unos de otros, que pueden tener una forma determinada (rectangulares, elípticos, de forma irregular, etc.) al constituir el macizo.

Si para el caso de las rocas, como unidad elemental se toma la dimensión del grano mineral, a la hora de examinar el macizo rocoso como unidad se toma un "bloque estructural".

Por consiguiente "el volumen elemental" debe contener la cantidad suficiente de bloques estructurales, para que pueda poseer todas las características mecánico-estructurales del macizo rocoso.

Para la determinación de las dimensiones del área elemental (l_0), se puede utilizar la expresión:

$$l_0 = 10h \quad (\text{IX.2})$$

donde:

h : Dimensión promedio del bloque estructural.

Por consiguiente se considera como promedio que la dimensión del área elemental debe ser 10 veces mayor que la del bloque estructural.

Como anteriormente se dijo para que una dimensión se pueda considerar elemental, las variaciones en los valores de tensión o deformación no deben exceder de 15 % de los valores promedio.

En correspondencia a lo anterior numerosos autores establecen una relación entre la magnitud de la desviación (error) y los valores medios de las tensiones en el área elemental y las dimensiones del sector estudiado en el macizo (L).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{l_0}{L}} \quad (\text{IX.3})$$

Considerando el error permisible máximo ($\varepsilon \approx 0,15$) y sustituyendo el valor de l_0 ($10 h$), se obtiene que:

$$h = 0,00225 L \quad (\text{IX.4})$$

De tal forma si las dimensiones del objeto que se estudia (en el macizo), por ejemplo es de 12 m, para fundamentar la utilización de un modelo geomecánico cuasicontinuo la dimensión (h) del elemento estructural no debe exceder de:

$$h = 0,00225 \cdot 12 = 0,027$$

y las dimensiones del área elemental (l_0) de:

$$l_0 = 10 h = 0,27 \text{ m}^2$$

A partir de estos resultados se puede plantear que un macizo se puede considerar cuasicontinuo, cuando las dimensiones del sector estudiado es en dos órdenes (100 veces) mayor que la dimensión del área elemental.

IX.2. Métodos teóricos para el estudio de los procesos mecánicos y de destrucción que ocurren en el macizo rocoso

Los métodos de estudio en condiciones naturales posibilitan obtener una solución válida, para las condiciones minero-geológicas concretas en que se realiza el estudio, en tanto que los métodos de laboratorio

permiten obtener la solución, abarcando una mayor cantidad de condiciones de estudio, pero con un alto grado de esquematización de los objetos naturales.

Por su parte los métodos teóricos dan la posibilidad de obtener resultados que poseen un mayor grado de generalización y a la vez pueden abarcar un mayor espectro de condiciones de estudio.

La obtención de una solución exacta, con el empleo de los métodos teóricos, depende de la posibilidad de tener en cuenta todos los factores que intervienen en el proceso y también del grado de representatividad de los parámetros que se empelan en el análisis.

Generalmente para alcanzar estas soluciones se emplean hipótesis o se parte de suposiciones simplificadoras, como por ejemplo al considerar al macizo rocoso como homogéneo y continuo, o considerar que el proceso de deformación en el campo elástico es lineal, entre otras muchas.

Dentro de los métodos teóricos se pueden diferenciar los métodos analíticos, que se fundamentan en alguna teoría de cálculo, por ejemplo (teoría de la elasticidad, de la plasticidad, del escurrimiento, de la deformaciones, de la deformación más allá del estado límite y otras) y los métodos de modelación matemática muy utilizados en la actualidad por sus ventajas.

Es conveniente aclarar que algunos autores consideran estos dos métodos antes mencionados (métodos analíticos y métodos de modelación matemática), en forma independiente.

Las condiciones principales de empleo de los modelos matemáticos consisten en representar esquemas idealizados que estudian diferentes situaciones del macizo (estado tensional alrededor de excavaciones, desplazamientos del macizo, entre otras).

IX.2.1. Método de modelación matemática

Hay dos formas para enfocar el cálculo de las tensiones y las deformaciones en un macizo rocoso y en general para cualquier estudio que se quiera hacer: considerando al macizo como un medio continuo o considerándolo como un medio discreto, constituido por un grupo de elementos (bloques) individuales.

Modelos continuos

Se denominan modelos continuos a aquellos modelos matemáticos que resuelven el problema modelando el comportamiento del macizo por medio de ecuaciones diferenciales de la mecánica de los medios continuos. Aquí se ubican la mayor parte de modelos numéricos y mediante su empleo es posible analizar macizos que aunque presenten discontinuidades, se puedan considerar como continuos para su estudio.

Los modelos continuos a su vez se dividen en dos categorías, según la estrategia que se emplee en la resolución de las ecuaciones diferenciales: los métodos diferenciales y los métodos integrales.

Los métodos diferenciales se caracterizan por extender las ecuaciones diferenciales a toda la región de interés, mientras que los integrales, utilizando soluciones de la mecánica de los medios continuos, construyen una solución global del problema aproximando las ecuaciones diferenciales solamente sobre los contornos de la región de interés.

Los modelos diferenciales más empleados en la actualidad son: utilizando el método de los elementos finitos (MEF) y el de diferencias finitas (MDF).

Los modelos integrales más utilizados son: con elementos de contorno, empleando integrales de contorno y el modelo de desplazamientos continuos.

Métodos diferenciales

Los problemas de la mecánica de los medios continuos se plantean en forma de ecuaciones de derivadas parciales. Estos sistemas se originan al plasmar matemáticamente dos principios: el primero, el de conservación de la cantidad de movimiento, que también puede expresarse como el de equilibrio dinámico de las fuerzas; el segundo es el de comportamiento constitutivo del material (consta de seis ecuaciones que relacionan medidas de tensiones o sus incrementos con medidas de las deformaciones). En conjunto se trata en un sistema de nueve ecuaciones con nueve incógnitas que son las tres componentes del movimiento y las seis de la tensión. Evidentemente, la formulación del problema se completa al incorporar las condiciones de contorno y en caso de tratarse de problemas dinámicos, las condiciones iniciales.

Los métodos diferenciales se basan en una descomposición del espacio (y en problemas dinámicos, también del tiempo) en múltiples elementos (e intervalos). Su tamaño se toma lo suficientemente pequeño, como para poder suponer que los campos de interés (tensiones, desplazamientos, etc.) varían de una forma sencilla y predeterminada (lineal, cuadrática, etc.) en su interior.

Esto permite replantear el problema de otras formas. Anteriormente se trataba únicamente de resolver las nueve ecuaciones mencionadas, pero en un dominio espacio-tiempo grande, en el que los campos varían de forma desconocida; ahora se tiene un sistema acoplado de nueve ecuaciones para cada uno de los elementos, pero con variaciones predeterminadas en su interior, o sea, el problema ha sido discretizado.

El ordenador es una herramienta particularmente útil para resolver problemas planteados en forma de múltiples ecuaciones sencillas. En casos lineales estáticos, por ejemplo, basta para resolver el problema invertir la matriz del sistema de ecuaciones planteados, matriz que representa la relación entre las fuerzas y los desplazamientos de los

nodos de las mallas que discretiza el dominio (medio analizado). En casos no lineales el proceso es similar, aunque dividido en incrementos de carga sucesivos, dentro de los que la solución se obtiene por medio de algún método iterativo.

Los problemas dinámicos evidentemente requieren la iteración en el tiempo de las ecuaciones. Esto puede hacerse por procedimientos explícitos e implícitos. En casos lineales, también puede llevarse a cabo aplicando la transformada de Fourier y resolviendo el problema en el dominio de la frecuencia en lugar del tiempo.

La integración explícita se basa en la adopción de un intervalo de integración muy pequeño, tan pequeño que los nodos de la malla no tienen tiempo de comunicarse entre sí en su transcurso, lo que desacopla sus ecuaciones de movimiento. Esto evita los procesos iterativos y la inversión de matrices a cambio de tener que tratar un gran número de intervalos de integración.

La integración implícita adopta intervalos mayores de tiempo sin comprometer la estabilidad de la integración, sin embargo, debe resolver el sistema acoplado de ecuaciones en cada paso de integración.

Los métodos explícitos son más adecuados cuando el problema es corto o requiere la modelización de fenómenos de propagación de ondas, ellos también se adaptan mejor al acentuarse la falta de linealidad; por ejemplo en problemas que conlleven impactos, fracturas, etcétera.

Los métodos implícitos son especialmente adecuados en caso de analizarse procesos mecánicos estacionarios o cuasi estacionarios, así como en problemas en los que la no linealidad sea moderada.

Los problemas estáticos, pueden resolverse también por métodos dinámicos, que con el tiempo converjan hacia la solución estática. Este proceso se conoce como "relajación dinámica" y en él, el tiempo pierde su carácter físico para convertirse en un contador del proceso iterativo que lleva la solución.

En cualquier caso, el planteamiento del sistema de ecuaciones que representa el problema puede hacerse por diferencias finitas o elementos finitos. En el caso del método de diferencias finitas se utiliza una aproximación directa a la ecuación diferencial original, mientras que en el método de los elementos finitos, el medio continuo se modeliza mediante un número de elementos interconectados cuyo comportamiento individual puede ser descrito con exactitud partiendo de las ecuaciones diferenciales originales.

Métodos integrales

Los métodos integrales utilizan las soluciones fundamentales de la mecánica de los medios continuos para resolver problemas más complejos. El método de los elementos de contorno es quizás el más apropiado para entender como funcionan estos métodos. Se supone que el

problema a estudiar es el macizo alrededor de una excavación; en el método de los elementos de contorno, este problema real se transforma en uno diferente que tendrá la misma solución siempre y cuando todas las condiciones de contorno sean las mismas.

La superficie imaginaria del contorno de la excavación se divide en una serie de segmentos, a cada uno de los cuales se le aplica una fuerza normal y otra de corte. Las tensiones que aparecen en una región elástica considerada infinita, como consecuencia de la acción de esta fuerza, se calculan por medio de la teoría de la elasticidad. Es así posible definir funciones de influencia que describen el efecto que una fuerza que un segmento ejerce sobre todos los demás segmentos del contorno. Con estas funciones de influencia se establece un sistema de ecuaciones que satisfaga las condiciones de contorno del sistema.

Resolviendo el sistema se obtiene la distribución de fuerzas sobre el contorno imaginario, que ocasionan la misma distribución de tensiones sobre el problema físico real. Estas fuerzas no tienen un significado físico por lo que se denominan fuerzas ficticias.

198

El método de las ecuaciones integrales de contorno es similar al método de los elementos de contorno. Su diferencia estriba es que en este caso se utiliza el teorema de reciprocidad para eliminar el uso de las fuerzas ficticias. Aquí el cálculo se efectúa en términos de distribución de fuerzas y desplazamientos reales sobre el contorno.

Este método, de las integrales de contorno, a diferencia del método de elementos de contorno, se utiliza para resolver problemas en los que intervengan materiales no homogéneos y con comportamiento no lineal.

El método de los desplazamientos continuos es similar también al de los elementos de contorno. El problema matemático consiste en que el contorno irregular se sustituye por un corte imaginario que se subdivide en un número de segmentos de discontinuidad. Cada segmento tiene un desplazamiento constante desconocido entre sus dos caras, internas y externas, para la solución se construyen las funciones de influencia que relacionan la magnitud de los desplazamientos discontinuos con las tensiones, de forma tal que satisfagan las condiciones de contorno.

Los métodos integrales son especialmente adecuados cuando el medio a modelizar es grande, el contorno pequeño y el comportamiento es lineal. Es claro que estos métodos, cualquiera que sea su planteamiento inicial conlleva a la aplicación del principio de superposición. Esto restringe la utilización de estos métodos.

Modelos discontinuos

En estos métodos se representan explícitamente la geometría de las discontinuidades que dividen al macizo, con lo que este se modela como una serie de bloques. Los contactos entre estos bloques se pueden

caracterizar por medio de ecuaciones que relacionan sus fuerzas de interacción con sus desplazamientos relativos, lo que permite modelar fenómenos tales como: el desplazamiento, la dilatación, la apertura de discontinuidades y su compresibilidad, entre otros.

El planteamiento matemático puede hacerse, tal como en los medios continuos, en el marco de los métodos de elementos o diferencias finitas o por integración explícita o implícita.

Dada las fuertes características de no linealidad que presentan los medios discretos, el método más comúnmente utilizado es el de diferencias finitas con integración temporal explícita, empleando un sistema de relajación dinámica para la obtención de soluciones estáticas.

Los modelos discretos (discontinuos) son particularmente útiles para estudiar los casos en que la deformación del macizo tiene lugar principalmente como consecuencia de movimientos de bloques delimitados por discontinuidades en un campo tensional de baja intensidad, como por ejemplo cuando se trata de analizar el flujo de mineral en una explotación.

Un ejemplo muy empleado de modelo discreto es el método de los bloques rígidos.

199

En macizos fracturados a poca profundidad, donde las deformaciones se producen generalmente a lo largo de las discontinuidades, el procedimiento habitual de cálculo que se empleaba era utilizando las proyecciones estereográficas.

Actualmente, es recomendado para estos casos el método de los bloques rígidos, aquí el problema se puede resolver mediante la generación de bloques dimensionales mediante la intersección de cada bloque tridimensional que se forma en el techo o parte superior del hastial de la excavación y los planos de sección perpendiculares al eje longitudinal de la excavación.

En cada sección se estudia el equilibrio de un bloque bidimensional, es decir, según la tercera dimensión, el bloque tiene un espesor unitario. La única aproximación que se realiza es la extrapolación de los resultados entre cada dos secciones consecutivas.

Por consiguiente, parece que sería necesario para el análisis evaluar muchas secciones perpendiculares al eje de la excavación, para que el espaciado entre las mismas no sea demasiado grande y poder cubrir la excavación en toda su longitud. Sin embargo, se ha observado que con un número limitado de secciones la aproximación que se alcanza es mayor que con el empleo del método de la proyección estereográfica.

Los datos de entrada que se necesitan en este modelo son:

- Número de bloques que forman el sistema.
- Tamaño y número de cuadrículas del mallado para la búsqueda de contactos entre bloques.

- Número de vértices de cada bloque y sus coordenadas.
- Peso específico de la roca.

El resultado factible de obtener con este modelo es la fuerza que se necesita para estabilizar el bloque bidimensional analizado en cada sección.

Si se tienen en cuenta la separación tomada entre secciones, se puede determinar la fuerza total que debe proporcionar el sostenimiento que se emplee, para estabilizar un bloque del macizo situado por el techo de la excavación.

Capítulo X

Dirección de la presión minera en los frentes de arranque

La elección del método o métodos más eficiente para dirigir la presión minera actuante en los frentes de arranque y las excavaciones preparatorias influenciadas por él, contribuye significativamente a aumentar las condiciones de estabilidad y por ende a mejorar las condiciones de seguridad en estas excavaciones, la eficiencia y productividad de los trabajos.

Para la elección del método más adecuado de dirección de la presión minera, en cada caso, es necesario conocer en la forma más detallada posible su mecanismo de acción.

Existen numerosas definiciones del término **dirección de la presión minera**, pero en forma simple se puede decir que: es un conjunto de medidas que tienen como objetivo regular las cargas actuantes en los frentes de arranque, permitiendo un mejor aprovechamiento de las capacidades del macizo rocoso, en función de la explotación más económica, eficiente y segura del mineral.

A partir de la definición anterior se puede decir, que dirigir la presión minera consiste en aplicar un grupo de operaciones que tienen como objetivo minimizar sus efectos destructivos e incluso emplear las condiciones existentes en el macizo en función de facilitar la explotación del yacimiento.

Los factores considerados como parte del proceso de dirección de la presión minera han sido agrupados, por diversos autores, en factores constantes y factores variables.

Factores constantes: Estos pueden ser naturales y técnico-mineros.

Factores naturales: Condiciones geológicas e hidrogeológicas, características geomecánicas de la roca y el mineral.

Factores técnico-mineros: Profundidad de explotación, presencia en la cercanía de yacimientos explotados o en explotación.

Factores variables:

- Métodos de explotación que se emplea y sus parámetros.
- Sistema de sostenimiento.
- Velocidad de avance del frente de trabajo.
- Tecnología empleada.
- Orientación del frente de trabajo respecto a las características geoes-
tructurales del macizo rocoso.
- Dimensiones del espacio trabajado.

Para realizar la adecuada dirección de la presión actuante, en cada caso, es necesario aplicar una combinación armónica de medidas, acorde a los factores variables que inciden dentro del marco de los factores constantes dados.

Este problema no es simple, teniendo en cuenta el gran número de factores variables que pueden intervenir.

202

Como se conoce, la presión minera en las excavaciones de arranque se puede manifestar en forma muy variable, en dependencia de la estabilidad del sistema macizo-excavación, del área denudada en el frente y el tiempo durante el cual es necesario mantener el funcionamiento de la excavación.

La selección correcta del método de mantenimiento de los frentes, cuando se realiza el arranque, es de mucha importancia. De esto depende en gran medida la seguridad de los trabajos, el costo de extracción de los minerales, la magnitud de las pérdidas y el empobrecimiento y la productividad de la mina.

El mantenimiento del espacio trabajado tiene por objeto prevenir, por un determinado periodo de tiempo, el desplazamiento en masa de las rocas sobre el espacio trabajado, garantizando condiciones cómodas y seguras de trabajo para el personal durante el arranque, tanto en ese frente, como en las excavaciones vecinas.

Los métodos y medios que se aplican pueden ser divididos en grupos:

- Los medios que proporcionan la conservación de la estabilidad de las rocas denudadas del techo y de los costados del espacio trabajado.
- Los métodos de mantenimiento artificial mediante el apoyo inmediato del techo por pilares de protección, material de relleno, mineral o mediante el empleo de la fortificación.

En la práctica a menudo es necesario recurrir, no solo a un método, sino a varios métodos de mantenimiento; por ejemplo fortificar para ir manteniendo el techo en el espacio cercano al frente y posteriormente ir colocando el relleno.

X.1. Método de dirección de la presión minera

Las grandes dimensiones que habitualmente alcanzan los frentes de arranque, en comparación con las que poseen las excavaciones preparatorias, traen consigo que aumente significativamente la carga actuante y vinculado a esto el desarrollo de deformaciones no elásticas en su contorno.

Como resultado de esto, en el proceso de deformación de los sectores del macizo cercanos a los frentes de arranque, puede aumentar la influencia de la heterogeneidad (formación de bloques, afectaciones geológicas y otras) y se van a producir deformaciones con características plásticas o viscosas. Estos procesos pueden llegar a ocurrir inclusive en las rocas fuertes en dependencia de la relación entre las dimensiones de los bloques estructurales y el área denudada del frente.

En los frentes de trabajo y zonas por él influenciadas, pueden ocurrir significativos desplazamientos del macizo, sin su destrucción, por ejemplo descenso del techo (muy característico de las minas de carbón) y subida del piso (a causa de la presencia de la presión de empuje o por el aumento de volumen en rocas arcillosas por la acción del agua).

203

En los casos en que el área denudada de techo o laterales del frente de explotación sea mayor que la permisible, atendiendo a la magnitud de las cargas actuantes y características geomecánicas del macizo circundante y su estado, pueden producirse pequeños desprendimientos de carácter parcial o incluso estos pueden tener mayor volumen.

También en los sectores del macizo, cercanos a los frentes de arranque y a las excavaciones de corte pueden ocurrir derrumbes parciales y totales fundamentalmente de la roca del techo. Esto ocurre cuando las dimensiones de sectores sin sostener del frente van más allá del límite permisible, que viene dado por la relación existente entre tensiones actuantes y las características de deformación y resistencia que posee el macizo.

Como una particularidad del proceso de control de la presión minera en los frentes de explotación está el relativamente poco tiempo de explotación del frente de trabajo (en dependencia de la intensidad con que se desarrollen los procesos de extracción) y la velocidad con que se desplacen los frentes.

Por ello, a diferencia de las excavaciones preparatorias, en los frentes de arranque, muchas veces no se sostiene todo el espacio trabajado, sino la parte más cercana al frente de trabajo, lo que tiene como objetivo evitar el empleo de fortificaciones rígidas de alta capacidad portadora.

Todo lo anterior justifica la necesidad del control de la presión minera en dos momentos importantes durante la explotación de una mina: uno cuando se realiza el arranque en el propio frente y el otro cuando

el frente se ha desplazado creando un espacio lo suficientemente grande como para afectar la estabilidad del sistema excavación-macizo.

Criterios para la elección del método dirección de la presión minera

Los criterios para la elección de los métodos de dirección de la presión minera, cumplen un rol metodológico y responden al objetivo que se desea alcanzar con su aplicación. Los criterios es posible agruparlos atendiendo a los factores siguientes:

- Seguridad.
- Características mecánicas estructurales del macizo rocoso.
- Mínima afectación en el frente de arranque y/o en el entorno a este o la superficie.
- Asegurar la máxima productividad del frente o la mina.

Para elegir correctamente el método de dirección de la presión minera es necesario hacer un análisis de los diferentes factores que puedan entrar a formar parte de este proceso.

Una especial atención, a la hora de elegir el método de dirección de la presión minera en los frentes de arranque, se le debe dar al estado y comportamiento del techo, tanto en el propio frente, como en los espacios ya trabajados cercanos a él.

Por ello, se le da gran importancia a los aspectos siguientes:

- Propiedades y características mecánico-deformacionales del macizo.
- Tendencia que puede tener el macizo por el techo y laterales del frente a la destrucción.
- Altura y dimensiones de la zona de roca destruida.
- Dimensiones de los espacios denudados y tiempo en que ellos pueden mantenerse estables.
- Método de explotación que se va a emplear.
- Velocidad de avance del frente de trabajo.
- Posible incidencia de afectaciones geodinámicas en la zona del frente.
- Organización y plazo de ejecución de los trabajos de explotación.

El grado de importancia de cada uno de los factores antes mencionados, frecuentemente depende de las condiciones concretas, así puede ocurrir que un factor complementario para algunas situaciones se convierte en el determinante en otras y al contrario uno considerado como principal, pasar a ser complementario.

X.2. Análisis de los métodos de dirección de la presión minera para distintos métodos de explotación

Se hace un análisis del empleo de los métodos de dirección de la presión minera para cada uno de los tres grupos de métodos de explotación:

- Métodos de explotación con espacios abiertos.
- Métodos de explotación con el sostenimiento de los espacios trabajados.
- Métodos con el derrumbe del macizo.

X.2.1. Métodos de explotación con espacios abiertos

Estos métodos se distinguen porque el espacio creado en el frente de explotación se conserva libre, sin ser rellenado ni ocupado por masas de rocas producto del derrumbe, la fortificación se emplea ocasionalmente y lo más habitual es que su sostenimiento se garantice por pilares que se dejan delimitando el contorno de las cámaras, paneles o bloques ya que estos tienen la función de proteger las excavaciones preparatorias.

Estos métodos se emplean cuando las características mecánicas estructurales, tanto del yacimiento, como del macizo de rocas de caja son muy buenas y competentes. Dentro de este grupo se mencionan los cinco métodos considerados en la literatura como fundamentales: arranque por testers, tajos largos, cámaras y pilares, arranque por subnivel y arranque por nivel.

Se analizan los métodos de cámaras y pilares, arranque por subnivel y arranque por nivel, debido a que en ellos se produce la mayor área de techo o pared (hastiales) que queda denudada. Esta dimensión puede oscilar en el orden de 400 a 1 000 m² por el techo para el caso de cámaras y pilares y en el caso de arranque por subnivel o nivel de 900 a 1 600 m² hasta más de 3 000 m² en casos extremos.

Estos métodos llegan a ser muy seguros cuando las dimensiones de los frentes de arranque se encuentran en correspondencia con las exigencias planteadas por las características geomecánicas y el campo de tensiones existentes. Cuando se violan estas exigencias pueden ser muy peligrosos debido a que se trabaja en espacios abiertos.

Cuando la explotación de las cámaras o bloques se hace teniendo en cuenta las dimensiones requeridas de los espacios abiertos en los frentes se producen afectaciones mínimas, en tanto que en las excavaciones aledañas y en la superficie estas pueden ser insignificantes.

Pueden producirse afectaciones, cuando al culminar la explotación de un sector de la mina se procede a la extracción de los pilares sin un plan de recuperación previo y debidamente elaborado, en tales casos si no se toman medidas especiales, generalmente costosas para preservar la superficie, se pueden producir derrumbes con la correspondiente afectación a los terrenos y obras de superficie y al resto de las excavaciones en el área de influencia.

Dirección de la presión minera

Se describen las opciones de dirección más empleadas en los métodos más representativos de este grupo:

Método de explotación por cámaras y pilares: Consiste en la explotación de cámaras separadas por pilares para el sostenimiento del techo. De planificarse la recuperación de los pilares esta puede ser parcial o total. En este último caso la recuperación va acompañada del descenso controlado del techo, que puede realizarse junto con la explotación o al final de la vida del yacimiento, lógicamente el hundimiento del techo en este caso es totalmente controlado.

Antiguamente, hasta la década del 70 del siglo pasado, el método de cámaras y pilares se ejecutaba en forma irregular, o sea, las dimensiones y distribución de cámaras se hacía sobre la marcha de la explotación, dejando pilares en forma irregular obedeciendo solamente a las características presentadas por el yacimiento (como por ejemplo zonas de más baja ley, diques de estériles, etcétera).

Actualmente, dadas las condiciones de mecanización y de desarrollo obtenido en la evaluación geomecánica de los macizos rocosos, el método, se planifica con anterioridad a la explotación, llevándose las cámaras con distribución y dimensiones regulares, así como el trazado y dimensiones de los pilares (ver figura X.1).

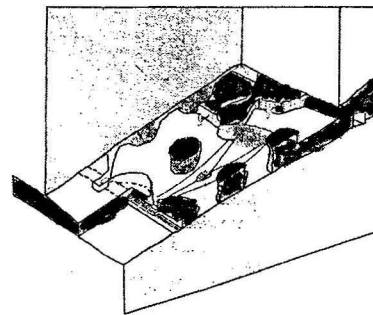


Figura X.1. Esquema del método de cámaras y pilares.

En este método de explotación el desarrollo de los trabajos va a depender de una serie de factores, todos relacionados entre sí y que inciden con mayor o menor importancia, según las características del cuerpo mineral en que se trabaje.

Dentro de los principales factores se encuentran la ubicación del cuerpo mineral con respecto a la superficie del terreno, su forma, simetría y estructura. Las características geoestructurales y condiciones tectónicas es otro aspecto importante que debe considerarse para la elaboración del programa de desarrollo de la explotación.

La presión minera actúa principalmente por el techo y se manifiesta a través de la deformación de sectores del techo, su desplazamiento o mediante su derrumbe parcial o total; como resultado de la acción de este campo de tensiones, los pilares pueden deformarse o destruirse.

Con el objetivo de reducir los efectos de la presión minera se aplican frecuentemente los métodos de dirección de la presión siguientes:

1. El dimensionamiento de las cámaras y pilares se realiza de forma tal, que se garantice para el tiempo necesario la estabilidad de los espacios abiertos. Esta es la forma principal de dirección de la presión

minera, la que debe emplearse desde la etapa de diseño hasta la ejecución de los trabajos de laboreo.

2. La distribución de los pilares en el espacio en que se trabaja es otra forma importante, con la que se dirige la presión minera. Un elemento importante al distribuir los pilares, es tomar en cuenta los defectos estructurales del macizo (fallas, grietas o sistemas de estas) que pudieran afectar la capacidad portante de estos, por lo que para la ubicación de los pilares debe tenerse en cuenta los sitios donde se manifiestan estas afectaciones estructurales del macizo.
3. Empleo de otros elementos resistentes para garantizar el sostenimiento del área desnuda, tales como: caravanas, estemples aislados o en ases, pernos de anclaje, todo lo que contribuye a aumentar la estabilidad y seguridad de sectores inestables o peligrosos del techo.
4. Incremento de la velocidad de laboreo, cuando existan zonas potencialmente peligrosas, con el objetivo de laborar en ellas el menor tiempo posible.
5. La correcta elección de la dirección de desarrollo de los frentes de trabajo, así como del esquema de avance que se emplee en el frente es una forma de dirigir la presión minera que permite, según las condiciones existentes, adelantar un sector con respecto a otro. Lo que posibilita reducir el área desnuda y que la redistribución de las tensiones en el espacio laboreado no alcance valores pico que resulten peligrosos.

Método de explotación con arranque por subnivel: Consisten en dividir el cuerpo mineralizado en niveles y estos a su vez en bloques que regularmente alcanzan altura de 50 a 70 m, llegando en casos extremos a los 100 m, con longitudes que oscilan generalmente entre 50 y 60 m pudiendo llegar a 100 y 120 m (ver figura X.2).

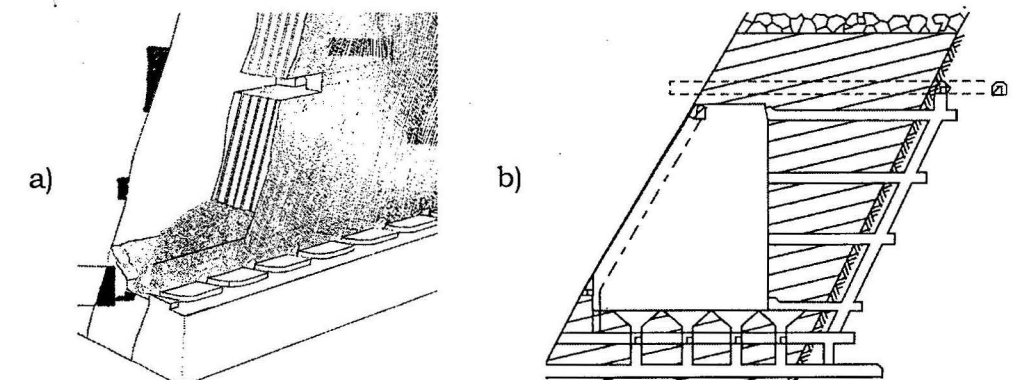


Figura X.2. Método de explotación de arranque por subnivel.

a) Con galería de subnivel y b) Con crucero de subnivel.

Estos bloques al ser laboreados dan lugar a cámaras que se alternan con pilares en sus límites superior e inferior, según el buzamiento, así como por sus laterales según el rumbo. Estos pilares laterales generalmente albergan excavaciones o sirven de protección para algunas

excavaciones, según el rumbo los contrapozos límites se encuentran dentro de estos pilares de delimitación lateral.

En el fondo del bloque se deja, con una altura de 12 a 14 m, el pilar de piso que protege la galería de transporte y el horizonte de fragmentación secundaria, en tanto que en la parte superior de este bloque se deja el pilar de corona que tiene por función proteger el piso de la galería de ventilación, además de constituir el techo de la cámara.

Ahora bien para el laboreo de este bloque se hace necesario dividirlo en subniveles mediante el laboreo de una serie de galerías longitudinales o transversales en función de la potencia del cuerpo mineralizado. Desde estos subniveles se desarrollan los trabajos de arranque del mineral, los cuales incluyen los procesos de separación de la mena, el acarreo, la ventilación y las actividades encaminadas a garantizar las condiciones de seguridad.

En este método de explotación el desarrollo de los trabajos va a depender de una serie de factores, todos relacionados entre sí y que inciden con mayor o menor importancia, según las características del cuerpo mineral en que se trabaje. Dentro de los principales factores se encuentran: la ubicación del cuerpo mineral con respecto a la superficie del terreno, su forma, simetría y estructura, las características geoestructurales y condiciones tectónicas es otro punto importante que debe considerarse para la elaboración del programa de desarrollo de la explotación.

La dirección predominante de actuación de la presión minera ocurre generalmente con mayor intensidad por el costado colgante, aunque puede actuar por el yacente o por ambos simultáneamente y se manifiesta a través de la deformación y/o desplazamiento de las rocas de caja. Estos desplazamientos pueden dar origen a desprendimientos de fragmentos de roca hasta llegar a derrumbes.

Los métodos de dirección de la presión más frecuentemente empleados en este sistema de explotación son:

1. El adecuado dimensionamiento de los frentes de trabajo, exige que el diseño y laboreo se realice con la observación de las dimensiones estables de los frentes de arranque y espacios trabajados en dependencia de la profundidad de laboreo, tipo y estado de las rocas de caja.
2. La dirección de desarrollo de los frentes de arranque y el orden de laboreo de los subniveles constituye una forma importante de dirigir la presión minera, si se considera que al laborearse simultáneamente varios subniveles las áreas desnudas se incrementan y con ello también la magnitud de las tensiones actuantes con su correspondiente efecto en el macizo circundante.
3. Otra forma de dirigir la presión minera es desarrollar los frentes de trabajo desde el colgante al yacente, lo que produce la descarga del macizo en ese sector, o con el desarrollo de los frentes desde el flanco

del bloque o nivel a partir de la ranura de corte vertical, lo que permite realizar una explotación en retroceso.

4. El empleo de elementos resistentes en este método de explotación es poco empleado para dirigir la presión minera o disminuir sus efectos, aunque en ocasiones se han empleado con este fin pilares en los costados yacente o colgante (como ejemplo de lo anterior se puede mencionar el caso de la mina Julio Antonio Mella en Pinar del Río, Cuba donde se dejó un pilar de 2 m de espesor en el costado colgante), o utilizado pernos de anclaje para aumentar la capacidad portante de las rocas de caja cuando estas presentan defectos estructurales.

Método de explotación con arranque por nivel: Consiste en dividir el cuerpo mineralizado en niveles y estos a su vez en bloques que regularmente alcanzan altura de 50 a 70 m, llegando en casos extremos a los 100 m, con longitudes que oscilan generalmente entre 50 a 60 m pudiendo llegar de 100 a 120 m (ver figura X.3).

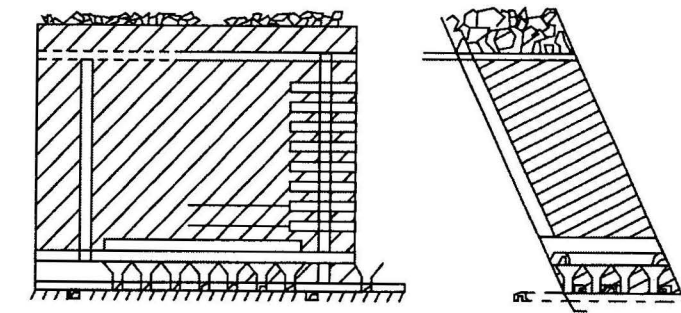


Figura X.3. Método de explotación de arranque por nivel.

Estos bloques al ser laboreados dan lugar a cámaras que se alternan con pilares en sus límites superior e inferior, según el buzamiento, así como por sus laterales según el rumbo. Estos pilares laterales generalmente contienen excavaciones o sirven de protección para algunas excavaciones, según el rumbo los contrapozos límites se encuentran dentro de estos pilares de delimitación lateral.

En el fondo del bloque se deja, con una altura de 12 a 14 m, el pilar de piso que protege la galería de transporte y el horizonte de fragmentación secundaria, en tanto que en la parte superior de este bloque se deja el pilar de corona que tiene por función proteger el piso de la galería de ventilación, además de constituir el techo de la cámara.

Ahora bien para el trabajo en este bloque se hace necesario el laboreo de las ranuras de corte horizontal o vertical, con la primera se crea una superficie libre en la base del bloque que permite la salida de la masa arrancada cuando el arranque se efectúa por capas horizontales; se laborea la ranura vertical cuando el arranque se realiza por capas verticales.

En este método de explotación el desarrollo de los trabajos va a depender de una serie de factores, todos relacionados entre sí y que inciden con mayor o menor importancia, según las características del cuerpo mineral en que se trabaje. Dentro de los principales factores se encuentran: la ubicación del cuerpo mineral con respecto a la superficie del terreno, su forma, simetría y estructura, las características geoestructurales y condiciones tectónicas es otro punto importante que debe considerarse para la elaboración del programa de desarrollo de la explotación.

La dirección predominante de actuación de la presión minera ocurre generalmente con mayor intensidad por el costado colgante, aunque puede actuar por el yacente o por ambos simultáneamente y se manifiesta a través de la deformación y/o desplazamiento de las rocas de caja. Estos desplazamientos pueden dar origen a desprendimientos de fragmentos de roca hasta llegar a derrumbes, cuando el área denudada excede los anchos límites permisibles para la calidad y características geoestructurales del macizo circundante.

Los métodos de dirección de la presión más frecuentemente empleados en este sistema de explotación son:

210

1. El adecuado dimensionamiento de los bloques, exige que el diseño y laboreo se realice con la observación de las dimensiones estables de los frentes de arranque y espacios trabajados en dependencia de la profundidad de laboreo, tipo y estado de las rocas de caja.
2. La dirección de desarrollo de los frentes de arranque por capas horizontales o por capas o franjas verticales, lo que conlleva el laboreo de las correspondientes ranuras, en el primer caso orden de laboreo de el bloque es en realce, lo que constituye una forma importante de dirigir la presión minera, si se considera que en este caso el área denudada está dada por la base del bloque; en el caso de realizarse el arranque por franjas verticales el área denudada puede corresponder a rocas del yacente o colgante en dependencia de la competencia de las rocas y de los valores de la presión esperada; también es posible realizar el laboreo según el rumbo cuando se realiza el laboreo del nivel en retroceso o al laborearse simultáneamente varios bloques desde los flancos.
3. Otra forma de dirigir la presión minera es desarrollar los frentes de trabajo desde el colgante al yacente, lo que produce la descarga del macizo en ese sector, o con el desarrollo de los frentes desde el flanco del bloque o nivel a partir de la ranura de corte vertical, lo que permite realizar una explotación en retroceso.
4. El empleo de elementos resistentes en este método de explotación es poco empleado para dirigir la presión minera o disminuir sus efectos, aunque en ocasiones se han empleado con este fin reforzamiento por cables para controlar el arranque de las capas horizontales, otra forma de dar mayor capacidad a las rocas de los costados yacente o colgante es la colocación de pernos de anclaje en aquellas zonas que presentan debilitamiento por defectos estructurales.

X.2.2. Métodos de explotación con el sostenimiento de los espacios trabajados

Son métodos en los cuales el espacio creado por la explotación se sostiene, ya sea mediante su relleno con diferentes materiales o con el empleo de diferentes tipos de fortificación, con el objetivo de evitar el desplazamiento de las rocas de cajas hacia el espacio trabajado.

Se aplican en vetas o cuerpos minerales que presenten cualquier ángulo de inclinación y potencia que varía de finas a media, en condiciones donde las características geomecánicas del macizo no son buenas y las magnitudes del estado tensional son elevadas. Estos métodos resultan muy costosos y relativamente selectivos.

Son analizados, dentro de este grupo los métodos siguientes:

- Método de explotación con el almacenamiento del mineral.
- Método de explotación con el relleno del espacio laboreado.
- Método de explotación con la fortificación del espacio laboreado.
- Método de explotación con fortificación y relleno.

Explotación con el almacenamiento del mineral

211

Según este método el mineral se arranca por capas o bandas horizontales, desde la parte inferior del bloque con desplazamiento ascendente del frente de trabajo. Una parte del mineral arrancado se deja en el espacio excavado, con el objetivo de servir de plataforma de trabajo para extracción de la menas ubicada en la parte superior del bloque y a su vez cumple el rol de sostener las paredes denudadas del colgante y yacente de la cámara de explotación (ver figura X.4).

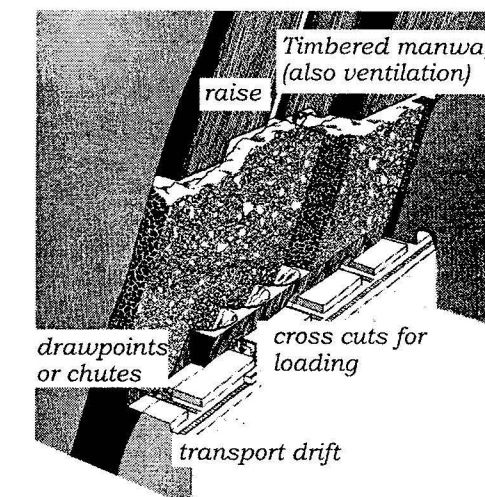


Figura X.4. Esquema del método de explotación con el almacenamiento.

Antiguamente, hasta la década del 80 del siglo pasado, en las cámaras al culminarse en ella los trabajos de explotación se sacaba todo el

mineral almacenado, dejándose la cámara vacía o en el mejor de los casos se ubicaban en ella distintos materiales, como por ejemplo estéril y en otros casos se procedía a su derrumbe.

Esto como es lógico no evita los desplazamientos en el macizo, lo que puede afectar al resto del campo de mina e incluso, en dependencia de las condiciones existentes a la superficie. Por ello es recomendable, al igual que se debe hacer en el caso de recuperación de pilares, elaborar un plan para garantizar las condiciones de estabilidad de este vacío o para proceder al derrumbe controlado y gradual del macizo con el objetivo de evitar afectaciones posteriores.

Condición indispensable de este método es la existencia de una galería en la base del bloque o nivel por la cual se realiza la evacuación de la mena arrancada para su traslado a la superficie. El techo de esta galería, llamado base del bloque, puede ser un pilar de mineral (puente natural) o puede ser uno artificial, construido ya sea de madera o de perfiles metálicos.

El puente natural se emplea cuando la mena posee buenas características geomecánicas y alta resistencia mecánica estática y dinámica. En este caso se crean los embudos para recibir y conservar la masa arrancada hasta su evacuación en los medios de transporte.

Este método se aplica en aquellos yacimientos con buzamientos abruptos, en los cuales predominantemente la presión minera actúa por el costado colgante o yacente (o por ambos a la vez) y su magnitud no alcanza valores elevados durante el proceso de arranque en el bloque. No obstante, puede ocurrir que la presencia de anomalías o defectos estructurales en el macizo circundante, provoquen incrementos de la presión en determinados sectores, por lo que es importante elaborar las medidas para la dirección de la presión.

La dirección de la presión para este método de explotación se puede desarrollar a través de las siguientes acciones:

1. Correcto dimensionamiento del espacio de trabajo (altura de la capa que se laborea y del frente de trabajo), lo que permite controlar el volumen de mena a extraer para conservar las dimensiones del espacio de trabajo.
2. Colocación de pernos de anclaje, de forma aislada o sistemáticamente con barras metálicas o con mallas, en los hastiales colgante y yacente con el objetivo garantizar la estabilidad de las cámaras al efectuar el vaciado de estas.
3. Empleo de pilares, se considera la opción más adecuada para combatir el empuje de las paredes. Consiste en el empleo de dos tipos de pilares: pilares de mineral en la zona del espacio trabajado, de ser posible aprovechando sectores de mineralización pobre y pilares de delimitación que se distribuyen en forma sistemática en los límites del espacio de trabajo.

4. Elección del orden y la forma en que se desarrollan los frentes de trabajo dentro del bloque y en el nivel. En el bloque el frente puede desarrollarse de forma escalonada, lo que posibilita tener una menor área de macizo denudado y por ende la posibilidad de mejores condiciones de estabilidad.
5. Laboreo alterno de las cámaras con el objetivo de lograr que al producirse la redistribución de las tensiones en el contorno de la cámara explotada se pueda explotar posteriormente la cámara siguiente, cuando la magnitud de la presión actuante sea menor.

Método de explotación con el relleno del espacio trabajado

Este método consiste en el relleno del espacio trabajado, este puede ser parcial o total. Conforme a las características del material usado como relleno se distingue:

- Relleno en estado seco, al material no se le añade agua. Se transporta al espacio trabajado usando los medios existentes en la mina.
- Relleno húmedo, cuando el material es seco, pero se le añade agua en el proceso de relleno. Su transporte no requiere de medios adicionales.

Y en dependencia de la forma en que se transporta el material de relleno:

- Relleno mecánico.
- Relleno hidráulico, la mezcla del material sólido con agua forma una pulpa, que se conduce mediante el bombeo al frente por tubería.
- Relleno neumático, se usa material seco, que se lleva al espacio trabajado a través de tuberías mediante el aire comprimido.

El método con el relleno parcial del espacio trabajado es considerado un método efectivo de dirección de la presión en condiciones en que se produce una brusca variación en la potencia del cuerpo mineral que se explota, existe un piso muy débil, el techo directo está formado por rocas muy débiles o al contrario por rocas fuertes.

El método de dirección de la presión minera más costoso es cuando se emplea el relleno total del espacio trabajado. Es por ello que este método en la actualidad se emplea cuando otros métodos no garantizan la seguridad del trabajo, cuando no son técnicamente ejecutables o cuando no responden a exigencias específicas planteadas a los trabajos de explotación minera en situaciones concretas.

El método de relleno del espacio trabajado, teniendo en cuenta el grado de asentamiento del material de relleno, se elige en dependencia de las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geomecánicas concretas que existen y de la tarea a resolver.

En ocasiones se considera suficiente evitar que se produzcan desniveles del techo directo o del techo básico y en otras ocasiones no se puede permitir que ocurran deformaciones por flexión del macizo rocoso por encima de su límite permitido (en muchas ocasiones muy pequeño).

Según este método de explotación, el espacio trabajado se llena con el material de relleno, gracias a lo cual el techo al descender se encuentra con el elemento resistente que proporciona el sostén que le brinda ese relleno y se asienta prácticamente sin llegar a la destrucción. Este relleno cuando posee flexibilidad ayuda sustancialmente a que el proceso sea gradual y sin afectación del macizo (ver figura X.5).

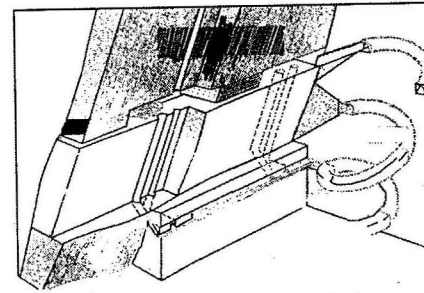


Figura X.5. Esquema con el relleno total.

Este método es muy difundido en la minería del carbón, con el empleo de frentes largos de trabajo y potencia del cuerpo de mineral de 3 a 4 m. Este método de explotación garantiza una buena velocidad de avance del frente.

En este caso el proceso de desplazamiento (movimiento) del macizo rocoso por encima de la zona trabajada puede durar hasta 2 o 3 años después de realizados los trabajos de arranque.

Para el caso de cuerpos minerales con poca inclinación u horizontales este método se recomienda emplear solo en los casos siguientes: existencia de minerales de alto valor o macizos susceptibles al derrumbe, en situaciones en que haya que proceder al arranque de pilares de seguridad y cuando se realiza la explotación de minerales por debajo del nivel del agua.

Con el objetivo de controlar los efectos de la presión minera se puede, en dependencia de la dirección de realización del arranque y el relleno del espacio laboreado, realizar el arranque por capas horizontales, por capas inclinadas y también con el desarrollo del frente en forma escalonada.

Para cuerpos minerales potentes y con yacencia suave pueden ser empleadas dos variantes de este método de explotación con relleno:

- Con empleo de pilares temporales que se extraen en una segunda etapa de trabajo.
- Con el relleno directo de los espacios trabajados.

Método de explotación con la fortificación del espacio trabajado

En los métodos de explotación con fortificación del espacio de trabajo la presión minera puede actuar espacialmente en todas las direcciones, en dependencia de la posición relativa del cuerpo mineral en explotación y la dirección de desarrollo de los trabajos, así tenemos que la presión se manifestará a través de los desplazamientos y/o destrucción de los techos, los desplazamiento y/o destrucción de la mena en los frentes o las rocas en los límites del cuerpo explotado.

Con el objetivo de dirigir la presión minera se plantean las medidas siguientes:

- Construir fortificaciones de diferentes materiales, las cuales deben tener la suficiente capacidad portadora para asimilar la carga actuante y transmitirla sin destruirse, a la zona de apoyo.
- Incrementar la capacidad portante del macizo rocoso circundante, mediante la colocación de pernos de anclaje.
- Construir barreras de resistencia con elementos de fortificación para delimitar sectores donde actúen altas presiones o donde se manifieste la destrucción del macizo rocoso.

Método de explotación con fortificación y relleno

El método con fortificación y relleno se aplica cuando la explotación del mineral se realiza en forma ascendente. En estos casos la presión actúa por todas las direcciones (por el colgante, el yacente, el techo y el piso) y se manifiesta a través de los desplazamientos y destrucción del mineral (ver figura X.6).

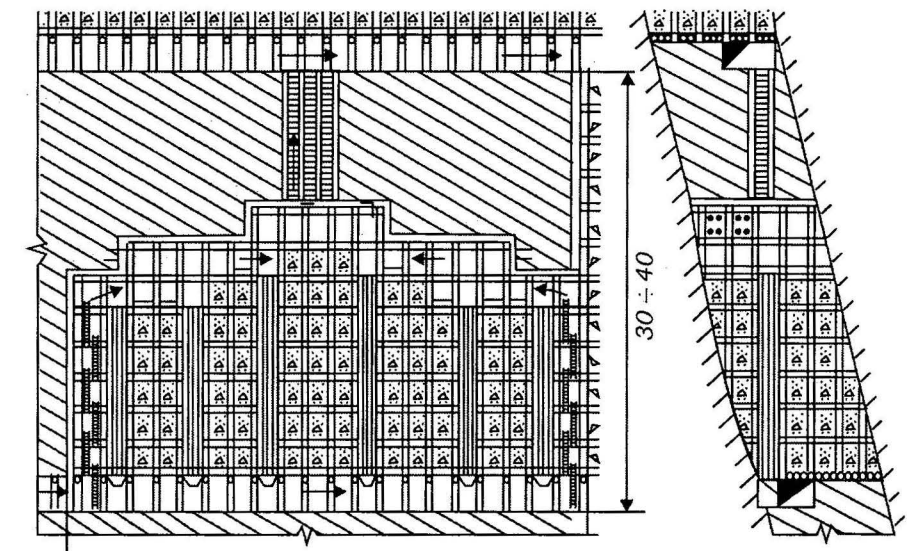


Figura X.6. Método de explotación con fortificación y relleno.

La dirección de la presión minera está dirigida a las acciones siguientes:

- La determinación de las dimensiones máximas que puede tener el espacio sin su sostenimiento durante el arranque, sin el riesgo de su destrucción anticipada.
- La determinación de la forma que adoptará el frente de trabajo en el bloque, la que puede ser continua, escalonada o en cuadrículas. La primera forma se emplea para los casos en que la mena posea las mejores condiciones, la segunda cuando la mena es más propensa a destruirse y la tercera para condiciones similares a la segunda con la agravante de existir mayores valores de la presión.

3. En cualquier situación se debe construir una armadura preferiblemente de madera que cumple la función de soportar la presión que se manifiesta a través de la mena en el frente y por el techo de la excavación. Esta estructura asimila las cargas actuantes y las transmite al espacio relleno.
4. En ocasiones, en dependencia de las condiciones existentes, para aumentar la capacidad portante de esta armadura, se le adiciona cemento al relleno para crear una estructura artificial muy resistente capaz de soportar altos valores de la presión minera sin destruirse a largo plazo, evitando afectaciones al macizo circundante y a la superficie.

X.2.3. Métodos con el derrumbe del macizo

En este caso, tanto al estéril (rocas de caja) como al mineral o a ambos simultáneamente, se le va provocando su descenso gradual y controlado. Existen dos métodos principales en este grupo: derrumbe por subnivel y derrumbe del nivel (derrumbe por bloque).

216

La explotación con el descenso del techo (derrumbe gradual) se puede emplear favorablemente, cuando tanto la mena, como la roca encajonadora estén fracturadas y en condiciones tales en que se pueda garantizar, que este proceso se realice en forma controlada.

La extracción del mineral crea una zona de hundimiento por encima del techo del espacio trabajado, efecto que puede alcanzar la superficie si existen las condiciones propicias (características mecánico-estructurales del macizo, profundidad a que esté la excavación de explotación, etc.) y no se toman las medidas pertinentes (ver figura X.7).

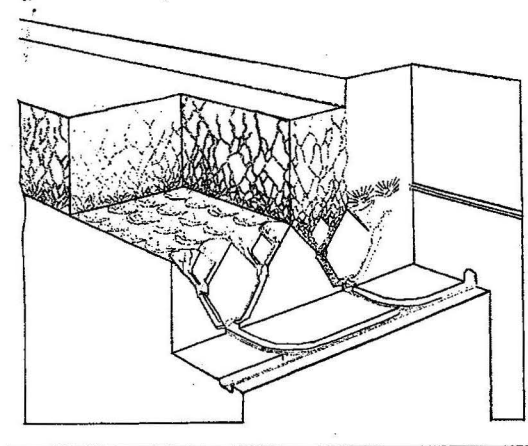


Figura X.7. Esquema de derrumbe por bloque.

En estos casos es extremadamente importante garantizar que la difusión del proceso de afectación-flexión-fracturación del macizo por encima de

los trabajos de arranque sea gradual y continuo, para disminuir la posibilidad de que se produzcan: formación de embudos de grandes dimensiones por encima del techo, derrumbes inesperados e incluso otras afectaciones dinámicas.

En el método de explotación de derrumbe por bloque, por un lado, es conveniente minimizar las concentraciones de tensiones en el nivel de producción y pilar de protección, con el objetivo de mantener estables galerías de extracción; y por otro, conviene maximizar la concentración de tensiones sobre el nivel de derrumbe para lograr el socavamiento del bloque y mejorar la fragmentación de la mena.

Los trabajos destinados a romper la base de un bloque dado, se inician con el diseño de la malla o red de socavamiento, la cual determinará las características de las restantes galerías componentes del sistema. La determinación de la malla depende fundamentalmente de las características mecánicas estructurales de la mena explotada y del macizo.

El éxito en el derrumbe de un bloque, independiente de las características que indiquen la propensión de la roca al derrumbe, depende de otros factores fundamentales como son:

- La base del bloque deberá fracturarse completamente; si ocurriera que pequeños sectores quedasen sin fracturarse, ellos actúan como pilares, transmitiéndose grandes presiones desde el nivel de derrumbe hacia el de extracción, las que pueden llegar a romper el pilar existente entre ellos, afectando completamente la estabilidad de las galerías de este nivel de extracción.
- La altura de socavamiento inicial producida por la explosión, debe ser tal, que no se produzcan puntos de apoyo del bloque que impidan o afecten el proceso de derrumbe natural inmediato.

El campo de aplicación del método es muy amplio. Se puede aplicar teóricamente en cualquier tipo de roca, que no sea demasiado resistente a la tracción y para cualquiera que sean sus características, pero es preferible que la resistencia de la mena que se explota, sea menor que la de la roca de caja.

Con el objetivo de dirigir la presión minera es necesario frecuentemente realizar las acciones siguientes:

- El dimensionamiento de las mallas de socavamiento se debe realizar de forma tal, que se garantice la concentración de tensiones que sobrepasa el límite de resistencia al cortante y el ángulo de fricción interna de las menas en explotación y asegura que se superen los anchos límites, con lo que se pierde la estabilidad en la base del bloque y se produce gradualmente la destrucción y derrumbe de la mena.
- La determinación de la altura de la zona destruida en la base del bloque, así como el aseguramiento de esta altura durante la destrucción del bloque, debe ser determinada con precisión y controlada para

217

evitar que se produzcan zonas de apoyo de la bóveda de destrucción o se alcancen valores de la concentración de tensiones incontrolables, los que pueden provocar grandes desastres productivos y tecnológicos.

- El descenso gradual del techo también es posible lograrlo al elegir el orden de laboreo del bloque, que puede ser en realce (de abajo hacia arriba) o en calderilla (de arriba hacia abajo), el primero lógicamente coincide con los casos ya explicados donde se descalza el bloque y se desarrolla el proceso en orden ascendente, en el segundo caso se realiza el laboreo del bloque capa a capa desde el contacto estéril mineral, donde cada capa se laboreo y se fortifica siguiendo un orden desde los flancos hasta el centro, de manera que una vez laboreada toda la capa, se destruye la fortificación y desciende el techo de rocas.
- Incremento de la velocidad e intensidad de laboreo, cuando existan zonas potencialmente peligrosas de formar embudos o bóvedas, con el objetivo de evitar que se detenga el proceso de derrumbe.
- La correcta elección de la dirección de desarrollo de los frentes de trabajo, así como del esquema de avance que se emplee en el frente es una forma de dirigir la presión minera que permite, según las condiciones existentes, adelantar un sector con respecto a otro. Lo que posibilita reducir la acción simultánea de áreas desnuda y que la redistribución de las tensiones en el espacio laboreado no alcance valores pico que resulten peligrosos.

218

Método de derrumbe por subnivel

El método surge originalmente como un método aplicable a rocas de mala calidad, que se derrumbaban después de quitar la fortificación. Según este método inicialmente se construían las galerías fuertemente sostenidas a través del cuerpo mineralizado, posteriormente se retiraba la fortificación, por sectores, a lo largo de la galería y entonces el mineral se iba derrumbando espontáneamente, para luego ser transportado fuera de la mina.

Desde mediados del siglo pasado, el método ha sido adaptado para su aplicación en macizos de mayor calidad, por lo que se requiere para su utilización de los trabajos de perforación y voladura.

En las condiciones actuales el método consiste en lo siguiente: al comienzo de la explotación se debe producir el descenso del macizo, desde el nivel superior, lo que se consigue generando un área de radio hidráulico superior al que resiste la roca o induciéndolo por medio de explosiones. A medida que se extrae el mineral, el estéril adyacente se desplaza, rellenando el espacio creado. De esta forma, el mineral *in situ* se ve rodeado por tres lados del material desplazado (ver figura X.8).

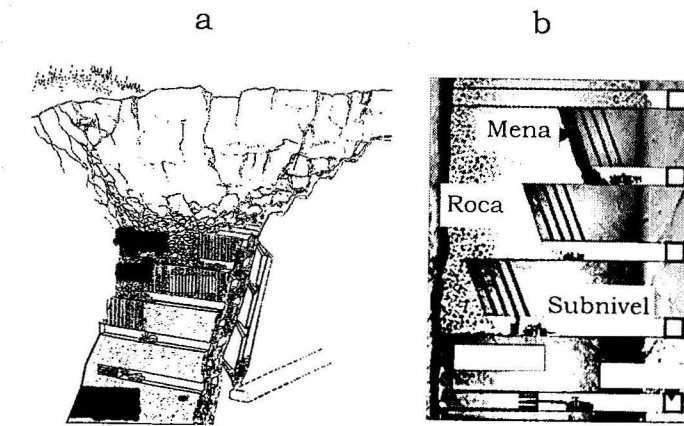


Figura X.8. Esquema de derrumbe por subnivel.

a) Esquema axonométrico y b) Perfil transversal.

En el proceso de dirección de la presión minera en este método de explotación es necesario frecuentemente realizar las acciones siguientes:

- El dimensionamiento de la altura de subnivel debe ser tal que asegure el proceso de descenso del techo en condiciones seguras.
- La determinación de la distancia óptima entre las galerías de subnivel debe garantizar que los desplazamientos de las rocas de los hastiales colgante y yacente se produzca de forma armónica y sin riesgo.
- Se debe garantizar el descenso gradual del techo, lo que es posible lograr eligiendo el orden de laboreo del bloque, el que debe ser en calderilla (de arriba hacia abajo).
- Al realizar el laboreo del bloque, subnivel a subnivel, desde el contacto estéril mineral, se debe elegir el orden de laboreo a seguir a partir de las condiciones existentes y forma en que se manifiesta la presión, pudiendo este efectuarse desde los flancos hasta el centro, desde el centro hacia los flancos o desde un flanco a otro.
- Incrementar la velocidad e intensidad de laboreo con el objetivo de crear las condiciones más favorables para que se produzca el derrumbe.
- La correcta elección de la dirección de desarrollo de los frentes de trabajo, así como del esquema de avance que se emplee en el frente es una forma de dirigir la presión minera que permite, según las condiciones existentes, adelantar un sector con respecto a otro.

219

Parte III

**Afectaciones dinámicas
en minas subterráneas**

Introducción

En las minas se pueden producir muchos tipos de afectaciones dinámicas, tales como: estallidos de rocas, desprendimientos súbitos de mineral (roca y polvo) y gas y también golpes de gas, de agua y de terrenos movedizos.

La particularidad entre ellos es el carácter dinámico con que se producen, o sea, la alta velocidad de ocurrencia (el desplazamiento del material puede alcanzar hasta varias decenas de metros por segundo).

Estas afectaciones son muy peligrosas para las personas y pueden producir averías y considerables daños en la mina, en ocasiones cuando son de gran magnitud sus consecuencias son catastróficas.

Es fácil comprender que para que puedan producirse estos fenómenos dinámicos a tan altas velocidades se necesita una gran reserva de energía, la que se puede encontrar en los macizos rocosos en forma de energía de deformación elástica (en la zona de los contornos, en el material destruido, etc.) y en la energía de compresión de los gases.

Es conveniente aclarar, que a pesar de que en muchos casos el macizo posee gran cantidad de energía acumulada, no siempre se va a producir el efecto dinámico; o sea, la existencia de esta energía acumulada es necesaria para que el fenómeno dinámico se produzca, pero no es una condición suficiente.

El efecto dinámico solo se produce en determinadas condiciones, aspecto este que se debe definir, para poder valorar la peligrosidad existente en un determinado lugar o en una situación dada y así poder elaborar los métodos de pronóstico e implementar las medidas para evitar y/o dirigir su ocurrencia.

Capítulo XI

Aspectos generales de las afectaciones dinámicas que pueden producirse en las minas

En particular se van a estudiar los estallidos de roca y los desprendimientos súbitos de mineral, roca y gas, que se producen en las minas subterráneas (fundamentalmente en las excavaciones de arranque y preparatorias). Estos fenómenos tienen en común que se producen a una gran velocidad y pueden causar daños considerables en las minas.

Se resumen los diferentes aspectos que caracterizan las afectaciones dinámicas, que se pueden producir en las minas:

- Etapas fundamentales de su ocurrencia.
- Balance energético.
- Estabilidad del estado de equilibrio.
- Las ondas de destrucción durante las afectaciones dinámicas.

XI.1. Etapas fundamentales de las afectaciones dinámicas

Durante la afectación dinámica, como resultado de la pérdida de estabilidad el macizo rocoso se destruye, este proceso ocurre, en las minas, en forma de difusión de una onda de destrucción, que se propaga desde el contorno hacia el interior del macizo, produciéndose la transformación de la energía potencial (existente en el macizo circundante, material destruido y en el gas contenido) en energía cinética, que posibilita el movimiento (lanzado) a gran velocidad del material desprendido.

Esta afectación dinámica concluye, cuando la onda de destrucción se detiene y por ende cesan los desplazamientos de los materiales (roca, mineral) lanzados.

Durante el proceso dinámico, puede producirse, según el caso, desprendimientos de gases y su difusión en excavaciones no afectadas

directamente por el lanzado de materiales. Este proceso de difusión de gas ocurre lentamente y puede prolongarse un tiempo posterior al cese del efecto dinámico.

Para que ocurra un efecto dinámico debe existir una gran reserva de energía potencial y el material (macizo rocoso, cuerpo mineral) poseer una limitada capacidad para la absorción de esta energía.

El proceso dinámico puede constar, en forma general, de las etapas siguientes:

- En el periodo preparatorio del proceso (se considera por muchos investigadores como una primera etapa), se produce la pérdida de estabilidad del estado de equilibrio existente y se inicia el desarrollo del proceso de destrucción en el contorno del macizo.
- Se produce el movimiento de las ondas de destrucción, desde el contorno hasta la profundidad del macizo (segunda etapa).
- Se produce el movimiento de material (roca y mineral) y según el caso de gas por los espacios de trabajo (excavaciones) (tercera etapa).
- Se detiene la onda de destrucción y concluye el efecto dinámico (cuarta etapa).

226

Esta diferenciación del proceso dinámico en etapas, es puramente convencional, ya que caracteriza un proceso que ocurre en forma sucesiva, lo que realmente no es así, debido a que diferentes partes del macizo, en un mismo momento, se pueden encontrar en diferentes estadios del proceso.

Los estudios realizados sobre la conservación de las condiciones estables y del proceso de destrucción, permiten desarrollar una teoría general para el análisis de estos procesos dinámicos, a partir de la cual se pueden hacer valoraciones de ellas y recomendaciones, sin necesidad de particularizar en el tipo de afectación.

Esto no significa, de ningún modo, que se estén considerando semejantes los estallidos y los desprendimientos súbitos, ya que entre ambas afectaciones dinámicas existen diferencias sustanciales, sino simplemente se plantea que los aspectos generales, que son común a ambos procesos se deben tratar en común, en tanto que los aspectos particulares que hacen peculiar a cada una de estas afectaciones se estudian en concreto.

Por ello, inicialmente, se analizan aspectos generales del proceso de afectaciones dinámicas y posteriormente los estallidos y desprendimientos súbitos por separados.

XI.2. Balance energético

En el proceso de afectación dinámica la energía de los diferentes elementos del macizo rocoso varía y se redistribuye entre ellos. Esta variación no sucede de cualquier forma, sino acorde a la ley de la conservación de la energía, por lo que la suma de la variación será igual a cero.

Claro está, hacer en detalle un análisis de esto resulta bastante difícil, por ejemplo: definir, cuantitativamente, cuánta energía se transforma del movimiento de las rocas en una dirección normal al cuerpo mineral, a una de dirección transversal, en forma de material lanzado (hacia la excavación), durante la ocurrencia del estallido.

La dificultad del estudio en detalles, del proceso de transformación de energía no es una particularidad exclusiva de los estallidos de rocas y los desprendimientos súbitos, ya que es característico en cualquier proceso vinculado a la pérdida de estabilidad y en particular al proceso de destrucción, que no es más que una forma específica de pérdida de estabilidad.

Para el análisis de las afectaciones dinámicas, no es necesario entrar a estudiar en detalles el proceso de transformación de energía, siendo suficiente estudiar en forma integral las características del cambio que ocurre, desde un estudio inicial hasta el estado que se produce después de la ocurrencia del fenómeno dinámico.

Para ello es necesario comparar el estado del sistema antes y después de la pérdida de estabilidad, lo que se puede hacer mediante el estudio del balance energético.

227

Es necesario precisar, cuáles situaciones se comparan, ya que en caso contrario se pueden introducir diferencias en el balance energético y obtener resultados contradictorios y además, tener en cuenta que para diferentes momentos los componentes del balance y sus valores pueden ser diferentes.

Se considera que el mayor interés lo tiene la comparación del estudio existente antes de la destrucción y estado que se produce inmediatamente después que esta ocurre.

El balance energético va a estar dado por la comparación entre la energía que se libera y la que es absorbida en determinados procesos y se puede presentar por la expresión siguiente:

$$W_g + W_M + (-\Delta\varepsilon) = W_D + \Delta C + W_R + W_C + W_{oa} \quad (XI.1)$$

donde:

W_g : Energía liberada por la descompresión de los gases.

W_M : Energía producida por la destrucción del material.

$\Delta\varepsilon$: Energía que proviene del macizo rocoso.

W_D : Energía gastada en el proceso de destrucción.

ΔC : Energía gastada en dar energía cinética al material destruido.

W_R : Energía absorbida por el macizo rocoso en las zonas cercanas a la afectación dinámica (se considera que es menor al 10 % del total).

W_{oa} : Energía gastada en la formación de la onda de choque.

Como se ve en la expresión anterior, en la parte izquierda está la energía liberada, en tanto que en la derecha la absorbida.

A continuación se analizan brevemente cada uno de los componentes de la expresión anterior.

La energía liberada por la descompresión de los gases (W_g) es necesario tenerla en cuenta en cualquier fenómeno gasodinámico, en particular en los desprendimientos súbitos. El trabajo en el proceso de los desprendimientos súbitos solo es hecho por el gas libre, por lo que durante los cálculos de W_g es necesario tener en cuenta la cantidad existente de gas libre en la unidad de volumen (V_p) y la cantidad de gas que complementariamente se puede desprender y expandir por la caída de presión. Este segundo aspecto en muchos casos no tiene efecto.

La magnitud total de gas libre se puede calcular por la expresión:

$$W_g = (W_f + W_s) V_p \quad (XI.2)$$

donde:

W_f : Cantidad de energía desprendida en un proceso adiabático.

W_s : Cantidad de energía liberada en el proceso de expansión de los gases (caída de presión).

V_p : Volumen original del material destruido, durante el desprendimiento súbito.

La energía de deformación elástica del material que se destruye (W_m), para la unidad de volumen y deformaciones no muy grandes (sin destruirse), se puede calcular aproximadamente por la expresión:

$$W_m = 0,9(1-2\mu) \frac{K_i^2}{E} h \quad (XI.3)$$

donde:

$2h$: Potencia del cuerpo mineral.

E : Módulo de deformación.

K_i : Coeficiente de intensidad (se utiliza para evaluar los valores de la presión reforzada en diferentes puntos del contorno de la excavación).

El flujo de energía proveniente del macizo rocoso ($-\Delta\epsilon$) se puede calcular en forma aproximada por la expresión:

$$\Delta\epsilon = \frac{1-\mu}{E} K_i^2 \Delta S \quad (XI.4)$$

Y si la roca del techo y piso de la excavación fuesen diferentes (distintas características elásticas), entonces la expresión de cálculo sería:

$$-\Delta\epsilon = \frac{1}{2} \left(\frac{1-\mu_t^2}{E_t} + \frac{1-\mu_p^2}{E_p} \right) K_i^2 \Delta S \quad (XI.5)$$

La energía gastada en el proceso de destrucción (W_D), se calcula en forma diferenciada en dependencia del tipo de afectación dinámica (para el caso de los desprendimientos súbitos ocurre una intensa participación del gas en la trituración del material).

Para el caso de los estallidos de roca se puede emplear para el cálculo la expresión:

$$W_D = 2g_0 \Delta S_i \quad (XI.6)$$

donde:

$2g_0$: Energía absorbida por una sección unitaria de material destruido.

ΔS_i : Aumento del área del piso de la excavación.

La magnitud $2g_0$ para el mineral de carbón peligroso por la posibilidad de estallido, está en el rango de 0,3 a $1 \cdot 10^6$ J/m².

La energía cinética (ΔC), durante un estallido de roca puede ser valorada, por la distancia media de lanzado (S_i) del material destruido. El tiempo promedio (T_p) de caída al piso de un material lanzado es igual a

$$\sqrt{\frac{2h}{g}}$$

Si se considera que el movimiento de ese cuerpo, después de la caída se limita significativamente, se puede decir que:

$$S_i = V_i \sqrt{\frac{2h}{g}} \quad (XI.7)$$

Por lo que la velocidad será:

$$V_i = S_i \cdot \sqrt{\frac{g}{2h}} \quad (XI.8)$$

Y la energía cinética promedio se puede determinar por la expresión:

$$\Delta C = \rho_1 V_D \frac{V_i^2}{2} \quad (XI.9)$$

donde:

V_D : Volumen de material destruido.

ρ_1 : Densidad del material destruido.

La utilización de la expresión anterior es posible solo después de ocurrido el estallido. Es de interés determinar la velocidad máxima ($V_{lm\acute{a}x}$) y la mayor distancia de lanzado ($S_{lm\acute{a}x}$), antes que ocurra la afectación dinámica; para ello se puede hacer la suposición que toda la energía potencial se transforma en cinética y no se van a producir pérdidas de energía, en tal situación se obtiene:

$$V_{lm\acute{a}x} = \sqrt{2 \frac{W_M + (-\Delta\epsilon)}{\rho_1 V_D}} \quad (XI.10)$$

Esta expresión se puede escribir:

$$V_{\text{máx}} = K_1 \sqrt{\frac{1 - \mu_1^2}{E_1 \rho_1 h}} \quad (\text{XI.11})$$

Con respecto a la energía absorbida por el macizo, en las zonas cercanas a la afectación dinámica (W_R) y las otras formas de energía gastada (W_C y W_{oa}), lo más común es tomar sus valores de los datos de la práctica.

XI.3. Estabilidad del estado de equilibrio

Las condiciones de inestabilidad (incluida la energética) no son equivalentes a la igualdad señalada en el balance de energía, ya que esta última no es más que una manifestación de la ley de conservación de la energía para los estadios inicial y final del sistema estudiado.

Las condiciones de inestabilidad son menos universales y pueden contener, a veces en forma indirecta, grados de incertidumbre en lo que se refiere a cuándo una situación se puede considerar estable o no. Esto se debe a que el fenómeno estudiado, puede ser diferente en distintos problemas o incluso en distintos estadios de un mismo proceso.

La teoría matemática que permite el análisis de la estabilidad de un sistema, puede ser aplicada en la geomecánica, tanto en el estudio de procesos de deformación-destrucción (que ocurren gradualmente), como en el caso de afectaciones dinámicas (que ocurren en forma muy rápida). La diferencia estriba en las cantidades de energía, que puede ser liberada en uno u otro proceso y ser convertida en energía cinética.

A pesar de las diferencias existentes entre las condiciones de estabilidad y la expresión básica del balance energético, entre ellas existe una determinada relación. Esto se puede corroborar en el caso de análisis de ocurrencia de un estallido de roca.

Para este caso en la expresión básica del balance energético se puede eliminar el elemento W_G (no hay liberación de gases) y también despreciar los valores W_{oa} y W_C por sus pequeños valores.

Considerando el valor W_D , como:

$$W_D = 2g_0 \Delta S_1 \quad (\text{XI.12})$$

donde:

$2g_0$: Energía absorbida por una sección unitaria de material destruido.

ΔS_1 : Aumento de la superficie del piso de la excavación.

Por lo que la expresión básica del balance energético se muestra como sigue:

$$W_M + (-\Delta \epsilon) = 2g_0 \Delta S_1 + W_C + \Delta C \quad (\text{XI.13})$$

Para condiciones de destrucción estática se obtendría:

$$-\Delta \epsilon = 2g_0 \Delta S_1 \quad (\text{XI.14})$$

Ya que:

$$W_C = \Delta C = 0 \quad (\text{XI.15})$$

y W_M se invierte en esfuerzos de carga.

De la fórmula anterior, del análisis particular del balance energético, se obtiene el criterio del mínimo flujo de energía, para el cual es posible que un material destruido con sección de área ΔS_1 pase al nuevo estado. Por lo que este criterio, se puede considerar como un primer estado límite, que delimita la condición de estabilidad.

La magnitud $2g_0$ se puede determinar, en forma preliminar, por la expresión:

$$2g_0 = \frac{\sigma_c}{2M} 2h \quad (\text{XI.16})$$

donde:

M : Módulo de caída del material.

$2h$: Altura del material analizado.

En las condiciones de minas, la deformación más allá del límite, de un cuerpo mineral de potencia $2h$ ocurre para tensiones promedio (σ_p) y un módulo de caída medio (M_M), por lo que, para la zona de deformaciones irreversibles del cuerpo mineral se puede plantear lo siguiente:

$$2g_2 \approx \frac{\sigma_p^2}{2M_M} 2h \quad (\text{XI.17})$$

Para el análisis de la estabilidad en los sectores límites del cuerpo mineral, en los casos en que la resistencia residual (R_R) no se alcanza y el cuerpo mineral se considera cuasi homogéneo, son desconocidas las tensiones actuantes en los sectores límites (σ_L) y las dimensiones de la zona de deformaciones irreversibles. Si en los denudamientos se alcanza la resistencia residual, entonces la tensión límite tendrá un valor aproximado a la resistencia residual, siendo desconocida la distancia a (desde el denudamiento hasta el sector de máxima presión) y la dimensión a_n de la zona, en donde la deformación ocurre en la parte descendente del diagrama de deformación total.

Para resolver esta situación se parte de dos condiciones: la existencia de una tensión continua en los límites de la zona elástica y de que se produzca una deformación de carácter continuo.

De las operaciones matemáticas, realizadas a partir de las suposiciones anteriores, se obtiene el valor crítico de la relación $\frac{aM}{hE_1}$ es cercano a

0,73, por lo que conociendo los valores de M y E_1 (se pueden obtener por vía experimental) y el de h (a partir de la potencia del cuerpo mineral), se puede determinar la dimensión de la zona (a_n), en donde la deformación ocurre en la parte descendente del gráfico de deformación total; o sea:

$$a_n \approx \frac{0,73hE_1}{M} \quad (XI.18)$$

A partir de este valor, para un mineral como el carbón, con una relación $\frac{E}{M}$ de aproximadamente 7; se obtiene que a_n alcance un valor de aproximadamente 2,5 la potencia del cuerpo mineral. En este caso el estallido de roca se debe esperar, para el caso en que la presión actuante (P) tenga un valor tal, que provoque que la dimensión de a_n sobrepase en 2,5 veces la potencia del cuerpo mineral.

Para el caso de minerales metálicos, por ejemplo si la relación entre E y M es aproximadamente 1, entonces a_n tendrá un valor aproximado de 0,36 veces la potencia del cuerpo mineral, por lo que alcanzándose en los denudamientos el valor límite de resistencia es suficiente para crear condiciones de peligro por la ocurrencia de estallidos.

Haciendo un análisis, en el caso general, de los factores que intervienen en la estabilidad de los sectores limítrofes del cuerpo mineral se considera que se forma una zona (a_z) en los denudamientos, donde la deformación ocurre en el sector horizontal del diagrama de deformación total (en este sector $M = 0$). Esta zona puede surgir en forma natural, debido a una alta presión o crearse artificialmente por diferentes métodos (inyección de agua, explosiones de camuflaje y otros). Esta zona se denomina de protección o de amortiguamiento.

Después de esta zona, en los sitios de mayor magnitud de la presión reforzada, la deformación ocurre en el sector descendente del diagrama de deformación total (en este caso $M \neq 0$). La dimensión de esta zona se ha designado por a_n (ver figura XI.1).

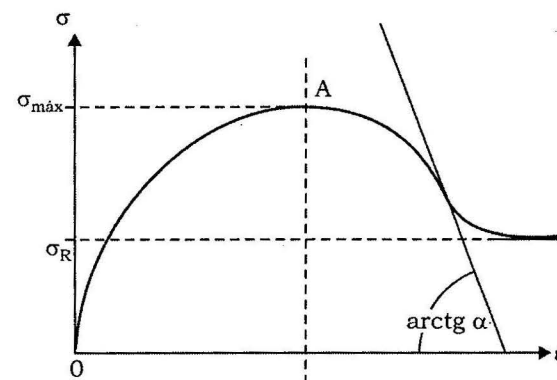


Figura XI.1. Diagrama de deformación más allá del estado límite.

La distancia a , desde el denudamiento hasta el sector de máxima presión será:

$$a = a_z + a_n \quad (XI.19)$$

Por lo que:

$$a_n = a - a_z \quad (XI.20)$$

Anteriormente se había planteado que:

$$a_n \approx \frac{0,73hE_1}{M} \quad (XI.21)$$

Por lo que sustituyendo el valor de a_n , se obtiene la condición de inestabilidad, o sea:

$$a_n \geq \frac{0,73hE_1}{M} + a_z \quad (XI.22)$$

Por ende, según la expresión anterior, la inestabilidad decrece a medida que aumentan el módulo de deformación en la zona descendente del diagrama (E_1), la potencia del cuerpo mineral y las dimensiones de la zona de amortiguamiento (a_z) y será mayor con el aumento del módulo de caída (M) y las dimensiones, de la zona en donde la deformación ocurre en la parte descendente de la curva (a_n).

XI.4. Las ondas de destrucción durante las afectaciones dinámicas

Teniendo en cuenta que la difusión de las ondas de destrucción constituye una etapa importante dentro de las afectaciones dinámicas, su estudio se hace imprescindible para la investigación del fenómeno en su integridad y poder elaborar medidas para su prevención, ubicación y mitigación de su intensidad.

Estas ondas de destrucción, que se producen durante las afectaciones dinámicas en las minas poseen como particularidad (a diferencia por ejemplo de las ondas producidas por una explosión), que el vector velocidad en el frente va a formar un ángulo en la dirección del desplazamiento de las ondas (en muchos casos contrarios unos a otros). Esto se debe a que la afectación dinámica produce el lanzamiento de partículas, lo que solo puede ocurrir hacia los espacios libres (excavaciones), en tanto que la onda como tal se dirige en dirección al interior del macizo.

La condición necesaria para que se produzca la difusión de la onda de choque se da por la expresión:

$$\frac{\delta_{pe}}{\delta_{ve}} < 1 \quad (XI.23)$$

Pero:

$$\delta_{pe} = P(K_e - 1) \quad (XI.24)$$

Por lo que:

$$\frac{(K_e - 1)P}{\delta_{ve}} < 1 \quad (\text{XI.25})$$

donde:

δ_{pe} : Pérdida de energía, referida a la unidad de volumen, antes de la destrucción.

δ_{ve} : Variación de la energía interna del medio que contiene gas, referido a la unidad del volumen antes de su destrucción, su valor se obtiene:

$$\delta_{ve} = \rho_1 (e_1 - e_2) \quad (\text{XI.26})$$

K_e : Coeficiente de esponjamiento del medio en el frente de onda, su valor se obtiene de: $K_e = \rho_1 / \rho_2$.

ρ_1 y ρ_2 : Densidad media del mineral del frente antes y después de la destrucción.

e_1 y e_2 : Energía media de la unidad de masa antes y después del frente.

234

La expresión $\frac{\delta_{pe}}{\delta_{ve}} < 1$ significa, que para que pueda ocurrir el desplazamiento de la onda de destrucción, la pérdida de energía (consumo) en las deformaciones irreversibles no debe ser mayor que la energía libre existente.

Sin embargo, se debe aclarar, que si bien esta condición es necesaria, no resulta suficiente para que se produzca esta afectación dinámica.

El proceso de desplazamiento de los productos de la destrucción (materiales y gas) por las excavaciones, constituye la tercera etapa de cualquier afectación dinámica; sin embargo, esto ocurre en forma diferente para los distintos tipos de afectaciones.

Así tenemos que el desplazamiento de los materiales lanzados, durante los estallidos de roca, ocurre según las conocidas leyes del movimiento, hasta que los materiales caen al piso o encuentran un obstáculo, es de señalar que aun después que caen es posible que tenga algún deslizamiento por el piso, pero este movimiento debido a las irregularidades del piso rápidamente se frena.

En tanto el lanzamiento de los productos durante el desplazamiento súbito tiene un carácter diferente debido a que el flujo de gas se mezcla con las partículas de la onda de choque y se desplaza según las leyes de la dinámica de los gases.

Las causas que pueden producir la detención de la onda de destrucción y el cese de la afectación dinámica son:

- Volumen limitado de material por delante del frente de onda.
- Surgimiento de efectos de resistencia en el sector de material destruido.

- Formación de una zona mineral con una forma suficientemente estable.
- Penetración de la onda en un medio, donde su movimiento por diversas razones se dificulta (por ejemplo un medio heterogéneo).

Adicionalmente, para el caso de los desprendimientos súbitos otra causa puede ser el aumento de la presión detrás del frente de ondas y su disminución en forma muy lenta.

235

Capítulo XII

Estallido de rocas

236

Durante los trabajos de explotación subterránea, pueden producirse diferentes formas de afectaciones dinámicas en el macizo, como es el caso de los estallidos de roca.

Se define al estallido de roca, como un proceso dinámico en el que tiene lugar de forma instantánea la destrucción frágil de un sector del macizo rocoso, fenómeno este que es propenso a producirse en las excavaciones preparatorias y en particular en los frentes de arranque.

El estallido de roca, se caracteriza por una intensa trituración de la roca y/o mineral y su lanzado a los espacios vacíos (sector del frente, excavaciones), pudiendo ocasionar daños a las instalaciones, equipamientos, medios de sostenimiento y la muerte de las personas, que se encuentran en su radio de acción.

Este fenómeno dinámico es acompañado por la vibración del macizo circundante, un ruido agudo, una onda aérea y la formación de polvo.

Comúnmente al estallido de roca, antecede un proceso de aumento de la presión sobre la fortificación, pilar y otros medios de sostenimiento, en tanto que después que él ocurre tiene lugar un aumento de la intensidad de la presión actuante en sectores vecinos del macizo rocoso.

El estallido de roca se puede producir en diferentes formas, en distintas condiciones, para diferentes tipos o etapas de desarrollo de los trabajos mineros y puede producirse tanto en excavaciones que se laboreen por la roca, como por el mineral.

Todo esto provoca que el estudio de las causas, mecanismos de acción, formas y otros parámetros de este fenómeno dinámico sea bastante complejo, lo que indudablemente incide en las dificultades inherentes a su pronóstico.

XII.1. Formas de manifestación y clasificación de los estallidos de roca

Los estallidos de rocas pueden manifestarse en formas muy variables, en condiciones diferentes, para diferentes estadios del desarrollo de los trabajos mineros.

En general, a partir del lugar en que se produzcan los estallidos de rocas, ellos pueden ser divididos en: estallidos que se producen en sectores límites de las excavaciones preparatorias (figura XII.1a); estallidos que ocurren en sectores de los frentes de arranque (figura XII.1b); en los que se producen en pilares (figura XII.1c, d), respectivamente para pilares aislados, pilares en el contorno de excavaciones de corte.

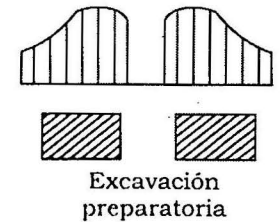


Figura XII.1a. En una excavación preparatoria.

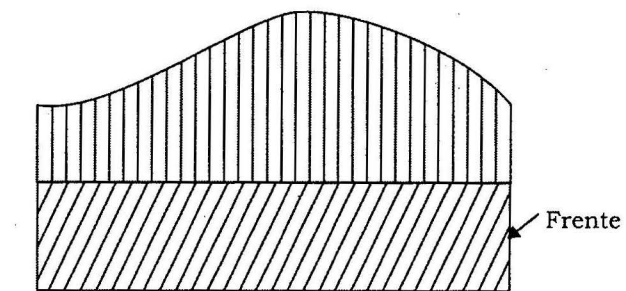


Figura XII.1b. En un frente de arranque.

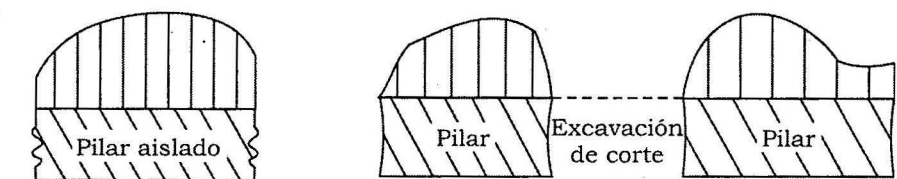


Figura XII.1c. En un pilar aislado.

Figura XII.1d. En un pilar aislado para una excavación de corte.

Las excavaciones preparatorias (caso de la figura XII.1a), según la peligrosidad por la ocurrencia de un estallido de roca, se pueden diferenciar en dependencia del hecho que la rigidez del macizo circundante sea mayor que la del material extraído o no. Una peligrosidad real tiene lugar solo en el segundo caso, o sea cuando la rigidez del macizo no es mayor que la del material extraído (mineral, roca-mineral).

Por ejemplo para el caso de una excavación preparatoria laboreada por carbón, con una potencia de hasta 3 m y circundado por un macizo de areniscas, en donde la rigidez de los sectores límites de carbón van a ser menores que la rigidez de la arenisca, no hay una situación proclive a que ocurra un estallido de roca.

237

Sucede lo contrario cuando la potencia de ese cuerpo mineral (carbón) es grande y entonces los contornos de las excavaciones en carbón, están rodeados por un macizo de carbón de igual rigidez.

Por ello, en las excavaciones preparatorias laboreadas en cuerpos potentes de carbón se deben tomar medidas preventivas (profilácticas) para evitar la ocurrencia del estallido.

Una situación de peligrosidad similar ocurre cuando los trabajos se realizan a una suficiente profundidad en la que la deformación en los sectores límites de la excavación es irreversible y el mineral es lo suficientemente frágil.

En general, se puede decir que la peligrosidad de ocurrencia de un estallido en una excavación preparatoria crece con el aumento de la presión minera y que la posibilidad de ocurrencia en gran medida depende del método de dirección de la presión empleado y sus parámetros.

Los estallidos de rocas en los frentes de arranque (caso de la figura XII.1b), en la mayoría de los casos, ocurren durante la relajación de los trabajos, siendo los momentos y sectores más peligrosos cuando se hacen cortes adelantados en el frente o en su defecto en la zona central del frente. También se conoce (por los resultados de la experiencia acumulada), que la magnitud de estallido será mayor a medida que mayor sea la cantidad de mineral que simultáneamente se arranca en el frente.

Los estallidos de rocas en los pilares se caracterizan por tener la mayor magnitud (fuerza destructiva), particularmente en el caso de un pilar aislado (figura XII.1c), si el macizo rocoso circundante posee poca rigidez y el sistema posee una gran energía acumulada.

En los otros casos (figura XII.1d), el estallido casi siempre ocurre del lado del pilar que da al espacio del frente de trabajo, iniciándose el proceso de destrucción desde los límites de la excavación hacia el interior del pilar hasta su total destrucción. Habitualmente, después de ello no sucede una posterior continuación de este fenómeno y como regla las rocas en los laterales no llegan a destruirse.

Por ello, en algunos casos como una medida profiláctica, se hace en el futuro pilar una excavación de corte (para el caso figura XII.1d), lo cual afecta un poco su capacidad portadora pero permite disminuir la intensidad de su manifestación. Lógicamente hay que tener en cuenta que en la excavación de corte, sino se toman las medidas adecuadas de por sí es peligrosa.

Además de esta clasificación de los estallidos de rocas (según el lugar en que ellos ocurren), existen otras como: la que considera como parámetro de clasificación la causa que provoca su ocurrencia.

Según este criterio los estallidos se clasifican en tres tipos:

- **Estallidos del primer tipo** (denominados de presión): En este caso el estallido se produce, en forma semejante a la forma de romperse,

bajo la acción de una prensa, una muestra de roca de gran resistencia sometida a una carga superior a su límite de resistencia.

- **Estallidos del segundo tipo** (denominados de choque): En este caso la causa del estallido es la aplicación de una carga externa; por ejemplo en el caso que sobre el cuerpo mineral yace una capa potente de roca fuerte, inicialmente esta roca como una consola cargará al pilar hasta el momento en que la consola alcanza una determinada luz en que se produce su ruptura y la aparición de la onda de presión provocando la destrucción instantánea del pilar.
- **Estallidos del tercer tipo**: La causa de estos estallidos es la existencia en el macizo rocoso por encima del techo directo o por debajo del piso de inclusiones o capas de rocas, con características plásticas ubicadas entre rocas rígidas. En estas condiciones estas inclusiones o capas de material plástico se desplazan en dirección a la excavación (frente) produciéndose el estallido.

Otra clasificación muy usada de los estallidos de rocas es la que los clasifica según el parámetro energético, o sea, por la cantidad de energía que se desprende durante el estallido y vinculado a este por el grado y volumen de destrucción que ellos producen (en el macizo, mineral, equipamientos, medios de sostenimientos, etcétera).

Según esta clasificación existen cinco clases de estallidos de rocas: microestallidos, estallidos débiles, estallidos de mediana magnitud, estallidos fuertes y estallidos catastróficos.

En la tabla XII.1, que se ofrece a continuación se da la clasificación y la energía sísmica de cada clase.

Tabla XII.1. Clasificación de los estallidos según la energía liberada

Clase de estallido	Energía sísmica J
Microestallidos	< 10
Estallidos débiles	10 - 10 ²
Estallidos de mediana magnitud	10 ² - 10 ⁴
Estallidos fuertes	10 ⁴ - 10 ⁷
Estallidos catastróficos	> 10 ⁷

Los microestallidos se pueden manifestar en forma de disparos de rocas o trituración local del mineral o roca en el interior del macizo rocoso.

El disparo de roca es la destrucción local frágil de la roca en la superficie del frente o excavación, que produce el lanzado de pedazos de rocas, desde el frente, techo, piso o lados de la excavación o desde el pilar, acompañado esto de un efecto sonoro igual a un disparo (de ahí su denominación).

La trituración local de rocas o mineral se produce en el interior del macizo sin ninguna señal de desprendimiento. Ellos habitualmente son acompañados de un ruido y en caso de que sea muy fuerte de una onda aérea.

De tal forma en los microestallidos los disparos de rocas son una destrucción local que se produce en la superficie del macizo, en tanto la trituración se produce en su interior, pero ambos fenómenos tienen magnitudes cercanas en los parámetros energéticos.

Los estallidos débiles se definen como una destrucción local y un lanzado no considerable de mineral y/o roca al frente de trabajo o excavación, con la manifestación de ruido y efectos sísmicos amortiguados, la posibilidad de formación de polvo, pero sin producir daños al sostenimiento y equipos.

Por su parte en los estallidos de mediana magnitud se produce una destrucción frágil y el lanzamiento hacia la excavación de un considerable volumen de mineral y/o roca, con la formación de gran cantidad de polvo y la onda aérea, lo que puede producir la destrucción de la fortificación y las averías del equipamiento en un área de influencia de varios metros.

Los estallidos fuertes producen la destrucción de la fortificación, el llenado de las excavaciones por el material lanzado y la afectación del equipamiento por un radio de acción de varias decenas de metros (puede llegar a varios cientos de metros).

Por último, en los estallidos clasificados como catastróficos tiene lugar en forma espontánea y similar a una reacción en cadena la "explosión" de una serie de pilares y el llenado de excavación por el material lanzado en un sector u horizonte de las minas o incluso en la totalidad de ellas. El área de excavaciones destruidas en este tipo de estallido puede llegar a cientos de metros cuadrados.

XII.2. Condiciones necesarias para que se produzcan los estallidos de rocas y criterios sobre su mecanismo de acción

Los estallidos de rocas se producen para determinadas conjugaciones de las condiciones geológicas existentes y de las minero-técnicas. Estas conjugaciones pueden tener las más diversas características y se vinculan a la influencia que ejerce un gran número de factores, los que, no solo determinan que se produzca o no el estallido de roca, sino también su intensidad y mecanismo de manifestación.

Los factores geológicos que más influyen en la posible ocurrencia del estallido de rocas son: presencia de un mineral lo suficientemente resistente y elástico, presencia por el techo y piso del cuerpo mineral de capas potentes de rocas resistentes, una suficiente profundidad de

los trabajos (la profundidad considerada como crítica es variable), una significativa afectación tectónica del yacimiento o del sector donde se realizan los trabajos y realización de trabajos mineros cercanos a zonas de fracturaciones disyuntivas del macizo.

Los factores minero-técnicos que más favorecen la ocurrencia de estallidos de rocas son: la realización de trabajos dejando pilares de mineral, el atravesamiento del espacio trabajado por un gran número de excavaciones preparatorias y de corte, el empleo del método de explotación con cámaras y pilares, realización de trabajos con frentes al encuentro, extracción de pilares muy cargados, la acción de cargas adicionales en el macizo por la realización de trabajos de arranque y el empleo de explosivos.

Los focos de los estallidos de rocas generalmente son sectores del macizo, en los que tiene lugar una alta concentración de energía potencial a causa de su compresión elástica (pilar de mineral, sectores del macizo circundantes a los frentes, paredes de las excavaciones preparatorias, etcétera), que se encuentran en un estado tensional límite.

El estado límite de tensiones, que se puede producir en diferentes sectores del macizo, y condicionado por la acción de la presión minera (acción de las fuerzas gravitacionales y tectónicas, en ocasiones complementadas por la acción de la presión del agua), se considera la causa principal de los estallidos de roca.

Un rol significativo en el desarrollo del proceso de ocurrencia de un estallido de roca lo tienen diferentes fuerzas de impulso, las que pueden manifestarse en los sectores límites del macizo debido a diferentes causas: acción de las ondas elásticas por los trabajos de voladura, penetración en el cuerpo mineral del órgano de trabajo de una máquina de arranque, el aumento brusco en formas no uniforme del campo tensional en la zona del frente de trabajo y otras.

La acción de estas fuerzas de impulso puede provocar la destrucción frágil de sectores del macizo, que se encuentren en un estado tensional límite; en tanto que en sectores cercanos se producirá un proceso de acumulación de energía potencial.

Debido a la gran complejidad y variabilidad de las condiciones en las que se puede producir un estallido de roca, es que no existe aún una teoría que integralmente describa este proceso, ya que solo se conoce con bastante confiabilidad qué factores y condiciones pueden provocar la ocurrencia de un estallido de roca, en tanto que sobre otros aspectos vinculados a su mecanismo de acción, o sea, a cómo se producen en el mineral y cómo en el macizo rocoso, o en qué momento y cuáles procesos físicos conducen a su ocurrencia y otras cuestiones no se tienen suficientes conocimientos.

Existen dos puntos de vistas para explicar las causas que provocan la destrucción de las rocas durante el estallido. Una de ellas plantea que

el estallido de roca ocurre como resultado de un proceso espontáneo de deformación del macizo, con la destrucción de su continuidad en una dirección normal a la dirección de aplicación de la carga; según el otro punto de vista la destrucción del macizo o mineral durante el estallido ocurre por la acción de tensiones tangenciales, producidas por el campo tensional irregular existentes en los sectores límites del macizo.

Con respecto al mecanismo de ocurrencia de los estallidos de roca se plantean por diferentes investigadores los criterios siguientes:

- El estallido de roca ocurre por la ruptura del equilibrio existente en el sistema macizo rocoso-cuerpo mineral.
- El estallido de roca es posible, cuando la velocidad que alcanza la deformación del macizo con el aumento de la presión actuante, supera a la velocidad máxima posible de su deformación plástica, en el sector del macizo, que se encuentra en un estado tensional límite.

A nuestro entender estos planteamientos no se contradicen, sino que se complementan y permiten comprender en forma más clara las condiciones en que se producen los estallidos de rocas.

242

Una gran influencia en las condiciones de ocurrencia de los estallidos de rocas lo tiene la velocidad de avance de los frentes de arranque. Con el aumento de la velocidad de los trabajos, se incrementa la intensidad con que se carga el macizo en la zona de presión reforzada, aumentando la deformación elástica y creándose las condiciones para una destrucción frágil y espontánea del macizo.

Se considera, según la experiencia acumulada, que potencialmente es peligroso un sector del macizo o cuerpo mineral, en el que más del 70 % del total de las deformaciones que se producen en el proceso de destrucción sean elásticas.

Si el frente de trabajo se detiene o el avance es muy lento se produce un aumento de la rigidez del macizo y de su fragilidad (a cuenta de su densificación); lo que también crea condiciones para que ocurra un estallido.

XII.3. Evaluación de la susceptibilidad del macizo al estallido de roca

La mayoría de las rocas, incluyendo aquellas en que se producen los estallidos de rocas, poseen un diagrama de deformación total del primer tipo, como el representado en la figura XI.1.

En general, hablar de peligrosidad por la posibilidad de ocurrencia de estallidos no tiene ningún sentido, ya que uno u otro macizo en dependencia de las condiciones de carga puede ser completamente seguro, ante la posibilidad de su destrucción dinámica, o por el contrario puede encontrarse en una situación en extremo peligrosa.

La peligrosidad viene dada, no solo por el material, sino por las características de todo el sistema, en que se produce la carga y la deformación irreversible.

De igual forma, que una muestra de roca se deforma gradualmente, poco a poco, en una prensa rígida y se destruye bruscamente cuando se ensaya en "equipos blandos"; los sectores del macizo circundante a las excavaciones (en particular las preparatorias y las de arranque), se deforman tranquilamente cuando las condiciones existentes responden a un proceso rígido de carga y se destruyen en forma dinámica (se produce el estallido) cuando el macizo circundante forma respecto a ellos un sistema blando (de menor rigidez).

Es conveniente aclarar que este concepto de sistema blando o rígido tiene un carácter relativo; por ejemplo para una roca con características plásticas y un bajo módulo de caída, una prensa habitual puede considerarse lo suficientemente rígida y garantizar, que el proceso de deformación más allá del límite de resistencia (punto A figura XI.1) transcurra tranquilamente hasta su total destrucción, en tanto que para el caso de rocas con características de alta rigidez y un alto módulo de caída, incluso prensas rígidas, pueden manifestarse como medios blandos; o sea, el análisis se puede enfocar en dos direcciones:

243

- Valorar el grado en que uno u otro material es proclive, a que en él ocurra un estallido.
- Determinar el grado de rigidez del sistema externo (macizo rocoso).

El análisis comparativo de diferentes materiales, según su susceptibilidad a que en ellos ocurran efectos dinámicos, solo es posible realizarlo si se prefijan las condiciones externas. Estas condiciones no solo se vinculan a la magnitud de las cargas externas, sino también con la velocidad de su disminución, o lo que es igual con la rigidez del sistema.

El estallido de roca ocurre cuando la carga externa alcanza un máximo valor (límite de resistencia lineal a compresión, carga límite sobre un pilar, etc.); la rigidez del sistema externo en estas condiciones, es menor que la del elemento que se destruye (pilar, contorno del frente o excavación) y la cantidad de energía liberada durante la destrucción es suficientemente grande para garantizar su difusión con velocidades superiores a los 4 o 5 m/s.

Es fácil comprender, que para el análisis, es insuficiente prefijar solo la rigidez del sistema externo, sino que también es necesario prefijar la magnitud de la carga actuante. Esto se puede hacer en diferentes formas a partir de distintas combinaciones de las propiedades del material.

Como ejemplo se analiza una excavación preparatoria laboreada a través de un cuerpo mineral de gran potencia o por un macizo homogéneo, entonces el flujo de energía y su absorción son proporcionales respectivamente a $\frac{\sigma^2}{E}$ y $\frac{\sigma^2}{M}$. La peligrosidad tiene lugar para el caso en

que el flujo de energía supere a lo absorbido o incluso cuando es igual; o sea, cuando $\frac{M}{E} \geq 1$.

De tal forma una característica adimensional comparativa del material, expresado solamente mediante un indicador de sus propiedades, puede ser la relación $\frac{M}{E}$.

Si se analiza detalladamente este indicador se ve que es la relación entre la mayor deformación elástica (ϵ_e) y la máxima deformación irreversible que ocurre más allá del límite de resistencia ($\epsilon_t - \epsilon_e$).

Para un diagrama de deformación total idealizado (ver figura XI.1):

$$E_e = -\frac{\sigma}{E} \quad (\text{XII.1})$$

$$E_t - E_e = -\frac{\sigma}{M} \quad (\text{XII.2})$$

$$\frac{\epsilon_e}{\epsilon_t - \epsilon_e} = \frac{M}{E} = K_0 \quad (\text{XII.3})$$

El sentido físico de la magnitud $K_0 \left(\frac{M}{E} \right)$ consiste en que ella representa la relación entre la energía elástica, conservada en el límite de resistencia con respecto a la energía gastada más allá del límite de resistencia.

XII.4. Valoración de la peligrosidad relativa de diferentes situaciones minero-técnicas

Para la comparación de la peligrosidad de diferentes situaciones minero-técnicas y minero-geológicas es necesario conocer las propiedades de los materiales, en los que es posible el estallido. Para este fin se considera como característica fundamental el flujo de energía procedente del sector cargado del macizo, a partir de lo que se caracteriza, tanto la posibilidad de que ocurra el estallido, como su posible intensidad.

Este análisis se corresponde plenamente en su concepto, con la clasificación de los estallidos de rocas, según su lugar de ocurrencia, visto anteriormente; por lo que seguirá el orden visto en la figura XII.1.

XII.4.1. Para excavaciones preparatorias

La peligrosidad surge, en primer lugar, en aquellos casos en que el material que rodea a la excavación se deforma irreversiblemente y el macizo que lo circunda tiene menor rigidez (ver figura XII.1a).

Por ejemplo, si en el macizo denudado (en la excavación) se tiene una zona de deformación más allá del límite, cuya difusión se sustenta debido a la heterogeneidad en la estructura del macizo, considerando una tarea asimétrica para una excavación circular se obtiene:

$$\frac{M}{(1 + \mu)E_t} \frac{a}{h} \geq 1 \quad (\text{XII.4})$$

donde:

a : Dimensión de la zona de deformaciones irreversibles.

h : Semialtura de la excavación.

M : Módulo de caída del material destruido.

E_t : Módulo de elasticidad del sector circundante.

μ_t : Coeficiente de deformación transversal en el sector circundante.

La expresión anterior es válida si el macizo en el contorno no se destruye totalmente, o sea, no alcanza su valor de resistencia residual (R_R).

Para esta situación de una excavación preparatoria, no fortificada, las dimensiones (a) de la zona de deformaciones irreversibles, habitualmente no sobrepasan el valor h y la peligrosidad surge cuando $E_t \leq M$.

Si la excavación está fortificada, la peligrosidad de ocurrencia del estallido de roca dependerá de la calidad de la fortificación. Si la fortificación es lo suficiente resistente, el estallido no se debe producir, ya que él ocurriría solamente en el caso que sobrepase la capacidad portadora de la fortificación.

De tal forma en las excavaciones preparatorias se deben diferenciar dos casos en el análisis: excavación sin fortificar y cuando está fortificada.

En el primer caso el material de contorno, a pesar de que se deforma más allá del límite (ver diagrama de deformación total), posee la suficiente resistencia. En este caso son significativas las condiciones de carga y la estructura heterogénea del macizo. El estallido suele ocurrir, al poco tiempo de formarse una zona de deformaciones irreversibles en el contorno de la excavación. Esta situación es característica para macizos resistentes y frágiles, y para disminuir la probabilidad del estallido se emplea, entre otras medidas, la creación de zonas de descargas en su contorno, para disminuir la magnitud de la presión actuante.

En el segundo caso, la fortificación se opone al desarrollo de esta zona de deformaciones irreversibles. Aquí mientras menor sea la resistencia que ofrece la fortificación se producirá un mayor desplazamiento en el macizo y la denominada "zona de amortiguamiento" será mayor (zona de descarga que se crea al producirse la trituración o separación de ese sector del macizo) y la deformación ocurre en el sector horizontal ($M = 0$) del diagrama de deformación total.

Si la pérdida de resistencia de la fortificación ocurre en forma rápida, por ejemplo ella se rompe, el desarrollo de esta "zona de amortiguamiento" (o sea, la disminución gradual del módulo de caída M hasta cero) no se puede producir por la pérdida súbita del apoyo (reacción de la fortificación). Produciéndose de facto, en forma instantánea una situación con una zona de deformaciones irreversibles, que no se corresponde con el estado de equilibrio existente, lo que provoca un efecto dinámico tendente a la formación de un nuevo estado de equilibrio.

Por ello, se considera que una medida efectiva para evitar las manifestaciones dinámicas de la presión minera en las excavaciones preparatorias es su correcto diseño, además de emplear diferentes medidas para la descarga del macizo en su contorno (por ejemplo: la mencionada creación de una zona de amortiguamiento).

La cantidad de energía ($\Delta\varepsilon$) que llega a la excavación preparatoria para su unidad de longitud se puede calcular por la expresión:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\pi\sigma^2}{E_1} a^2 \quad (\text{XII.5})$$

246

donde:

σ : Límite de resistencia del macizo en el contorno de las excavaciones.

a : Espesor de la zona deformada en el contorno de la excavación.

Si se considera $a \approx h$ (realmente $a < h$) para tener un criterio de la energía desprendida se obtiene:

$$\Delta\varepsilon \approx \frac{\pi\sigma^2 h^2}{E_1} \quad (\text{XII.6})$$

Expresión que se puede escribir:

$$\Delta\varepsilon \approx \frac{\pi(\gamma H)^2 h^2}{E_1} \quad (\text{XII.7})$$

Considerando que el límite de resistencia en el contorno se alcanza para $\gamma H = \sigma$.

XII.4.2. En los frentes de arranque

La peligrosidad de ocurrencia de un efecto dinámico crece en los frentes de arranque a medida que los trabajos son más profundos, que las dimensiones del frente (ancho) son más grandes y que el módulo de deformación del macizo circundante es menor.

Se conoce que el flujo de energía ($\Delta\varepsilon$), para excavaciones de arranque de 100 m de ancho es aproximadamente 50 veces mayor que para una de 2 m de ancho, para iguales condiciones. Es por ello que si el cuerpo mineral (en particular si es potente) se arranca a toda su potencia, la posibilidad de un estallido crece con el desarrollo de los trabajos de arranque.

Hay situaciones en que las excavaciones preparatorias son más peligrosas que los frentes de arranque, como por ejemplo el caso en que se explota un cuerpo potente de carbón contorneado por rocas rígidas. La excavación preparatoria en esta situación es peligrosa, ya que la carga que actúa en su contorno lo hace en carbón que tiene un módulo de deformación inferior al de la roca (valor de E_1).

En tanto en el frente de arranque la acción de la carga externa es sobre el macizo rocoso y, por ende, no se considera una situación peligrosa.

Para una tarea en el plano la cantidad de energía en el frente de arranque se puede calcular por la expresión:

$$\Delta\varepsilon = \pi \frac{1-\mu_1^2}{E_1} (\gamma H)^2 X_0 \Delta S \quad (\text{XII.8})$$

donde:

X_0 : Semiancho del frente.

ΔS : Aumento del área del frente en el plano.

Si se tiene una excavación preparatoria que tiene dimensiones de la zona de deformaciones irreversibles (a), cercana al valor X_0 y considerando el caso para la unidad de longitud de la excavación, se puede decir que $\Delta S = a \cdot 1$; por lo que la anterior expresión se puede escribir:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\pi (\gamma H^2) a a}{E_1} \quad (\text{XII.9})$$

Comparando este valor con el obtenido para una excavación preparatoria, se ve que los resultados obtenidos para los frentes de arranque, pueden ser empleados en excavaciones que no tengan un gran ancho.

247

XII.4.3. Pilar aislado

Se considera un pilar de ancho $2l$, ubicado en el centro de una excavación de ancho $4x_0 + 2l$.

Para una profundidad H , la cantidad de energía desprendida en este caso ($\Delta\varepsilon_p$), será:

$$\Delta\varepsilon_p = \pi \frac{1-\mu_1^2}{E_1} (\gamma H)^2 \frac{\left(\frac{8x_0}{L} + 4\right)}{\log\left(\frac{8x_0}{L} + 4\right)} L^2 \quad (\text{XII.10})$$

De la anterior expresión se ve que el estallido de roca en este caso será mucho más peligroso, que en el sector límite del cuerpo mineral.

Se examina brevemente, como ilustración, un caso que puede tener un gran interés práctico; que es cuando en lugar de un pilar existen varios regularmente distribuidos.

En este caso el flujo de energía $\Delta \varepsilon_p$, se calcula por la expresión:

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_f \frac{1}{A_p} Tg A_p \quad (XII.11)$$

donde:

$$A_p = \frac{\pi}{2} \frac{1}{1 + \frac{L}{X_0}} \quad (XII.12)$$

Aquí, comparado con el caso anterior, se ve que el flujo de energía que llega a cada pilar es menor.

En las expresiones vistas para determinar el flujo de energía, se ve que en el denominador está el módulo de deformación (E_1) del macizo rocoso, lo que indica que la peligrosidad será mayor a medida que E_1 sea menor, para el caso en que las restantes condiciones sean iguales.

Ahora bien, si se tiene el caso, que ocurre muy frecuentemente en la práctica, que a un menor valor de E_1 corresponde una menor resistencia y un menor módulo de caída (M), la situación de estudio varía radicalmente.

En rocas muy débiles se desarrollan zonas de deformaciones irreversibles, en las que se produce la absorción del flujo de energía. Esta absorción, no pocas veces, supera el aumento del flujo ocasionado por el bajo valor de E_1 ; por lo que el esquema de cálculo se debe cambiar y en las expresiones de cálculo, en lugar del módulo de deformación E_1 , se debe tener en cuenta el límite de resistencia y el módulo de caída (M) de este macizo de poca resistencia.

Aquí hay que tener en cuenta, que en la práctica, las dimensiones en el plano (ancho) de las excavaciones son menores en el caso de rocas poco resistentes, lo que va a disminuir el flujo de energía y aumentar la estabilidad.

XII.4.4. Pilar en la excavación de corte

En este caso en concreto se van a tener dos pilares, separados uno de otro por la excavación de corte (preparatoria). El estudio de su capacidad portadora y estabilidad de ellos por separado y en su conjunto se hace por iguales vías, que las utilizadas para un pilar aislado.

Aquí tenemos la situación que la zona de deformaciones irreversibles, que se produce en los extremos del pilar, es mayor que la zona análoga del lado de la excavación preparatoria, debido a que la compresión del pilar por la roca es más fuerte por los laterales. El diagrama de presión se muestra en la figura XII.2.

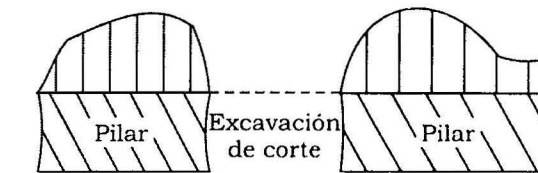


Figura XII.2. Diagrama de presión en un pilar aislado para una excavación de corte.

La carga límite que es capaz de asimilar el pilar se disminuye por la excavación de corte, en tanto que su estabilidad varía poco, ya que su relación de rigidez, para demás condiciones iguales, no varía.

Sin embargo, se debe señalar, que esta disminución de capacidad portadora del pilar significa que su destrucción puede ocurrir para menor ancho de la excavación de arranque, o sea, en otras palabras, el ancho límite puede ser alcanzado aun para una mayor rigidez del sistema.

Otra particularidad es la gran compresión que sufren estos pilares del lado del frente de arranque y el alto gradiente de presión reforzada que se produce del lado de la excavación preparatoria. Por eso es, que en caso de perder su estabilidad, la destrucción se desarrollará de ese lado, hasta que la excavación preparatoria sea completamente llenada con el material desprendido.

El flujo de energía, en este caso, se evalúa igual que en una excavación preparatoria, pero utilizando valores de las cargas actuantes correspondientes a la situación de destrucción del pilar. Esta energía sería menor que la que se produce en un pilar aislado.

O sea, en este caso por sus condiciones de estabilidad es cercano al de un pilar aislado, en tanto que por la intensidad del estallido se parece más al caso de una excavación preparatoria (aunque su intensidad puede ser varias veces mayor).

XII.4.5. Pilar que separa el frente del macizo

La presión reforzada será mayor del lado de la excavación de arranque que de la preparatoria.

La causa de la asimetría y altos gradientes hacia el lado de la excavación preparatoria se debe a la gran compresión que sufre el pilar del lado de la excavación de arranque. Debido a esto, y como en el caso anterior, el mayor peligro de estallido está hacia el lado de la excavación preparatoria, a pesar de que la mayor destrucción del pilar ocurre del lado contrario (excavación de arranque).

La estabilidad del pilar, en este caso, será mayor que la de un pilar aislado, pero menor que la del frente (extremo del cuerpo mineral).

XII.5. Pronóstico de los estallidos de rocas

El pronóstico de los estallidos de rocas se puede considerar como parte del proceso de dirección de la presión minera durante la explotación de yacimientos minerales, que se consideran potencialmente propensos a la ocurrencia de este fenómeno.

Un pronóstico científicamente fundamentado de los estallidos de rocas debe reflejar la realidad existente en la zona de estudio y por ello debe realizarse un detallado trabajo investigativo, que permita complementar las tres tareas básicas a que se orienta un pronóstico:

- Definir cuáles yacimientos son potencialmente peligrosos.
- Hacer un pronóstico regional de peligrosidad en los límites del campo de mina.
- Definir el grado de peligrosidad en diferentes sectores del macizo rocoso y cuerpo mineral.

El hecho de definir cuáles yacimientos o cuerpos minerales son propensos a que se produzcan estallidos durante su explotación, permite tanto la planificación de medidas preventivas, en la etapa de proyectos, para evitarlas, como la aplicación de un conjunto de medidas de control durante la construcción y explotación de la mina, que mejoren sus condiciones de seguridad.

Cuando se explotan cuerpos minerales, que se consideren peligrosos por la posible ocurrencia de estallidos de rocas, se debe hacer un pronóstico regional que abarque todo el campo actual y futuro de la mina. Este estudio se efectúa sobre la base de la evaluación de la situación minero-técnica existente y de las características geoestructurales y afectaciones tectónicas del yacimiento y del macizo rocoso.

Este pronóstico regional debe posibilitar definir los sectores más peligrosos, dentro del campo de mina y en particular caracterizar la situación existente en sectores cercanos a las excavaciones y frentes de arranque, lugares estos considerados los más propensos a que ocurran estallidos de rocas.

Para valorar el grado de peligrosidad en distintos sectores del campo de mina, se pueden emplear diferentes métodos de pronósticos, que en lo fundamental se basan en el estudio del campo tensional existente y su posible variación y en la evaluación de la capacidad que tiene el macizo rocoso de acumular energía tensional.

En los casos, en que se definan sectores del macizo potencialmente propensos a la ocurrencia en ellos de estallidos, se deben tomar las medidas pertinentes, (acorde a la situación existente), para eliminar esa amenaza.

De tal forma a partir de un buen pronóstico no solo se deben definir los lugares y situaciones en donde pueden ocurrir estallidos de rocas, sino también se pueden proponer medidas que permitan evitarlos y las

medidas de control que garanticen la efectividad de su aplicación; o sea, un pronóstico científicamente fundamentado, debe en gran medida garantizar la seguridad de los trabajos.

La existencia de una situación de peligrosidad, por la posible ocurrencia de los estallidos de rocas, está relacionada a un gran número de factores que están interrelacionados entre sí y que actúan, tanto en las diferentes excavaciones, como dentro de los límites del campo de mina.

Debido al hecho de que no ha sido posible establecer una relación cuantitativa, entre los distintos factores que intervienen, el proceso de pronóstico de los estallidos de rocas, en ocasiones adquiere un carácter probabilístico.

Por ello, es de gran importancia, en particular cuando existen indicios de posibilidad de futuras ocurrencias de estallidos, que incluso desde la etapa de los trabajos de exploración geológica, se realicen estudios orientados a obtener criterios sobre la posibilidad de ocurrencia de estallidos.

Existen numerosos métodos de evaluación de la peligrosidad por la posible ocurrencia de estallidos de rocas; entre los métodos conocidos los más difundidos son:

- Método de valoración visual.
- Métodos a partir de la evaluación del campo tensional existente en el macizo rocoso.
- Métodos de evaluación de la capacidad que tiene el macizo de acumular energía potencial.

XII.5.1. Método de valoración visual

Esta es una de las vías principales que se usa para definir la peligrosidad que presenta un determinado yacimiento. Existen numerosas afectaciones en el macizo, que son observables durante estos trabajos, que permiten ir definiendo una situación de posible peligrosidad, como por ejemplo: formación de cortes por el contorno de la excavación, formación intensa de sectores de socavamiento del macizo, la ocurrencia de microestallidos (disparos, y trituración interna), entre otras afectaciones, las que se analizan a continuación en forma breve.

La formación de cortes se manifiesta mediante la destrucción de la roca y/o el mineral por el contorno de la excavación en pequeñas placas de diversas formas y de 1 a 10 mm de espesor. El lugar donde se forman estas ranuras se puede fácilmente detectar debido a que a causa de la caída de estas plaquitas el macizo se ve más fresco que el resto.

La intensidad en el proceso de formación de sectores de socavamiento en el contorno de la excavación se produce también a consecuencia de la destrucción de la roca o el mineral. Este proceso ocurre en un macizo no destruido y no se relaciona con la existencia de agrietamientos

y se acompaña de sonido. Este socavamiento del macizo ocurre como regla con la formación progresiva de diferentes placas de 1 a 10 cm de espesor, que repiten la forma de la sección transversal de la excavación.

Este proceso, habitualmente, se inicia después de los trabajos de voladura y no se detiene hasta que la sección de la excavación alcanza una nueva forma estable.

La destrucción de la roca por el contorno de la excavación que provoca los cortes en el contorno y el socavamiento de la roca es un indicador del aumento del campo tensional en el macizo rocoso.

Los disparos de roca o mineral, son desprendimientos súbitos de pedazos de roca o mineral que se producen habitualmente en los sectores extremos del macizo, en los frentes de trabajos y se caracterizan por producir un ruido parecido a un disparo, de ahí su denominación.

También puede manifestarse la destrucción del macizo en su profundidad, sin que se produzca ningún desprendimiento en la excavación. Esta afectación se detecta porque ella se acompaña de ruido y temblor del sector del macizo donde se produce (con características semejantes al efecto sísmico) y además puede haber formación de polvo y producirse afectaciones a la fortificación del frente (por ejemplo formación de grietas en caso de una fortificación de hormigón).

Como muestran los resultados alcanzados en la práctica, con el empleo de este método se obtienen generalmente resultados positivos.

XII.5.2. Métodos de evaluación del campo tensional

Se conocen y son empleados muchos métodos para determinar las características y magnitud del campo tensional actuante, de ellos los más empleados son:

- Por la observación visual y mediciones simples en excavaciones, en las que han ocurrido la destrucción de sectores del macizo, por el contorno de la excavación.
- Por la cantidad de material triturado que se obtiene de la perforación de testigos.
- Por el método de descarga, en cualquiera de sus variantes.
- Con el empleo de referidores, para la medición de los desplazamientos.
- Con el empleo de métodos geofísicos, en particular por el método sísmico y el electrométrico.
- Otros métodos.

Por la observación visual

La existencia de sectores destruidos del macizo por el contorno de las excavaciones puede dar criterios sobre la magnitud de las tensiones

actuales, es por ello que a partir de las observaciones visuales y algunas mediciones simples se puede valorar la magnitud y dirección de las tensiones actuales.

Este método se puede emplear en los casos, en que la tensión es alta y provoca destrucción del macizo en los contornos de las excavaciones. Una particularidad de este método es que no necesita de ningún equipamiento especial y permite obtener criterios del estado tensional en un corto tiempo, incluso para grandes áreas de estudio.

Con este método se pueden resolver las tareas siguientes:

- Valorar las características del campo tensional.
- En forma orientativa determinar la magnitud y dirección de las tensiones principales en el macizo.
- Comparar cualitativamente el grado de carga de los diferentes elementos constructivos del sistema de explotación.

Por la cantidad y características del material obtenido en los testigos

Durante los trabajos de perforación en macizos con características frágiles, los testigos obtenidos pueden fracturarse formando como especies de discos de diferentes espesores. El espesor de estos discos depende de la resistencia de la roca, el diámetro del testigo y la magnitud del estado tensional actuante.

A partir del espesor de estos discos se pueden obtener criterios sobre la magnitud de la tensión máxima a compresión que actúa en el macizo.

Para el caso de un estado triaxial del tipo $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$; donde σ_1 es la tensión a compresión máxima, se ha establecido la relación siguiente entre el espesor de los discos (e_D) (pedazos de testigo) obtenidos y su diámetro (d_T).

$$e_D = 1,6 d_T - 8 \quad (\text{XII.13})$$

De igual forma se han establecido relaciones del tipo:

$$\sigma_{C_{\max}} = f(d_T, e_D, \sigma_C) \quad (\text{XII.14})$$

para diferentes tipos de macizos rocosos.

Para el caso en que la perforación se realice en macizos muy cargados, o sea, cuando las tensiones actuales sobrepasan el límite de resistencia lineal a compresión de 1,7 a 3,5 veces; el "testigo obtenido" ya no es en forma de disco, sino en forma de un material triturado.

Para este caso la magnitud de la tensión máxima que actúa en el macizo rocoso, puede ser determinada orientativamente por la expresión:

$$\sigma_{\max} = (4V_1V_2^{-1} - 2,3) \sigma_C \quad (\text{XII.15})$$

Para:

$$1,0 < V_1 V_2^{-1} < 1,3 \quad (\text{XII.16})$$

donde:

V_1 : El producto que realmente se obtiene como testigo.

V_2 : El producto que nominalmente debía obtenerse.

σ_c : Límite lineal de la resistencia a compresión.

Por el método de descarga

Este método se fundamenta en la utilización de las características de reversión elástica del medio (macizo). Para ello se supone que al ser descargado artificialmente un sector del macizo (al ser destruido su enlace con el resto del macizo) se produce el restablecimiento elástico de la forma y dimensiones de este sector.

La esencia del método consiste en medir las deformaciones que experimenta un sector del macizo al ser descargado y el posterior cálculo de las tensiones actuantes, por las fórmulas conocidas de la teoría de la elasticidad.

Para la medición de las deformaciones, son usados diferentes esquemas, como por ejemplo:

- Esquema que mide la deformación en las paredes de un agujero central (barreno). Esquema de Liman.
- Esquema con el que se obtiene la deformación (radial) del diámetro de un agujero central de un testigo. Esquema de Jast.
- Esquema que mide la deformación que experimentan las paredes del barreno.

Con el empleo de referidores para la medición de los desplazamientos

La esencia de los trabajos de los referidores consiste en lo siguiente: en barrenos de diámetro entre 42 y 110 mm, perforados desde las excavaciones con el empleo de instalaciones especiales (o en ocasiones sin ellas), se introducen los referidores (hasta su tope) y se fortifican en el barreno en diversas formas. Posteriormente, se va midiendo la variación que puede tener este referidor en su posición o de la distancia entre referidores vecinos, a partir de lo cual se pueden obtener criterios de las deformaciones que se producen en el macizo.

Con el empleo de métodos geofísicos

Se analizan dos métodos: el electrométrico y el sísmico.

Método electrométrico: Se fundamenta en la dependencia que existe entre la resistencia eléctrica de la roca y su estado tensional. A medida que crecen las tensiones, la resistencia eléctrica de la mayoría de las rocas, en el campo de las deformaciones elásticas, disminuye y por el contrario cuando las tensiones decrecen, la resistencia eléctrica crece.

Esto permite obtener criterios sobre la distribución de las tensiones en el macizo a partir de la medición de su resistencia eléctrica.

Para la determinación de la resistencia eléctrica de las rocas son empleados diferentes tipos de instalaciones de medición.

En general, la resistencia eléctrica (ρ) de las rocas se puede determinar por la expresión:

$$\rho = \frac{(K_{inst} C_c \Delta U)}{J} \quad (\text{XII.17})$$

donde:

K_{inst} : Un coeficiente que depende del tipo de instalación de medición usada (para cada instalación existe una expresión de cálculo).

C_c : Coeficiente de corrección, se puede determinar gráficamente.

J : Flujo de corriente (tensión).

ΔU : Diferencia de potencial entre los electrodos.

Método sísmico: Se fundamenta en la dependencia que existe, entre la velocidad de difusión de las ondas elásticas en el macizo rocoso y el campo tensional en él existente.

A medida que el campo tensional existente en el macizo es mayor, la velocidad de traslación en el macizo de las ondas sísmicas crece (para un medio elástico). Por el contrario si disminuye el campo tensional la velocidad de traslación (difusión) de las ondas se hace menor.

A partir de la medición de la velocidad de las ondas sísmicas se puede evaluar el estado tensional existente en el macizo, alrededor de cualquier excavación o frente de arranque.

Para la medición de la velocidad de las ondas sísmicas existen numerosos equipos e instalaciones.

XII.5.3. Método de evaluación de la capacidad que tiene el macizo de acumular energía potencial

Las rocas se consideran propensas a la ocurrencia de estallidos si la relación entre la deformación elástica (ϵ_e) con respecto a la total (ϵ_t) es igual o mayor que 70 %, en los casos en que las cargas actuantes sobrepasen el 70 % de la destrucción.

El índice de fragilidad (K_f) de las rocas nos permite obtener un criterio sobre la peligrosidad de ocurrencia de estallidos, que puede existir en un determinado macizo rocoso. Este coeficiente puede ser determinado en condiciones de laboratorio utilizando cámaras de ensayo a triaxial y en condiciones *in situ*, con el empleo de diferentes métodos que se sustentan en el uso de diferentes equipos; pero en ninguno de los casos la confiabilidad es alta.

Más aceptada es la valoración del índice de fragilidad según la capacidad de las rocas de asimilar energía potencial, lo que se caracteriza por la relación entre el trabajo invertido en la deformación elástica (π_e), con respecto al trabajo invertido durante la deformación no elástica (π_D).

Experimentalmente está establecido, que la relación entre el trabajo gastado en la deformación elástica (π_e) con relación al trabajo gastado durante la deformación no elástica (π_D), para el caso de tensiones que se correspondan con el límite de resistencia, es una característica del proceso de destrucción de la roca.

256

Si $\frac{\pi_e}{\pi_D} > 1$ se obtiene que el proceso de destrucción sea frágil y por ende estaríamos en presencia de una situación favorable para un estallido de roca.

Las investigaciones realizadas en esta dirección han demostrado que con el aumento de la presión lateral los valores de los indicadores de acumulación de energía decrecen y por ende las características del proceso de destrucción se hacen más viscosa. Esto indica que en las condiciones de trabajo de los frentes de arranque e incluso en las excavaciones preparatorias, los estallidos de rocas pueden ocurrir en condiciones de un régimen de carga cercano al uniaxial.

Otra vía, para evaluar la tendencia de la roca a una destrucción frágil es teniendo en cuenta sus características más allá del límite de resistencia.

Para obtener una evaluación de la susceptibilidad relativa que tienen las rocas a su destrucción frágil en un amplio diapasón de condiciones, es necesario conocer sus características de resistencia y deformacionales para estados tensionales lineales y triaxiales y para diferentes velocidades de deformación. La caracterización más confiable teniendo en cuenta el trabajo total de destrucción de la roca incluyendo el que se produce más allá del estado límite es posible obtenerlo utilizando las denominadas prensas rígidas.

Para evaluar la fragilidad relativa de las rocas se pueden considerar los coeficientes de fragilidad de las rocas (K_f) siguientes, en dependencia del estadio que se analice del proceso de deformación.

Deformación en el campo elástico:

$$K_f' = \frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^T} \quad (\text{XII.18})$$

donde:

ε_1^e : Deformación elástica.

ε_1^T : Deformación relativa total.

Deformación más allá del límite:

$$K_f'' = \frac{E}{M} \quad (\text{XII.19})$$

donde:

E : Módulo de elasticidad.

M : Módulo de caída.

y

$$K_f''' = \frac{\pi_e}{(\pi_e + \pi_z)} \quad (\text{XII.20})$$

Este coeficiente K_f''' expresa la parte que queda en el macizo de energía potencial, con respecto a la energía total de destrucción.

257

Para el caso de resistencias pequeñas, situación característica para un estado tensional lineal, se puede decir:

$$K_f''' = \frac{M}{E + M} \quad (\text{XII.21})$$

ya que:

$$\pi_e = 0,5 \frac{\Delta\sigma_L^2}{E} \quad (\text{XII.22})$$

y

$$\pi_z = 0,5 \frac{\Delta\sigma_L^2}{E} \quad (\text{XII.23})$$

donde:

$\Delta\sigma_L$: Tensión en el límite de resistencia.

Habitualmente, los valores obtenidos para K_f' y K_f''' dan resultados próximos. Se plantea que para valores de $K_f' > 0,7$ y de $K_f''' < 1,0$, la roca se puede considerar frágil y por ende propensa a que en ella se produzcan estallidos.

Otra forma de valorar la fragilidad de las rocas es mediante el estudio de testigos de perforación. Para ello se observan visualmente los testigos obtenidos y si en los diferentes pedazos de rocas obtenidos su espesor es menor que su ancho; este es un indicador que sugiere que la roca puede tender a su destrucción frágil. Para este fin los barrenos deben perforarse a velocidades que no excedan de los 50 mm/min. Para evitar la influencia que se produce del régimen de perforación a una mayor velocidad. Este método tiene el gran mérito que permite obtener criterios sobre la fragilidad de la roca, ya desde los trabajos de perforación geológica.

XII.6. Métodos para evitar los estallidos de rocas

Las medidas que se emplean en la lucha contra la ocurrencia de los estallidos de rocas, en muchos casos, se basan en los mismos principios que las que se emplean para evitar los desprendimientos súbitos, ya que ambos fenómenos dinámicos están vinculados a la existencia de un campo vectorial de alta magnitud en el macizo rocoso.

258

Por ello, el objetivo fundamental consiste en dirigir (disminuir) el estado tensional existente en el macizo y provocar cambios a su estado mecánico, en primer lugar tratando de aumentar su capacidad a la deformación plástica.

Se pueden diferenciar medidas regionales de lucha contra los estallidos de rocas, que se aplican, incluso antes de comenzar los trabajos y abarcar todo el campo de mina y las medidas locales que se aplican en determinadas excavaciones o sectores de la mina.

Los principios fundamentales en la lucha contra la ocurrencia de los estallidos de rocas se pueden enunciar en la forma siguiente:

- Disminución de la presión minera.
- Disminución de la capacidad del macizo, en los contornos de las excavaciones, de acumular energía potencial.
- Medidas para disminuir las condiciones de peligrosidad.
- Creación en las minas de un Servicio Técnico de Pronóstico y lucha contra los estallidos.

XII.6.1. Disminución de la presión minera

La disminución de la influencia negativa que tiene la presión, durante la realización de los trabajos es uno de los principios básicos para la explotación de yacimientos que sean peligrosos por la posible ocurrencia de estallidos de rocas.

Para ello, en base al conocimiento del campo tensional que existe ante los trabajos y en el que se pronostica se produzca durante su realización, y

conociendo los estudios geodinámicos regionales del campo de mina, se deben tomar una serie de medidas, tales como:

- **Hacer una correcta distribución en el campo de mina:** Durante los trabajos de proyecto y en la explotación de minas consideradas potencialmente peligrosas a la ocurrencia de estallidos de rocas, se le debe prestar una gran atención a la correcta distribución y uso del campo de mina, teniendo en cuenta los principios básicos de la lucha contra estas afectaciones. De no hacerse así, puede suceder que se manifiesten sectores del macizo y excavaciones con peligrosidad; lo que negativamente influye en la seguridad y productividad de los trabajos.
- **Establecer el orden correcto de realización de los trabajos:** Para disminuir la presión minera se debe valorar la posibilidad de dirigir los desplazamientos del macizo, de realizar los trabajos de explotación en retroceso, hacer el menor volumen posible de excavaciones en corte, conocer las características mecánico-estructurales del macizo, que la explotación se realice sin que hayan frentes que se encuentren o que uno alcance a otro, el dimensionamiento óptimo de bloques y excavaciones de arranque, la posible influencia de otras minas o de otras excavaciones en la misma mina y otras muchas.
- **Perfeccionar la tecnología de explotación:** En primer lugar se debe buscar una organización de la actividad de explotación, con la que se garantice que en el macizo rocoso y mineral no se produce o es mínimo, un aumento de la concentración de tensiones.
Se pueden tener en cuenta toda una serie de medidas de carácter general para la mina o locales para determinados sectores o excavaciones.
Dentro de las medidas que se pueden analizar para las minas están: tratar que los frentes de trabajo sean rectos, no permitir que quede atrasado ningún bloque, disminuir al máximo posible la cantidad de excavaciones por delante de los frentes de arranque y en los sectores de las excavaciones aledañas a los pozos, dirigir las excavaciones capitales según la dirección de las tensiones principales existentes en el macizo, utilización de métodos de explotación y de dirección de la presión acordes a las características mecánico-estructurales del macizo.
Como medidas locales se pueden mencionar: no permitir curvaturas en la línea del frente de arranque, darle a las excavaciones preparatorias y de arranque la forma de sección en que se produzca una menor concentración de tensiones, evitar que se produzca una influencia mutua entre excavaciones y otras.
- **Elección del sistema de explotación:** Cuando exista peligro de ocurrencia de un estallido de roca las principales exigencias que se plantean a los sistemas de explotación para minerales metálicos y no metálicos son las siguientes:
 - La explotación debe realizarse sin dejar pilares y partes sobresalientes del cuerpo mineral, con un mínimo de excavaciones de corte.

259

- Las excavaciones preparatorias se recomiendan ubicar fuera de la zona de presión reforzada por los frentes de arranque.
- La distancia entre ejes, de excavaciones paralelas debe ser mayor que $4d$; siendo d la mayor dimensión de la sección transversal de la excavación.
- La sección de las excavaciones debe elegirse, para que ella sea suficiente durante todo su tiempo planificado de explotación sin necesidad de refortificación.
- Deben tenerse en cuenta las exigencias de sostenimiento de las excavaciones, considerando la peligrosidad de ocurrencia de estallidos.

Estas exigencias son complementadas en gran medida cuando se emplean sistemas de contornos de explotación, en particular en casos de cuerpos minerales de roca y mediana potencia.

En caso de cuerpos minerales de gran potencia en ocasiones se recomienda la explotación por subniveles y derrumbe u alguna otra variante en lo fundamental vinculado al método de dirección de la presión que se va a emplear. El empleo del método con relleno aligera significativamente la situación tensional y crea condiciones poco favorables para el estallido.

260

XII.6.2. Disminución de la capacidad del macizo, en los contornos de las excavaciones, de acumular energía potencial

Durante el análisis de la naturaleza y el mecanismo de manifestación de los estallidos de rocas resulta, que las características del proceso de deformación del mineral cercano a los denudamientos depende, tanto de las condiciones de aparición de una zona de estado tensional límite como de sus dimensiones.

Con la disminución en los denudamientos de la capacidad del mineral a la deformación elástica, se pueden obtener significativos resultados y modificar las características del proceso de deformación. Esta variación puede conducir a una disminución considerable del grado de peligrosidad, por ocurrencia de estallidos, existente en el macizo. Aquí es determinante el ancho del sector, en que se alcanza una disminución de la capacidad de deformación elástica.

El ancho de esta "zona de protección", depende de las tensiones actuantes en el contorno de las excavaciones, del nivel del campo tensional en el interior del macizo, de las características de resistencia y estado estructural del macizo, de las características elásticas y de fragilidad del mineral y la roca.

Del análisis y generalización de los múltiples factores que influyen sobre las dimensiones de esta "zona de protección" se ha establecido que para excavaciones capitales y preparatorias, ella debe tener un ancho igual a la mitad de la mayor disminución de la sección transversal de

la excavación, pero nunca menor que 2 m; en tanto que en los frentes de arranque ella debe tener un ancho igual a la potencia del cuerpo mineral, pero nunca menor que 3 m.

Esta zona de protección puede ser construida con el empleo de explosiones de camuflaje, con la perforación de barrenos de descarga de gran diámetro, con la inyección de agua al macizo rocoso y con la construcción de las excavaciones por etapas.

En los casos que el frente de trabajo esté en movimiento, el trabajo sin peligro, se logra cuando por delante del frente se garantice mantener la zona de protección. Se puede hacer de las formas siguientes:

- **Empleo de la explosión de camuflaje:** La explosión solo debe producir un efecto interior, sin que se produzca el lanzado de rocas y mineral. Su efectividad dependerá de la correcta elección de sus parámetros: profundidad de los barrenos, distancia entre ellos y calidad y cantidad de sustancia explosiva; en dependencia de las características de resistencia y geoestructurales del macizo rocoso y cuerpo mineral.
- **Empleo de barrenos de descarga:** Este método es muy empleado en yacimientos de carbón. Cuando se perforan estos barrenos, en sus costados y frente se produce un estado tensional límite. A medida que el diámetro de estos barrenos es mayor, más rápidamente durante el proceso de perforación alcanza un estado límite, produciéndose la destrucción en los contornos de los barrenos, con la formación de la zona protectora. Al emplear este método se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:
 - La acción fundamental de destrucción ocurre durante la perforación del barreno.
 - El efecto de descarga será más intenso, a medida que el estado tensional existente en ese sector del macizo sea mayor y por ende mayor el grado utilización de la energía de la presión minera.
 - Los parámetros de este método son: a) profundidad de los barrenos, se elige a partir del ancho necesario de la zona de protección y de la magnitud de avance del frente; b) la distancia entre barrenos, depende de su diámetro y del grado de peligrosidad del sector en cuestión (habitualmente se determina experimentalmente en condiciones concretas); c) diámetro de los barrenos, que se elige lo más ancho posible y d) el esquema de distribución de los barrenos, que se debe adecuar a las condiciones existentes.
- **Inyección de agua:** Por medio de la inyección de agua al macizo y mineral se puede lograr la disminución de sus características de resistencia y elásticas, debido a lo cual se disminuye su capacidad de acumular energía elástica; creándose una zona inerte en el contorno de las excavaciones. La cantidad de agua a inyectar va a depender tanto de la permeabilidad del macizo rocoso (dado en particular por

261

su grado de agrietamiento y porosidad), como de las condiciones de peligrosidad existentes.

- **Dimensiones y forma de la sección de la excavación:** Una de las vías para lograr condiciones seguras de trabajo, en macizos peligrosos por la posible ocurrencia de estallidos, es realizar el laboreo de las excavaciones en dos o más etapas; inicialmente con una excavación de pequeña sección y posteriormente con su ampliación hasta la sección de proyecto.

La elección de la forma de sección de las excavaciones más racional, desempeña rol significativo en la disminución de las condiciones de peligrosidad. Es considerado que las formas óptimas son la abovedada y la circular. Esto se puede obtener, tanto de los resultados teóricos dados por la teoría de la elasticidad sobre la distribución de tensiones alrededor de cavidades (excavaciones) de diferentes formas, como por los resultados obtenidos de los trabajos de modelación (modelación con materiales equivalentes y método de fotoelasticidad).

XII.6.3. Medidas para disminuir las condiciones de peligrosidad

262

Entre las más empleadas se pueden mencionar: garantizar que la excavación tenga las mejores condiciones de estabilidad, empleo de ranuras de descarga, elección de un régimen de trabajo adecuado a las condiciones existentes, y la correcta elección y diseño del método de sostenimiento.

Garantizar condiciones de estabilidad en la excavación

Una vía para ello es garantizando el buen contorneado de la sección de la excavación (si se emplean los trabajos de perforaciones y explosivos, con el uso de la explosión de contorno), ya que en casos de irregularidades en el contorno de la sección se pueden producir altos valores en la concentración de tensiones.

La elección de la dirección de la excavación y de su forma más estable, teniendo en cuenta las magnitudes y direcciones de las tensiones principales en el macizo es un método que posibilita la creación de condiciones más seguras en el trabajo. Las excavaciones permanentes de las minas deben laborearse en la dirección en que actúa la mayor tensión principal.

En muchas minas metálicas se presentan un campo tensional variable, en donde las tensiones horizontales son mayores que las verticales (ejemplo de esto se produjeron en los niveles inferiores en la Mina de Matahambre, cerrada actualmente). En estos casos es característico la formación de formas alargadas de la sección de las excavaciones según sus verticales (ver figura XII.3), lo que se debe a la inestabilidad de la excavación.

En la figura se muestra la variación que sufre la sección de la excavación, desde un estado inicial inestable (figura XII.3a) hasta su forma final (figura XII.3 b) que posee estabilidad.

a) Posición inicial b) Posición final

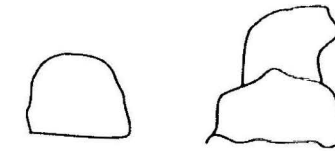


Figura XII.3. Esquemas de representación de un campo tensional variable con tensiones horizontales mayores que las verticales.

Según los resultados obtenidos de la experiencia práctica se conoce que en las excavaciones orientadas perpendicular al rumbo, la altura de la excavación y el área de su sección aumenta más que en las orientadas según el rumbo. Esto se explica por el hecho de que las componentes horizontales de las tensiones principales no son de igual magnitud.

Se conoce que la tensión que actúa según el rumbo es mayor en 1,5 a 2 veces a la que actúa perpendicular a él. Por ello, las excavaciones que se orientan, según la dirección en que actúan las tensiones principales (por el rumbo), van a encontrarse en mejores condiciones, puesto que las tensiones horizontales serán menores, que en las excavaciones laboreadas perpendicular al rumbo.

263

Empleo de ranuras de descarga

Es uno de los métodos más efectivos para evitar la ocurrencia de estallidos de rocas. Este método es muy antiguo, pero no ha logrado alcanzar un amplio uso, debido a la ausencia de equipos especiales para construir las ranuras.

Para obtener la descarga del sector deseado del macizo es suficiente con una ranura (ver figura XII.4).

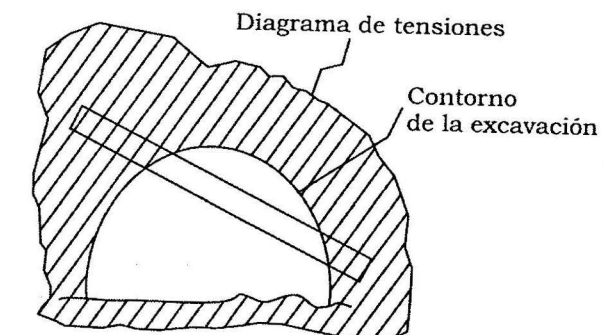


Figura XII.4. Esquema de empleo de la ranura de descarga.

En condiciones ingeniero-geológicas complejas puede ser necesario el empleo de dos o más ranuras de descarga. La altura mínima que debe tener la ranura depende del estado tensional existente y de las propiedades mecánico-estructurales del macizo rocoso en el que se va a efectuar la descarga, pero se recomienda que su altura nunca sea menor de 3 cm.

Debido a que no existen equipos que posibiliten hacer la ranura de una sola vez, muchas veces se emplea la opción de construirla en dos etapas; inicialmente se perforan cada 0,2 a 0,3 cm una serie de barrenos paralelos y, posteriormente, la separación entre ellos se destruye con microexplosiones. Esta variante de construcción de las ranuras es la más empleada.

Elección del método adecuado de trabajo

Muchos estallidos y microestallidos en las minas ocurren cuando se realizan los trabajos de voladura o un poco posterior a ellos, es por esta causa que a la hora de hablar de medidas para crear condiciones más seguras, en relación al peligro de ocurrencia de los estallidos, es necesario prestar una especial atención al régimen de realización de los trabajos de voladura.

Inmediatamente después de la explosión se observa un intervalo de tiempo con una gran actividad en el macizo; incluso en forma periódica, con una amplitud que se va amortiguando, se repiten los ciclos de actividad en el macizo.

Los trabajos de voladuras producen un aumento de la actividad sísmica del macizo rocoso, cuya magnitud depende de su propiedades mecánico-estructurales y del campo tensional existente en condiciones de altas tensiones. Estos momentos, como regla, se acompañan de disparos de rocas, en ocasiones una destrucción significativa en el frente y en los laterales de la excavación.

Por ello, que una medida de seguridad es la de no permitir la presencia de personas, en el lugar de la explosión, hasta 30 min después que esta ocurrió. En casos particulares (presencia de pilares, existencia de afectaciones geológicas y otros) este tiempo puede ser mucho mayor.

Otro aspecto de gran importancia a considerar en la organización de los trabajos es la determinación de la velocidad óptima de avance. En dependencia de las propiedades de las rocas y el macizo y del campo tensional existente, para cada situación en concreto habrá un rango de velocidad de avance que se puede considerar como óptimo.

Analizando la literatura, se puede observar que existen muchos criterios a la hora de elegir la velocidad de avance del frente; por ejemplo algunos recomiendan el avance lento del frente y con intervalos, otros recomiendan un avance lento pero sin intervalos, otros relacionan la velocidad de avance con la resistencia del macizo por el techo de la excavación (se

plantea que a medida que esta resistencia sea mayor, más despacio debe desplazarse el frente); pero en general muchos concuerdan en la necesidad de limitar la velocidad de avance del frente de trabajo.

Sin embargo, lo expresado hasta aquí se refiere solo a la velocidad de avance en general del frente, pero desde el punto de vista de la lucha contra la posibilidad de ocurrencia de los estallidos de rocas reviste gran importancia no solo dicho aspecto, sino también la velocidad con que se viola al macizo. Por ejemplo la disminución de la velocidad de corte de la máquina de arranque conduce a que se transmita una mayor carga al interior del macizo, en tanto que con el aumento de la velocidad de corte esta mayor carga se orienta a la superficie desnuda, creándose condiciones favorables para que se produzca el flujo de energía hacia el lugar donde se realiza el corte.

Por ello, para avances con poca velocidad la probabilidad de ocurrencia de estallidos disminuye, en tanto que para grandes velocidades esta probabilidad aumenta.

Si se logra una velocidad de penetración de los órganos de corte, que permita la descarga gradual del campo tensional, entonces se puede garantizar una mayor seguridad en las diferentes operaciones de trabajo.

La experiencia en la explotación de minas de carbón de Rusia, Polonia y Ucrania ha demostrado, que en dependencia del grado de peligrosidad por la probabilidad de estallidos de rocas, existe una velocidad óptima de penetración de los órganos de corte en los frentes de trabajo, para la cual se puede garantizar la descarga del estado tensional en forma gradual o mediante la ocurrencia de microestallidos.

Elección del sostenimiento de las excavaciones

La fortificación, en particular la de las minas profundas, debe satisfacer una serie de exigencias que garanticen condiciones normales y seguras de trabajo, por ejemplo ser lo suficientemente flexibles, tener una alta capacidad portadora y estar preparadas para soportar desprendimientos de rocas durante la ocurrencia de estallidos u otras manifestaciones dinámicas.

Por lo común un tipo de fortificación no satisface todas estas exigencias, por lo que, en la actualidad, lo más difundido es el empleo de una combinación de diferentes tipos de fortificación; existiendo al respecto una gran variedad de combinaciones en minas de Australia, los Estados Unidos, Sudáfrica, Europa, etcétera.

Se considera favorable, en minas peligrosas por la probabilidad de ocurrencia de estallidos, el empleo de fortificaciones del tipo de: gunitado, anclas (pernos), con rejillas metálicas o sin ellas y diferentes variantes de fortificaciones metálicas (flexibles en los casos en que las excavaciones estén influenciadas por los trabajos de arranque).

XII.6.4. Creación en las minas de un servicio técnico de pronósticos y lucha contra la ocurrencia de estallidos

Las principales tareas del Servicio Técnico de Pronóstico y Lucha contra la ocurrencia de estallidos, se pueden resumir en lo siguiente:

- Realizar un pronóstico del grado de peligrosidad, por el concepto de estallidos, en los diferentes sectores.
- Evaluación de la efectividad de las medidas tomadas en la lucha contra la ocurrencia de estallidos.
- Control de las medidas implantadas.
- Elaboración de indicaciones para la realización de los trabajos mineros en condiciones de peligrosidad.
- Control del cumplimiento de las orientaciones y recomendaciones hechas para la realización de los diferentes trabajos en zonas consideradas potencialmente peligrosas por la probabilidad de ocurrencia de estallidos.

Capítulo XIII

Desprendimientos súbitos

El desprendimiento súbito de gas, mineral y material rocoso es un tipo de afectación dinámica en la que conjuntamente con la presión minera y las características de los materiales (roca y mineral), un rol significativo es desempeñado por el gas. El desprendimiento súbito se puede definir como la destrucción en forma muy rápida de un sector del macizo y el lanzamiento del material destruido (en ocasiones a una gran distancia) por la acción del gas al dilatarse (descomprimirse).

Características generales de los desprendimientos súbitos son la trituración fina de la roca, el lanzamiento de esa roca destruida hacia las excavaciones, la formación de un vacío de forma variable que se llena por la roca triturada, el desprendimiento de gran cantidad de gas y un menor daño (en comparación con los estallidos de rocas) en las instalaciones y macizos rocosos en las zonas cercanas al sector en que se produce el desprendimiento absoluto.

Como regla los desprendimientos súbitos son más probables en lugares de afectaciones tectónicas, en macizos muy agrietados y de menor resistencia. Es necesario aclarar que los desprendimientos súbitos pueden ocurrir también en macizos rocosos de alta resistencia y en los que no existan afectaciones tectónicas para situaciones en las que actúe una alta presión minera y de los gases.

El proceso de desprendimiento súbito puede durar desde fracciones de segundos a varios segundos; aunque existen casos en que su duración se ha prolongado hasta varios minutos.

La magnitud o escala del desprendimiento súbito se valora por las dimensiones de la sección y volumen del vacío formado, por la cantidad de roca lanzada y por la cantidad de gas desprendido. En ocasiones se usa el denominado coeficiente de desprendimiento de gas (Kg), que no

es más que la relación entre la cantidad de gas desprendido (G) durante el desprendimiento (m^3) y la cantidad de material lanzado (Q) en (kilos), o sea:

$$K_g = \frac{G}{Q} \quad (\text{XIII.1})$$

A medida que la escala del desprendimiento súbito es mayor crece el coeficiente K_g .

Otro parámetro de interés para caracterizar a este fenómeno, puede ser la intensidad con que él se produce (I_{ds}), que es la relación entre la cantidad de material lanzado (Q) o de gas desprendido (G) con respecto al tiempo (t) que dure el desprendimiento; o sea:

$$I_{ds} = \frac{Q}{t} \quad (\text{XIII.2})$$

o:

$$I_{ds} = \frac{G}{t} \quad (\text{XIII.3})$$

268

XIII.1. Formas de manifestación y mecanismos de los desprendimientos súbitos

Existen noticias de desprendimientos súbitos a partir de la década del 30 del siglo XVIII en minas de carbón de Francia, Bélgica y Alemania, las que después se extendieron a muchos países europeos.

Las formas más típicas de producirse estos fenómenos dinámicos han sido:

- Desprendimientos súbitos conjunto de gas, roca y minerales durante el proceso de arranque de mineral o roca durante el trabajo en los frentes de explotación.
- Desprendimientos súbitos durante los trabajos de voladura.
- Desprendimientos súbitos en condiciones de altos contenidos de gas en el macizo.
- Desprendimientos de gas en excavaciones laboreadas por el mineral.

Las condiciones en las que pueden producirse los desprendimientos súbitos son muy variables. Como una tendencia, se puede decir que la peligrosidad por la posible ocurrencia de desprendimientos súbitos, su frecuencia e intensidad van a crecer con el aumento de la profundidad de los trabajos, la presión de los gases, el ángulo de buzamiento del cuerpo mineral y su potencia; además la existencia de afectaciones tectónicas y la proximidad de otros trabajos hace más peligrosa la situación.

La fuerza de los desprendimientos súbitos en los frentes de arranque, habitualmente, es mayor que en las excavaciones preparatorias, aquí es importante señalar que los desprendimientos súbitos más fuertes han ocurrido durante la apertura de cuerpos minerales por pozos o galerías de minas.

Se conoce también que los desprendimientos súbitos de ácido carbónico, como regla, son más fuertes que los de metano. Con respecto a la relación entre la presión del gas contenido en el mineral o roca y la peligrosidad existente por la probabilidad de ocurrencia de un desprendimiento súbito, se puede señalar que no se observa ningún tipo de regularidades; así se tienen casos de explotaciones de carbón con presión de gas de 2,5 a 3,0 MPa, en las que no se han producido ni amagos de desprendimientos súbitos, en tanto que en otras con presión de gas de 0,2 a 0,25 MPa han ocurrido desprendimientos súbitos.

En muchos casos el proceso de desarrollo de los desprendimientos súbitos se vincula a la acción del hombre sobre el macizo rocoso o cuerpo mineral (realización de voladuras, acción de equipos de corte y otros), aquí a medida que la acción es más intensa aumenta la probabilidad de que ocurra el desprendimiento súbito. Lo que no se ha podido definir es cuándo este fenómeno ocurre; en muchos casos ocurre a los pocos segundos de haberse producido la acción en el frente de trabajo, en tanto que en otros casos este fenómeno ha ocurrido un tiempo después (que va desde algunos minutos hasta varias horas). Existen también situaciones, poco frecuentes, en las que el desprendimiento se ha producido en sectores en los que no se ha trabajado.

269

Para la explicación de las causas y el probable mecanismo de acción de este fenómeno dinámico existen diferentes puntos de vistas: unos le dan un rol fundamental a la presión de los gases contenidos en el macizo rocoso o mineral, en tanto que otros a la magnitud y características de manifestaciones de la presión minera. Según nuestro criterio lo que determina es un análisis integral de la situación de estabilidad existente en el macizo, a partir de la valoración del equilibrio energético existente.

Según la teoría desarrollada por el Prof. V. Xodot, el desprendimiento súbito se debe a un salto cualitativo del estado tensional del sector del macizo en cuestión. Este cambio en el campo tensional, puede ocurrir por la acción de diversos factores durante los trabajos de arranque (voladuras, acción de equipos, corte en el mineral o roca, otras afectaciones dinámicas, etcétera).

El desprendimiento súbito se inicia con la destrucción parcial de un sector del macizo, teniendo en cuenta que el mineral o roca contiene gas a presión, por las grietas formadas se produce un rápido desprendimiento de gas, lo que a su vez aumenta el sector de macizo destruido.

En general, se pueden diferenciar tres etapas en el proceso de un desprendimiento súbito:

Primera etapa: Destrucción inicial del macizo (mineral o roca) en la zona del frente; por los trabajos de arranque, por la apertura súbita de un cuerpo mineral o por el avance del frente a través de un sector con afectaciones geológicas. Esta destrucción inicial es la causa de que aumente considerablemente el campo tensional actuante.

Segunda etapa: Aumento del área de acción de los gases por las grietas, poros y otros vacíos y comienzo del desprendimiento de roca y mineral.

Tercera etapa: Intensificación del proceso de trituración y lanzado durante el aumento de volumen del gas.

Las condiciones para que ocurra y se desarrolle un proceso de desprendimiento súbito se pueden caracterizar por las expresiones siguientes:

$$\varepsilon_p + \varepsilon_c > T_D + T_F \quad (\text{XIII.4})$$

$$V_D > V_{cp} \quad (\text{XIII.5})$$

$$P_g > \frac{m}{S} [(gf \cos \alpha \pm \operatorname{sen} \alpha) + a] \quad (\text{XIII.6})$$

donde:

ε_p : Energía potencial acumulada en el macizo o cuerpo mineral, en el sector de desprendimiento.

ε_c : Energía cinética en el macizo circundante.

T_D : Trabajo necesario para desplazar la roca o mineral del lugar de desprendimiento.

T_F : Trabajo necesario para la trituración de la roca o mineral.

V_D : Velocidad de destrucción de la roca o el mineral.

V_{cp} : Velocidad de caída de la presión de los gases, contenido en el macizo.

P_g : Presión de los gases.

m : Masa de roca o mineral (o ambos) comprendida en el desprendimiento.

S : Área de la sección transversal destruida.

f : Coeficiente de fricción del material lanzado.

α : Ángulo de inclinación de la superficie respecto a la horizontal.

a : Aceleración que debe tener el material para su lanzado.

Se debe enfatizar, que si bien es cierto que con las expresiones anteriores se puede describir un cuadro físico del proceso de desarrollo de un desprendimiento súbito, su empleo directo para el pronóstico de ellos no es posible, ya que prácticamente hasta el mismo momento en que ocurren estos desprendimientos los parámetros que están en estas expresiones no se pueden obtener.

Más perspective se considera el empleo de la denominada teoría de los desprendimientos por fuerzas energéticas, desarrollado por Petuxov, Linkov y otros, según la cual las condiciones de manifestación de un

desprendimiento se determinan preferentemente por las fuerzas que producen la formación y desarrollo de las grietas y posibilitan la separación del macizo en pedazos, en tanto que las características y consecuencias del desprendimiento estarán dadas por el balance energético general del sistema.

Se plantea que la condición de separación de partes del macizo se puede escribir por la expresión:

$$m_R [P_1(\xi) - P_2] > [\sigma_R] \quad (\text{XIII.7})$$

donde:

m_R : Factor que tiene en cuenta el agrietamiento del macizo y sus características, se calcula por la expresión siguiente:

$$m_R = \frac{1}{\Psi} \left[1 + \frac{\sigma_Y(\xi)}{\sigma_0} \right]^{-1} \quad (\text{XIII.8})$$

Ψ : Función adimensional, que se determina por la relación H/L_a ; siendo H distancia a la superficie y L_a dimensión de la grieta (a medida que la relación H/L_a es menor la magnitud de Ψ es mayor).

$\sigma_Y(\xi)$: Acción externa de la presión.

σ_R y σ_0 : Resistencia al corte y a la compresión.

$P_1(\xi)$: Presión de gas existente antes del inicio del desprendimiento.

P_2 : Presión de gas por detrás del frente del desprendimiento.

La expresión dada que refleja en lo fundamental las dependencias cualitativas de surgimiento de los desprendimientos, de los factores externos, da la posibilidad de obtener indicadores cuantitativos que caractericen el fenómeno.

XIII.2. Criterios de seguridad

Las condiciones necesarias para que se produzca un desprendimiento súbito se pueden resumir en:

- La existencia de suficiente energía potencial (en primer lugar gas) para que no solo tenga lugar el trabajo de destrucción, sino para poder dar a la mezcla formada la velocidad que garantice su desplazamiento.
- El cumplimiento de la condición de fuerza necesaria, para la separación en forma súbita de sectores del macizo, en lugares con una suficiente acumulación de energía potencial.
- La existencia de superficies desnudas profundas en zonas potencialmente peligrosas.

Solo cuando se cumplen estos tres subgrupos de condiciones, dependientes de la acción de la presión minera, de la presión de los gases y de

las condiciones del macizo es posible que se produzca el desprendimiento súbito. Este no se produce si tan solo una de ellas se incumple.

Por ello, para crear condiciones seguras de trabajo (excluir la posibilidad de desprendimientos súbitos) existen un gran número de medidas:

Primero: Reducir la energía existente a límites seguros.

Segundo: Empleo de medidas tendentes a que no se alcance la condición de fuerza, que produce la separación de partes del macizo.

Tercero: Organizar los trabajos de arranque en los frentes, de forma tal que se excluya la penetración brusca en zonas potencialmente peligrosas.

La forma de cumplimentar técnicamente estas medidas, pueden ser muy diversas y en muchos casos se utilizan varias medidas a la vez (pertenecientes a los diferentes grupos). Por ejemplo: la desgasificación previa del yacimiento antes de su apertura produce la disminución de sus indicadores energéticos y de presión (fuerza) en la zona en donde se efectuarán los trabajos de arranque; o sea, se influyen en los tres grupos antes mencionados.

272

Se conoce que el desprendimiento súbito no es posible si la presión de gas en el cuerpo mineral y/o macizo es menor que el valor de esta presión denominado crítico (P_c). Por ello cualquier presión de gas que no alcance esta magnitud, se puede considerar no peligrosa. Muchos consideran a este valor crítico (P_c) como el límite máximo a que puede llegar la presión del gas en condiciones seguras.

La magnitud de la presión crítica se puede establecer a partir de los resultados obtenidos en los trabajos experimentales y la valoración estadística de ellos (a partir del análisis de desprendimientos súbitos ocurridos, ya que si por debajo de un nivel determinado de presión de gas el desprendimiento súbito no ocurre, en tanto que cuando este nivel se sobrepasa tiene lugar; entonces esa presión o rango de presión del gas se puede identificar con la crítica. Esta vía empírica de análisis tiene un gran uso práctico y así tenemos que en las explotaciones de carbón como crítica se usa frecuentemente el valor de la presión atmosférica, por ejemplo: para las areniscas se toma el valor de 30 atmósferas.

Esta vía, que posee como ventaja el hecho de basarse en datos reales de desprendimientos súbitos, exige para su aplicación un gran cúmulo de datos y su procesamiento estadístico. Además, en muchas ocasiones se presentan nuevas situaciones, lo que trae consigo que la interpretación u extrapolación que se hace no esté totalmente exenta de peligro.

Otro aspecto en contra de esta vía, para definir el valor de la presión crítica, está dado por el hecho de que en ocasiones se hace difícil diferenciar las condiciones en los cuerpos minerales y las minero-técnicas existentes.

Por ello, un gran valor práctico lo tiene la vía analítica de determinación del valor crítico de la presión a partir de la condición dada, por la

imposibilidad de que ocurran desprendimientos súbitos.

La peligrosidad por este fenómeno no existe cuando se cumple una de las dos condiciones siguientes:

- La energía es insuficiente para producir el lanzado con una velocidad del orden de varios metros por segundo.
- La fuerza es insuficiente para la separación (ruptura) en el macizo.

Cada uno de estos factores sirve para determinar el valor crítico de la presión; P_{c1} para el primer caso y P_{c2} para el segundo. El valor crítico (P_c) se elige del mayor de ellos.

Es conocido de la práctica que normalmente $P_{c2} > P_{c1}$, por lo que habitualmente P_c se identifica con P_{c2} . Anteriormente se había planteado que la condición de separación de las partes del macizo se expresaba por:

$$m_R [P_1(\xi) - P_2] > [\sigma_R] \quad (\text{XIII.9})$$

Si se hace P_2 igual a la presión atmosférica (P_a) y se transforma la expresión, se obtiene:

$$P_{c2} = P_a + \frac{\sigma_R}{m_R} \quad (\text{XIII.10})$$

273

Y la condición de seguridad será:

$$P < P_c$$

Esta expresión se puede dar en otra forma, teniendo en cuenta que la presión de gas está acorde al contenido de gas (V_g), se puede decir que:

$$V_g < V_{gc}$$

donde:

V_g : Contenido de gas existente.

V_{gc} : Contenido de gas, que se corresponde con el de la presión crítica.

XIII.3. Evaluación del macizo rocoso según la peligrosidad de ocurrencia de un desprendimiento súbito y su pronóstico

La valoración preliminar de la peligrosidad por desprendimientos súbitos y sus pronósticos es de gran importancia, ya que permiten aun desde la etapa de proyecto tomar decisiones y establecer los métodos de desarrollo y construcción en yacimientos que sean potencialmente peligrosos por este concepto.

La evaluación de la peligrosidad potencial de un determinado yacimiento se fundamenta en los datos existentes: propiedades y estado del macizo rocoso, campo tensional existente, la variación de propiedades que puede

experimental, tipo y características del mineral o minerales que se van a explotar, profundidad de los trabajos, características de otras minas de la región y otros muchos factores.

Se pueden diferenciar tres categorías de pronósticos de los desprendimientos súbitos: los regionales, los locales y los emergentes.

El pronóstico regional va orientado a definir la posibilidad de desprendimientos súbitos en determinado yacimiento, mina o incluso en sectores de ella; en tanto el pronóstico local se destina para la definición y evaluación sobre un posible desprendimiento súbito en un sector del yacimiento o mina.

Estos dos métodos de pronósticos; el regional y el local se emplean profilácticamente, o sea, con el estudio de antemano de las posibilidades de ocurrencia o no de estos fenómenos. El pronóstico regional muchas veces se emplea, incluso, en la etapa de proyecto.

En tanto el pronóstico emergente se caracteriza por ser un método que se emplea en condiciones y lugares concretos de la mina en donde resulta eminente la amenaza de ocurrencia del desprendimiento súbito.

274

Pronóstico regional: Se fundamenta en la dependencia que existe entre las características geológicas del yacimiento y las propiedades de los macizos rocosos potencialmente peligrosos por la posible ocurrencia en ellos de desprendimientos súbitos.

Durante su realización se emplean los datos de los trabajos de exploración geológica y los resultados de las propiedades másicas, mecánicas y colectoras de las rocas obtenidas a partir del análisis de testigos y/o de trabajos geofísicos.

Una de las principales tareas del pronóstico regional es establecer las características del proceso de afectaciones tectónicas y definir qué influencia este proceso ha tenido en el comportamiento estructural del macizo y en la formación de zonas tectónicamente afectadas o muy fracturadas del macizo. De igual forma se le da gran importancia a la microtectónica para definir las afectaciones y diferencias en sectores vecinos del macizo; en particular aquí es necesario definir variaciones locales del campo tensional existente y las posibilidades de que se produzcan altas concentraciones de tensiones, condiciones que crean un potencial peligro de que ocurra el desprendimiento súbito.

Durante el pronóstico regional también se debe establecer la presencia por el techo o piso de la excavación de capas o paquetes de roca o mineral resistente, capaces de estar suspendidos sobre el frente de trabajo creando focos de alta concentración de tensiones en sectores cercanos al frente de trabajo; las propiedades del macizo de acumular y conducir gases y la presión que poseen estos gases.

Una gran importancia en el pronóstico regional lo tiene el estudio de las características hidrogeológicas. Con el aumento de la humedad del

macizo, la posibilidad del desprendimiento disminuye, ya que en primer lugar crece la capacidad de las rocas de deformarse plásticamente y, por ende, disminuyen sus posibilidades de destrucción frágil y en segundo lugar al estar las rocas húmedas se produce la disminución de la capacidad de absorción de gas.

Durante estos estudios regionales también se analizan otros aspectos, como son: profundidad a que se realizan o van a efectuarse los trabajos, potencia y buzamiento del cuerpo mineral, entre otros. Sobre la importancia y rol de estos aspectos en la posibilidad de ocurrencia de desprendimientos súbitos ya se ha comentado.

Durante el pronóstico regional, habitualmente se usa, el denominado método de analogía; utilizando la información existente se compara la situación que se investiga (que se quiere pronosticar), con otras similares en las que los trabajos ya fueron realizados y por ende hay mayores criterios.

El método de pronóstico regional se considera aproximado, ya que con su empleo se caracterizan macizos y a la situación existente a partir de un número limitado de cortes, testigos, análisis, etc. El grado de confiabilidad de este tipo de pronóstico depende directamente de la cantidad, representatividad y confiabilidad de los datos obtenidos en los trabajos de exploración geológica.

Como se señaló, los resultados de este pronóstico regional se pueden usar en la etapa de proyectos de nuevas minas o de nuevos sectores de explotación de un yacimiento. Los resultados que se plantean en este pronóstico se deben ir verificando y precisando a medida que se realicen los trabajos de apertura, desarrollo y explotación con el empleo de los métodos locales de pronósticos.

Pronóstico local: Prevee un estudio detallado de los factores antes mencionados a medida que se realizan las diferentes etapas de trabajo en la mina. Ellos contienen:

- La determinación de las propiedades másicas, de resistencia y deformacionales de las rocas y de su posible variación.
- La determinación experimental del campo tensional actuante y la valoración de su variación debido al cambio de las condiciones geológico-mineras existentes.
- Análisis de la influencia de los frentes de arranque.
- Determinación de la presión minera y de la presión de los gases.
- Determinación de la conductividad del macizo y de la humedad existente.

Los valores y variaciones de estos indicadores permiten determinar la posibilidad de ocurrencia de un desprendimiento súbito y con ello, de ser necesario, implementar el control de esta situación en las excavaciones preparatorias y frentes de arranque.

275

Pronóstico emergente: Se basan en estudios visuales e instrumentales que permiten establecer la posibilidad del desprendimiento a veces horas e incluso hasta minutos antes de que ocurran; mediante el registro de la variación de tensiones y/o del régimen de gas en determinados sectores del macizo durante la realización de los trabajos.

Como ejemplo de indicadores de posibles desprendimientos súbitos que pueden ser captados visualmente tenemos: una extensa trituración del testigo (cuando se realiza una perforación de exploración), formación de nubes de polvo en el frente de trabajo, enrarecimiento del aire en el frente, aumento del desprendimiento de gas, aumento de la distancia al frente del lanzado de pedazos y grado de trituración de la roca durante los trabajos de voladura y otros. Es necesario aclarar que para distintas condiciones geólogo-mineras, estos indicadores se pueden presentar en diferentes formas y magnitudes.

Como indicador de un desprendimiento súbito también se puede tomar la variación de la actividad acústica y sísmica del macizo. A partir de este factor, el sismo acústico, se emplea el método de pronóstico de igual nombre. El estudio por el Método Sismo Acústico permite valorar la intensidad en el microagrietamiento, determinar la ubicación de los focos de mayor intensidad de microagrietamiento y de su desarrollo y definir la existencia de sectores peligrosos por la velocidad crítica del proceso de agrietamiento.

El grado de disminución de la actividad sismo-acústica del macizo (o de un sector de él) permite también hacer una valoración de la efectividad de las medidas tomadas tendentes a disminuir o eliminar la situación de peligro existente.

Bibliografía

- BAKLASHOV, I. V. y B. A. KARTOZIA: *Procesos Mecánicos en los Macizos Rocosos*, Editorial Nedra, Moscú, 1986.
- BLANCO TORRENS, R.: *Mecánica de Rocas*, Editorial Oriente, Santiago de Cuba, 1981.
- : *Métodos Experimentales para el Estudio de la Presión Minera*, Editorial Universitaria, Loja, Ecuador, 1993.
- : "Mecánica de Roca en los Frentes de Arranque", Curso de maestría, Inst. Sup. Min. Met. Moa, Cuba, 1997.
- : *Elementos de la Mecánica de los Macizos Rocosos*, Editorial Félix Varela, La Habana, 1999.
- BLANCO TORRENS, R. y D. CARVAJAL: *Curso Iberoamericano de aplicaciones Geomecánicas y Geoambientales al desarrollo sostenible de la minería*, Ediciones Panorama Minero, Buenos Aires, Argentina, 2003.
- BLANCO TORRENS, R. y R. WATSON QUESADA: "Afectaciones Dinámicas en los Frentes de Arranque", *Memorias XII Congreso Latinoamericano de Geología (Versión Digital)*, Quito, Ecuador, mayo de 2005.
- BLANCO TORRENS, R. y otros: *Geomecánica Aplicada a la Pequeña Minería*, Editorial LDM, Córdoba, Argentina, 2006.
- BORISOV, A. A. y otros: *Labores mineras*, Ediciones Instituto de Minas de Leningrado, 1979.
- BORISOV, A. A.: *Mecánica de Rocas y Macizos*, Editorial Nedra, Moscú, 1986.
- BORSH-KOMPONEST, V. N. y A. N. MACAROV: *Presión Minera durante la Explotación de Cuerpos Minerales Longitudinales y Potentes*, Editorial Nedra, Moscú, 1986.
- CHEREPANOV, G. P.: *Mechanics of brittle fracture*, Mc. Graw Hill, New Cork, 1979.

- CHERNEAK, I. L. e Y. L. BURCHAKOV: *Dirección de la Presión Minera*, Editorial Nedra, Moscú, 1984.
- COOK, N. G. W. *et al.*: "Rock Mechanics and applied to the study of Rockbursts", *J.S. Afric. Inst. Mining and Metallurgy*, vol. 66, no. 5, Sudáfrica, 1969.
- DYSKIN, A. V.; L. N. GERMANOVICH y R. L. SALGANIK: *Mechanism of deformation and fracture of brittle Rock. Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, pp. 181-190, Editorial Balkema, Holanda, 1991.
- GALAEV, I. Z. y A. A. IVANOV: *Dirección de la Presión Minera durante la Explotación de Yacimientos Metálicos con Sistemas de Espacios de Arranque Abierto*, Ediciones Instituto de Minas de Leningrado, 1980.
- KRATZCH, H.: *Desplazamiento de las Rocas y Protección de las Obras Eregidas*, Editorial Nedra, Moscú, 1978.
- KUSNETSOV, G. N. y otros: *Estudio de la Aparición de la Presión Minera en Modelos*, Editorial Ciencias, Moscú, 1963.
- MC CLINTOCK, F. A. y J. B. WALSH: "Friction on Griffith Cracks Under Pressure", *Proc. 4th US. Nat. Congr. Appl. Mech.*, pp. 1015-1021, Estados Unidos, 1972.
- MULLER, L.: "Rock Mass Behaviour – Determination and application in Engineering Practice", *Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock. Mech.*, pp. 205-215, Denver, Estados Unidos, 1974.
- MUSKELISHVILI, N. I.: *Algunas Tareas Fundamentales de la Teoría Matemática de la Elasticidad*, Editorial Ciencias, Moscú, 1966.
- PETUXOV, I. M.; P. V. EGOROV y V. I. VINOKUR: *Prevención de Estallidos de Roca*, Editorial Nedra, Moscú, 1986.
- PETUXOV, I. M. y A. M. LINKOV: *La Mecánica de los Estallidos de Roca y Desprendimientos*, Editorial Nedra, Moscú, 1984.
- SALOMÓN, M. D. G.: "Rock Mechanics of Underground Excavations", *Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mechanics*, pp. 951-1007, Denver, Estados Unidos, 1974.
- TROLLOPE, D. H.: *The Mechanics of Discontinues or Elastic Mechanics in Rock Problems*, Ediciones Rock Mechanics in Engineering Practice, pp. 275-320, New York, Estados Unidos, 1971.



Impresión
U. B. Producciones Gráficas
E. P. Félix Varela
OT: 062-1
Ejemplares: 144
Marzo, 2012

El estudio de los procesos que ocurren en el macizo rocoso durante la explotación de los cuerpos minerales es de gran importancia ya que permite mejorar las condiciones de seguridad del trabajo, aumentar su productividad y, por ende, la eficiencia económica, y disminuir el impacto de los trabajos subterráneos sobre la superficie.

Este material está dividido en tres partes y cada una de ellas consta de varios capítulos, con un lenguaje técnico y al mismo tiempo ameno que permite una lectura fluida y de fácil comprensión.

Los doctores Roberto Blanco Torrens y Roberto Watson Quesada tienen un alto grado de especialización en la temática, han recibido e impartido cursos de maestrías y doctorados, participado en eventos nacionales e internacionales y en numerosos proyectos de investigación. Son portadores de varias distinciones y premios por su trabajo, y cuentan con publicaciones sobre la materia tanto en Cuba como en el extranjero.

