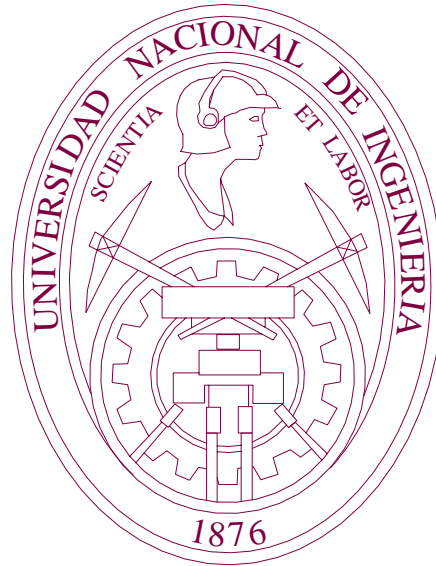


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINERA Y METALÚRGICA
ESCUELA DE INGENIERÍA DE MINAS



**APLICACIÓN DEL MÉTODO GRÁFICO DE ESTABILIDAD
(MGE) PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE TAJEOS**

INFORME DE SUFICIENCIA

PARA OPTAR EL GRADO DE TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERÍA DE MINAS

PRESENTADO POR:

SAMUEL REYES MARRON

**LIMA-PERÚ
2009**

SUMARIO

En Minería subterránea, cuando se inicia una mina nueva, es importante conocer la ubicación de las diversas excavaciones que se realizarán tales como galerías, cruceros, rampas, ore pass, chimeneas y otros más que serán realizados según la necesidad y método de explotación a emplearse.

Para determinar la ubicación de todas estas excavaciones, se requiere realizar una planificación de toda la mina. El planeamiento de la mina debe estar acompañado necesariamente de una evaluación geomecánica previa, la cual nos ayudará a conocer e interpretar el comportamiento físico-mecánico del macizo rocoso y con ello poder definir mejor las ubicaciones de las futuras labores.

Además de ubicar todas estas excavaciones, según el método de explotación a emplear, es también importante conocer la dimensión de las excavaciones y en particular para este caso trataremos el de los tajeos, es decir, hasta que dimensión en ancho, altura y longitud se pueden abrir éstos teniendo condiciones satisfactorias de estabilidad sin usar sostenimiento, o teniendo la consideración de hacer uso parcial o total de algún mecanismo de sostenimiento.

Para poder tener conocimiento del comportamiento mecánico de la masa rocosa, es necesario disponer de algunas herramientas que nos puede brindar el campo de la mecánica de rocas y la geomecánica. Una teoría que nos brinda apoyo para el caso de dimensionamiento de tajeos, es el empleo del Método Gráfico de Estabilidad, el cual previo conocimiento e interpretación de la calidad del macizo rocoso, nos permitirá poder dimensionar las aberturas máximas a la que pueden exponerse los tajeos principalmente en los métodos de minado masivos como es el caso del Sublevel Stopping y sus variantes.

A raíz de ello, el presente trabajo tiene por objetivo explicar la forma de cómo emplear este método, presentando la teoría previa desde realizar la recolección de datos geotécnicos de campo, interpretación de datos, evaluación de las propiedades físico-mecánicas de la roca, clasificación de la masa rocosa, zonificación geomecánica y al final determinar las dimensiones de los tajeos.

En resumen, el presente trabajo muestra en una primera etapa la teoría previa con los conceptos básicos correspondientes y en una segunda etapa se cita un ejemplo problema de aplicación con la resolución respectiva a detalle.

El método de cálculo proporcionará una ayuda a los Ingenieros de Planeamiento de Mina y/o Departamento de Geomecánica para que puedan tener conocimiento de hasta cuanto se podrían abrir las excavaciones considerando el grado de estabilidad que se requiera. El método está basado en el análisis experimental de más de 350 casos históricos recolectados de minas subterráneas canadienses.

DEDICATORIA

A mi Esposa

A mis Hijas

A mis Padres

CONTENIDO

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

| | pag. |
|----------------------------------|------|
| 1.1 Objetivo | 1 |
| 1.2 Metodología de investigación | 1 |
| 1.3 Justificación | 2 |
| 1.4 Hipótesis | 2 |
| 1.5 Alcances | 2 |

CAPÍTULO II

GEOLOGÍA DE LA ZONA

| | |
|--|---|
| 2.1 Geología | 3 |
| 2.2 Colección de datos de ingeniería geológica | 3 |
| 2.3 Geología estructural | 5 |

CAPÍTULO III

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

| | |
|--------------------------------------|---|
| 3.1 Registro de datos | 6 |
| 3.2 Distribución de discontinuidades | 7 |

| | | |
|-----|--------------------------------|---|
| 3.3 | Resistencia de la roca intacta | 7 |
| 3.4 | Grado de fracturamiento | 8 |
| 3.5 | Aspectos estructurales | 9 |

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DE LA MASA ROCOSA

| | | |
|-------|---|----|
| 4.1 | Clasificación de la masa rocosa | 10 |
| 4.1.1 | Clasificación geomecánica de Bieniawski, <i>RMR</i> | 10 |
| 4.1.2 | Índice de Calidad Tunelera de la Roca, <i>Q</i> | 12 |
| 4.2 | Zonificación geomecánica de la masa rocosa | 14 |
| 4.3 | Resistencia de las discontinuidades | 15 |
| 4.4 | Resistencia de la masa rocosa | 15 |
| 4.5 | Condiciones del agua subterránea | 16 |
| 4.6 | Esfuerzos | 16 |

CAPÍTULO V

EL MÉTODO GRÁFICO DE ESTABILIDAD

| | | |
|-------|--|----|
| 5.1 | Descripción del método | 18 |
| 5.2 | Cálculo del número de estabilidad <i>N'</i> | 19 |
| 5.2.1 | El Índice de Calidad Tunelera modificado <i>Q'</i> | 20 |
| 5.2.2 | El factor de esfuerzo en la roca <i>A</i> | 20 |
| 5.2.3 | El factor de ajuste por orientación de discontinuidades <i>B</i> | 22 |
| 5.2.4 | El factor de ajuste gravitacional <i>C</i> | 23 |
| 5.3 | El gráfico de estabilidad | 25 |

| | | |
|-----|--|----|
| 5.4 | Cálculo del factor de forma o radio hidráulico “S” | 26 |
|-----|--|----|

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN PRÁCTICA DEL MGE

| | | |
|-------|---|----|
| 6.1 | Entorno de aplicación | 27 |
| 6.2 | Ejemplo de aplicación del gráfico de estabilidad | 27 |
| 6.3 | Procedimiento de solución del ejemplo de aplicación | 28 |
| 6.3.1 | Distribución de discontinuidades | 28 |
| 6.3.2 | Estimación del número de estabilidad N' | 29 |
| 6.3.3 | Determinación del radio hidráulico “S” | 36 |
| 6.3.4 | Dimensiones de los tajeos | 42 |

CAPÍTULO VII

SOSTENIMIENTO

| | | |
|-----|---|----|
| 7.1 | Diseño de cablebolts | 45 |
| 7.2 | Consideraciones para el uso de cablebolts | 47 |
| 7.3 | Sostenimiento para la aplicación planteada en el Capítulo 6 | 48 |
| 7.4 | Sostenimiento complementario | 50 |

| | |
|--------------|----|
| CONCLUSIONES | 52 |
|--------------|----|

| | |
|-----------------|----|
| RECOMENDACIONES | 54 |
|-----------------|----|

| | |
|--------------------------|----|
| REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA | 56 |
|--------------------------|----|

LISTADO DE TABLAS

| | |
|---------|--|
| TABLA 1 | Rango y descripción del <i>RQD</i> |
| TABLA 2 | Criterio para la clasificación de la masa rocosa |

LISTADO DE FIGURAS

| | |
|----------|--|
| FIGURA 1 | Factor de esfuerzo en la roca <i>A</i> , para diferentes valores de σ_c/σ_l |
| FIGURA 2 | Orientación de la discontinuidad crítica con respecto a la superficie de la excavación |
| FIGURA 3 | Factor de ajuste <i>B</i> , que toma en cuenta la orientación de las discontinuidades con respecto a la superficie del tajeo |
| FIGURA 4 | Factor de ajuste por gravedad <i>C</i> , para caídas por gravedad y lajamientos |
| FIGURA 5 | Factor de ajuste por gravedad <i>C</i> , para modos de falla por deslizamiento |
| FIGURA 6 | Gráfico de estabilidad que muestra zonas de terreno estable, terreno con requerimiento de sostenimiento y terreno hundible. |

LISTADO DE ANEXOS

- ANEXO 1 Sistema de Valoración de la Masa Rocosa – *RMR* (Según Bieniawski, 1989).
- ANEXO 2 Clasificación de parámetros individuales usados en el Índice de Calidad Tunelera *Q* (Según Barton et.al., 1974).
- ANEXO 3 Estimación de los esfuerzos *in-situ* e inducidos

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En esta primera parte trataremos de explicar en forma muy resumida lo que se pretende mostrar durante el desarrollo del tema para así obtener los resultados en la aplicación del método.

1.1 Objetivo

Mediante el presente trabajo intentamos ilustrar al lector las pautas necesarias para aprovechar la información geomecánica de la masa rocosa y con ello tener una estimación de las dimensiones máximas de los tajeos para un grado o condición de estabilidad requerido.

1.2 Metodología de investigación

La metodología a emplear estará basada fundamentalmente en el empleo del Método Gráfico de Estabilidad, que será descrita en el Capítulo V con toda la

teoría necesaria para su desarrollo, y que será complementada con una aplicación práctica en los Capítulos VI y VII.

1.3 Justificación

Según la experiencia observada en diferentes minas, se ve la necesidad de mostrar a detalle los conceptos y el procedimiento a seguir para la aplicación correcta de este método, ya que podría ser una alternativa en el dimensionamiento de tajeos.

1.4 Hipótesis

Aprovechando la información geomecánica del macizo rocoso y según la calidad de éstas, podremos obtener dimensiones adecuadas de los tajeos para tener un grado de estabilidad satisfactorio.

1.5 Alcances

El presente trabajo está orientado hacia el personal involucrado con el diseño y planeamiento de mina subterránea, como podría ser el caso del Departamento de Planeamiento y/o Departamento de Geomecánica u otra área relacionada con el fin mencionado.

CAPÍTULO II

GEOLOGÍA DE LA ZONA

2.1 Geología

En todo proyecto minero, el estudio de la geología es muy importante debido a que debemos prestar atención a la litología y al aspecto estructural del macizo rocoso. Los factores a tomarse en cuenta deben ser la litología, alteración y/o meteorización, estructura de la masa rocosa, características de discontinuidades y flujo de agua, ya que todo esto se tomará en cuenta para la caracterización geotécnica del yacimiento o zona involucrada en el estudio. También tenemos que tener presente la presencia de pliegues, fallas, diaclasas y otras características geológicas que definen una región.

2.2 Colección de datos de ingeniería geológica

La descripción del macizo rocoso, es un procedimiento necesario en todo estudio de geomecánica, cuyo objetivo es tener conocimiento de las propiedades y

características geomecánicas de la masa rocosa. La masa rocosa se presenta en la naturaleza afectada por una serie de planos de discontinuidades o superficies de debilidad que separan a los bloques de matriz rocosa, formando los macizos rocosos. Al tomar datos para el estudio del comportamiento geomecánico del macizo rocoso deben estudiarse tanto las propiedades de la roca intacta, así como de las discontinuidades.

Las discontinuidades y los bloques de matriz rocosa, constituyen en conjunto la estructura rocosa y éstas imperan en el comportamiento global de la masa rocosa y en consecuencia la estabilidad de la misma, es por ello que la observación y registro de las características de las discontinuidades es muy importante y lo deben realizar personal con bastante experiencia de campo.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1978) y la Sociedad Geológica de Londres (Anon, 1977), han propuesto procedimientos estandarizadas para la colección de datos de ingeniería geológica, para propósitos de ingeniería minera y civil.

Las características de la masa rocosa incluyen una combinación de parámetros geológicos y geométricos, las cuales están relacionadas al diseño o a las condiciones de ingeniería durante el proceso de diseño.

El principal objetivo en la colección de datos de ingeniería geológica, es estar en capacidad de describir a la masa rocosa tan preciso como sea posible. Esto

permitirá ayudar a tener una buena aproximación de la clasificación de la masa rocosa, así como proporcionará un medio de comunicación entre los geólogos y diseñadores de minas que trabajan juntos en un proyecto.

2.3 Geología estructural

Una masa rocosa es raramente continua, homogénea e isotrópica y usualmente está interceptada por una variedad de geoestructuras tales como pliegues, fallas, planos de estratificación, planos de foliación, diaclasas, y otros. En adición, puede haber un número de diferentes tipos de rocas que pueden haber estado sujetos a variados grados de alteración y/o intemperización. El comportamiento de la masa rocosa cuando está sometido a la influencia de las excavaciones del minado, depende de las características del material rocoso como de las discontinuidades.

Una descripción completa de la masa rocosa permite observar detalles del material rocoso y de las discontinuidades naturales. Los índices descriptivos requeridos para una completa caracterización de la masa rocosa comprende: la alteración, intemperización, la estructura interna, color, tamaño de grano, resistencia compresiva de la roca intacta y tipo de roca; además, con detalles de las discontinuidades, tales como la orientación, persistencia, espaciamiento, apertura, espesor, relleno, ondulación, aspereza, etc, para cada sistema. En conclusión, la masa rocosa resultante puede ser descrita por la forma y tamaño de sus bloques, y por la condición de sus discontinuidades y número de sistemas de ellas, los cuales afectarán en algún grado a la estabilidad de la excavación.

CAPÍTULO III

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

3.1 Registro de datos

El mapeo de la estructura geológica es un componente esencial del diseño de excavaciones subterráneas. Las geoestructuras presentes en la masa rocosa, pueden dividirla en bloques discretos de roca, los cuales pueden caer o deslizar desde los bordes de la excavación cuando ellos no son adecuadamente sostenidos y cuando las condiciones de los esfuerzos son favorables para la falla estructural de los mismos.

La colección de datos a partir del mapeo de afloramientos rocosos debe de realizarse para identificar los tipos de rocas y sus propiedades mecánicas como es el caso de la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta, además para establecer las orientaciones de los sistemas principales de discontinuidades o diaclasas que servirán para evaluar los modos potenciales de falla estructural que podrían generarse.

3.2 Distribución de discontinuidades

Las superficies de discontinuidades de los macizos rocosos condicionan el comportamiento resistente y deformación de la masa rocosa. Su reconocimiento, descripción y caracterización es fundamental para el estudio del comportamiento mecánico del macizo.

Para interpretar o reconocer los sistemas de discontinuidades necesitamos su orientación en el espacio, que está definida por su buzamiento y por su dirección de buzamiento. La orientación promedia de cada sistema o familia de discontinuidades se establece a partir de valores estadísticos y la representación gráfica de ellas permite una visión general de la geometría del macizo rocoso.

Para establecer las características de la distribución de discontinuidades o agruparlas estadísticamente, podemos realizarlos manualmente agrupándolos por semejanza o podemos procesarlos utilizando programas computacionales que permiten utilizar técnicas estereográficas para la distribución de los sistemas, como por ejemplo el programa de cómputo DIPS versión 5.103 de Rocscience Inc. (2004).

3.3 Resistencia de la roca intacta

Uno de los parámetros más importantes para evaluar el comportamiento mecánico de la masa rocosa es la resistencia compresiva no confinada de la roca intacta (σ_c),

que puede ser estimada de diversas maneras, ya sea realizando pruebas en el terreno durante la fase de campo o en un laboratorio de mecánica de rocas.

Las pruebas en el campo lo podemos realizar ejecutando ensayos de golpes con el martillo de geólogo o con el martillo Schmidt de dureza, según normas ISRM, o con ayuda de un equipo de carga puntual que fácilmente puede ser llevado durante la toma de datos.

Para las pruebas en el laboratorio de mecánica de rocas, podemos llevar bloques de roca intacta para conseguir probetas rocosas o en el caso que haya testigos de perforaciones diamantinas, también pueden disponerse de ellos y llevarlos al laboratorio. Las pruebas a realizar serían ensayos de resistencia compresiva uniaxial no confinada, ensayos de compresión triaxial y también ensayos de carga puntual. Además, con el ensayo triaxial se puede determinar el valor de la constante “ m_i ” del criterio de falla de Hoek & Brown (2002-2006) y los parámetros de resistencia al corte de Mohr Coulomb: cohesión y ángulo de fricción, todos estos parámetros para la roca intacta.

3.4 Grado de fracturamiento

El grado de fracturamiento del macizo rocoso está relacionado con el número, el espaciamiento y las condiciones de las discontinuidades. Este grado se expresa por el valor del índice *RQD* (*Rock Quality Designation*), expresado en porcentaje, que se puede estimar a partir de los testigos de sondajes diamantinos, o caso contrario a

partir de la descripción de datos de afloramiento registrando la frecuencia de discontinuidades. Para el caso de la estimación a partir de testigos rocosos, se realiza el cociente entre la suma de los fragmentos de testigos mayores de 10 cm y la longitud del tramo considerado. Se puede expresar la calidad de la masa rocosa en términos del *RQD* como se menciona en la siguiente tabla.

TABLA 1
Rango y descripción del *RQD*

| RQD% | Calidad |
|-------------|----------------|
| < 25 | Muy Mala |
| 25 – 50 | Mala |
| 50 – 75 | Media |
| 75 – 90 | Buena |
| 90 – 100 | Muy Buena |

3.5 Aspectos estructurales

Las características estructurales se deben establecer mediante tratamiento estadístico de la información registrada durante los trabajos de campo realizados en las labores subterráneas preexistentes o afloramientos en los alrededores del área del proyecto. Registrar datos de estructuras mayores tales como pliegues, fallas, estratos y de estructuras menores como el caso de las discontinuidades, observando en ellos el espaciamiento, persistencia, tipo de relleno, espesor, apertura, ondulación, rugosidad y condiciones de agua, nos permitirán ayudar a definir la calidad de la masa rocosa.

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DE LA MASA ROCOSA

4.1 Clasificación de la masa rocosa

El registro y la descripción de las características de la roca intacta, discontinuidades y masa rocosa, proporcionan datos suficientes para evaluar geomecánicamente al macizo rocoso y con ello permitir estimar la calidad y los parámetros de resistencia del mismo.

Para propósitos de diseño en minería subterránea, los sistemas de clasificación geomecánica nos permitirán estimar la calidad de la masa rocosa. A continuación nombraremos dos de los sistemas de clasificación recomendados.

4.1.1 Clasificación geomecánica de Bieniawski, *RMR*

En 1973, Bieniawski publicó los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada sistema de Clasificación Geomecánica o Valoración de la Masa

Rocosa *RMR* (*Rock Mass Rating*). A través de los años, este sistema ha sido afinado sucesivamente conforme se han ido examinando más casos registrados y se indica que Bieniawski hizo cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. Para nuestro caso utilizaremos la versión de la clasificación de Bieniawski, 1989.

Los siguientes seis parámetros son usados para clasificar una masa rocosa con el sistema *RMR*:

- 1) Resistencia compresiva uniaxial del material rocoso
- 2) Designación de la calidad de la roca (*RQD*)
- 3) Espaciamiento de las discontinuidades
- 4) Condición de las discontinuidades
- 5) Condiciones del agua subterránea
- 6) Orientación de las discontinuidades

Para determinar el *RMR* básico se utiliza los primeros cinco parámetros. El sexto parámetro es el ajuste por orientación de las discontinuidades que está relacionado a la distribución de ellos en relación a la dirección que se realizará el túnel o la excavación.

En la aplicación de este sistema de clasificación, la masa rocosa es dividida en un número de regiones estructurales y cada región es clasificada separadamente. Los bordes de las regiones estructurales generalmente coinciden con algún rasgo

estructural principal tal como una falla o con un cambio en el tipo de roca. También en algunos casos hay cambios significativos en el espaciamiento o características de las discontinuidades, dentro de un mismo tipo de roca, por lo cual es necesario requerir la división dentro de esta masa rocosa en un número de pequeñas regiones estructurales o dominios.

La descripción de los parámetros y las valoraciones respectivas para esta clasificación están presentadas en el Anexo 1. La suma de estas valoraciones resultará en un valor *RMR* comprendido entre 0 y 100, lo cual significa que a mayor valor le corresponde mejor calidad de roca.

El criterio adoptado para clasificar a la masa rocosa se presenta en la Tabla 2:

TABLA 2
Criterio para la clasificación de la masa rocosa

| Tipo de roca | Rango RMR | Calidad según RMR |
|--------------|-----------|-------------------|
| II | > 60 | Buena |
| IIIA* | 51 – 60 | Regular A* |
| IIIB* | 41 – 50 | Regular B* |
| IVA* | 31 – 40 | Mala A* |
| IVB* | 21 – 30 | Mala B* |
| V | < 21 | Muy Mala |

*Rango modificado por David Córdova Rojas - 2008

4.1.2 Índice de Calidad Tunelera de la Roca, *Q*

En el Instituto Geotécnico de Noruega, tomando como base la evaluación de un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton et.al. (1974),

propusieron un Índice de Calidad Tunelera (Q) para la determinación de las características geomecánicas de la masa rocosa y de los requerimientos de sostenimiento en los túneles. El valor numérico de este índice Q varía sobre una escala logarítmica que varía desde 0.001 hasta un máximo de 1000, y que se ha definido por:

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

donde:

| | |
|-------|---|
| RQD | es la Designación de la Calidad de la Roca |
| J_n | es el número de sistemas de discontinuidades |
| J_r | es el número de rugosidad de las discontinuidades |
| J_a | es el número de alteración de las discontinuidades |
| J_w | es el factor de reducción de agua en las discontinuidades |
| SRF | es el factor de reducción por esfuerzos |

En la explicación del significado de los parámetros usados para determinar el valor de Q , Barton et.al. (1974) ofrecen los siguientes comentarios:

- El primer cociente (RQD/J_n), representa la estructura de la masa rocosa, o dicho de otra forma es una medida del tamaño de los bloques.
- El segundo cociente (J_r/J_a) representa a la resistencia al corte entre los bloques debido a la rugosidad y características friccionales de las paredes de la discontinuidad o los materiales de relleno.

- El tercer cociente (J_w/SRF) representa al esfuerzo activo y consiste en dos parámetros de fuerzas. SRF que es una medida de: i) la carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de falla y rocas portadoras de arcillas, ii) esfuerzos en roca competente, y iii) las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes. Esto puede ser considerado como un parámetro total de esfuerzos. El parámetro J_w es una medida de la presión del agua, la cual tiene un efecto adverso sobre la resistencia al corte de las discontinuidades, debido a la reducción en el esfuerzo total.

Las valoraciones respectivas para cada parámetro involucrado en el cálculo de Q , pueden ser consultadas en el Anexo 2, donde se presenta la descripción y la valoración para cada característica particular de las discontinuidades.

4.2 Zonificación geomecánica de la masa rocosa

Para la aplicación racional de los diferentes métodos de cálculo de la mecánica de rocas, es necesario que la masa rocosa que se halla en estudio o evaluación sea dividida en áreas de características estructurales y mecánicas similares, debido a que el análisis de los resultados y los criterios de diseño serán válidos solo dentro de masas rocosas que presenten propiedades físicas y mecánicas similares.

Dentro de estas propiedades, la litología, la alteración, el arreglo o modelo estructural de la masa rocosa y la calidad de la misma son consideraciones importantes a tomarse en cuenta para la delimitación de los dominios estructurales.

4.3 Resistencia de las discontinuidades

Desde el punto de vista de la estabilidad estructuralmente controlada, es importante conocer las características de resistencia al corte de las discontinuidades, puesto que éstas constituyen superficies de debilidad de la masa rocosa y por tanto planos potenciales de falla. La resistencia al corte en este caso está regida por los parámetros de fricción y cohesión de los criterios de falla de Mohr-Coulomb.

4.4 Resistencia de la masa rocosa

Con la finalidad de predecir el comportamiento de los esfuerzos inducidos alrededor de una excavación, es necesario tener criterios de falla para predecir la respuesta del macizo rocoso ante dichos esfuerzos.

Para el presente trabajo se ha considerado utilizar el criterio de falla de Hoek & Brown (2002, 2007), que nos permitirá estimar los parámetros de resistencia de la masa rocosa. Los procedimientos de cálculo de este criterio puede ser realizado de modo manual o haciendo uso del software Roclab (Rocscience Inc., 2007).

Para ello se deben tomar los valores más representativos de calidad de la masa rocosa involucrada con cada dominio estructural, así como la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta y la constante " m_i " del mismo que pueden ser estimados como se mencionó en el Capítulo III. Además hay que tener presente la densidad de la roca y la profundidad a la que se encuentra.

4.5 Condiciones del agua subterránea

La presencia del agua en la masa rocosa de las excavaciones subterráneas tiene un efecto adverso en las condiciones de estabilidad de las mismas. El principal efecto de la presencia del agua en la masa rocosa, es la presión que ejerce en las discontinuidades estructurales disminuyendo la resistencia al corte y favoreciendo la inestabilidad de las labores subterráneas.

El flujo de agua depende de las características topográficas y geológicas del macizo rocoso. La permeabilidad del macizo rocoso resulta siempre ser mayor que al de la roca intacta, debido a que el agua fluye principalmente a través de las discontinuidades, fisuras, fallas y otros.

Si existe el caso de haberse realizado perforaciones diamantinas, pueden observarse filtraciones de agua como goteos o flujos menores las mismas que probablemente atraviesan fallas. En general, es posible anticipar las condiciones de presencia del agua que persistirán en profundidad, y estos deben ser tomados en cuenta en la etapa previa del diseño.

4.6 Esfuerzos

Es importante conocer los esfuerzos a una determinada profundidad bajo la superficie, llamados “esfuerzos in-situ” que son productos del peso de columna de roca o carga litostática. Al abrir una excavación a dicha profundidad, se generan

nuevos estados de esfuerzos llamados “esfuerzos inducidos” que surgen como una redistribución de los esfuerzos in-situ originales. El esfuerzo vertical puede ser estimado a partir del criterio de carga litostática (Hoek & Brown, 1978), considerando la profundidad y la densidad de la roca (ver el Anexo 3).

Además se debe conocer la constante “ k ” (relación de los esfuerzos horizontal a vertical) para determinar el esfuerzo in-situ horizontal. Esto se puede estimar utilizando el criterio de Sheorey (1994) y complementar con las observaciones de campo realizadas sobre las formas de roturas o inestabilidad en paredes y techos de las labores existentes cercanas, si las hubiese. También debemos de tener en cuenta la morfología de la zona exterior para poder predecir las orientaciones de los esfuerzos principales.

CAPÍTULO V

EL MÉTODO GRÁFICO DE ESTABILIDAD

5.1 Descripción del método

Cuando se trata de dimensionar los tajeos, es importante considerar que pueden darse dichas dimensiones bajo dos situaciones con respecto al personal que laborará en el tajeo: primero, del tipo de ingreso del personal dentro del tajeo; y segundo del tipo de no ingreso del personal dentro del tajeo.

Para el segundo caso, del tipo de no ingreso del personal dentro del tajeo, se puede utilizar el Método Gráfico de Estabilidad (MGE), descrito en la publicación de Hoek, Kaiser y Bawden (1995). Este método fue desarrollado por Potvin (1988), Potvin y Milne (1992) y Nickson (1992), siguiendo los trabajos iniciados por Mathews et. al. (1981). La versión actual del método, está basado en el análisis de más de 350 casos históricos recolectados de minas subterráneas canadienses, en las cuales se tomaron en cuenta los principales factores de influencia del diseño de tajeos, tales como información sobre la estructura y resistencia de la masa rocosa,

los esfuerzos alrededor de la excavación, así como el tamaño, forma y orientación de la excavación, ya que finalmente todos ellos son utilizadas para determinar si el tajeo será estable sin sostenimiento, o con sostenimiento, o inestable aún con sostenimiento. El sostenimiento que sugiere este método está dirigido al uso de los cablebolts.

En forma muy resumida, el procedimiento de diseño aplicando este método está basado en el cálculo de dos factores N' y S .

El primero corresponde al número de estabilidad y representa la habilidad del macizo rocoso para permanecer estable bajo una condición de esfuerzo dado. El segundo, es el factor de forma o radio hidráulico que toma en cuenta el tamaño y forma del tajeo.

5.2 Cálculo del número de estabilidad N'

El número de estabilidad N' se define de la siguiente manera:

$$N' = Q' \times A \times B \times C \quad \text{Ecuación 1}$$

donde:

- Q' es el Índice de Calidad Tunelera Q modificado
- A es el factor de esfuerzo en la roca
- B es el factor de ajuste por orientación de las discontinuidades
- C es el factor de ajuste gravitacional

5.2.1 El Índice de Calidad Tunelera modificado Q'

Es calculado a partir de los resultados del mapeo estructural de la masa rocosa, exactamente de la misma forma que la clasificación de la masa rocosa NGI estándar, excepto que el factor de reducción del esfuerzo SRF es fijado en 1.0 para esfuerzos moderados y debido a que el sistema no ha sido aplicado en condiciones con agua subterránea significativa, de tal manera que el factor de reducción por agua en las discontinuidades J_w es comúnmente 1.0, es decir:

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad \text{Ecuación 2}$$

donde:

- RQD es la Designación de la Calidad de la Roca
- J_n es el número de sistemas de discontinuidades
- J_r es el número de rugosidad de las discontinuidades
- J_a es el número de alteración de las discontinuidades

5.2.2 El factor de esfuerzo en la roca A

Refleja los esfuerzos actuantes sobre las caras libres del tajeo abierto en profundidad. Este factor lo determinamos a partir de la resistencia compresiva no confinada de la roca intacta y el esfuerzo inducido actuante paralelo a la cara expuesta del tajeo bajo consideración de análisis. La resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta puede ser estimada en el campo o mediante ensayos de laboratorio de mecánica de rocas, tal como lo señalado en el Acápite 3.3. El esfuerzo inducido

se establece a partir de un modelamiento numérico o se estima usando valores de esfuerzos in-situ medidas o asumidas.

El factor de esfuerzo en la roca A , es por lo tanto determinado a partir de la relación σ_c/σ_l , es decir, la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta al esfuerzo inducido sobre la cara a analizar del tajeo. Hay que tener presente las siguientes consideraciones:

para $\sigma_c/\sigma_l < 2$: $A = 0.1$

para $2 < \sigma_c/\sigma_l < 10$: $A = 0.1125 (\sigma_c/\sigma_l) - 0.125$ Ecuación 3

para $\sigma_c/\sigma_l > 10$: $A = 1.0$

De estas consideraciones mencionadas, podemos graficar el factor de esfuerzo en la roca A , para diferentes valores de σ_c/σ_l y se obtiene lo siguiente:

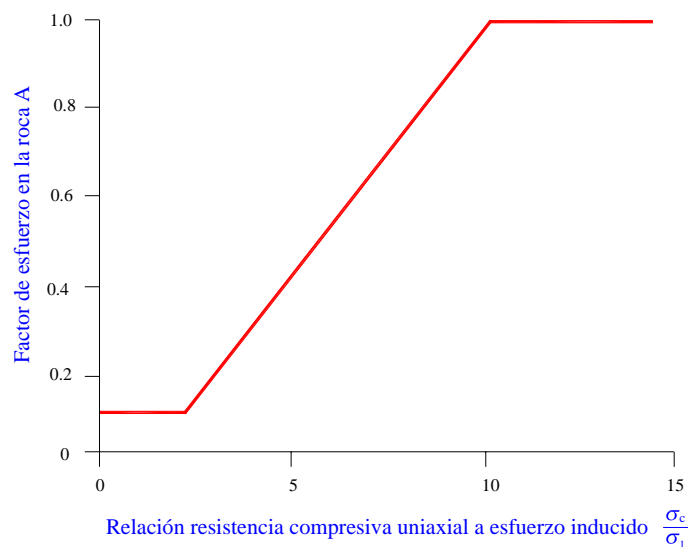


FIGURA 1: Factor de esfuerzo en la roca A , para diferentes valores de σ_c/σ_l

5.2.3 El factor de ajuste por orientación de discontinuidades B

Este factor toma en cuenta la influencia de las discontinuidades sobre la estabilidad de las caras del tajeo. Muchos casos de fallas estructuralmente controladas ocurren a lo largo de discontinuidades críticas, las cuales forman un pequeño ángulo con la superficie libre. Mientras el ángulo entre la discontinuidad y la superficie sea más pequeño, será más fácil que el puente de roca intacta, mostrado en la Figura 2, se rompa por efecto de la voladura, esfuerzos o por otro sistema de discontinuidades. Cuando el ángulo θ se aproxima a 0, ocurre un ligero incremento de la resistencia, desde que los bloques de roca diaclasada actúan como una viga. La influencia de las discontinuidades críticas sobre la estabilidad de la superficie de la excavación, es más alto cuando el rumbo es paralelo a la superficie libre, y es más pequeño cuando los planos son perpendiculares entre sí. El factor B , que depende de la diferencia entre la orientación de la discontinuidad crítica y cada cara del tajeo, puede ser determinado a partir del diagrama reproducido en la Figura 3.

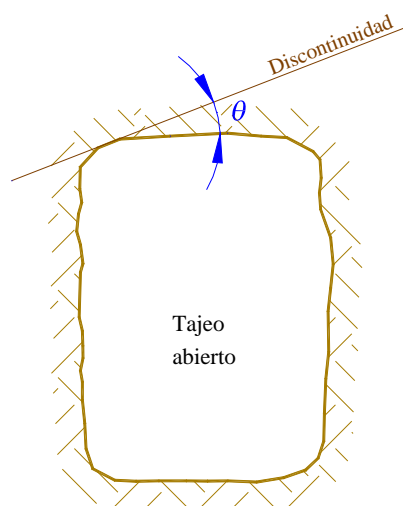


FIGURA 2: Orientación de la discontinuidad crítica con respecto a la superficie de la excavación. (Según Potvin, 1988).

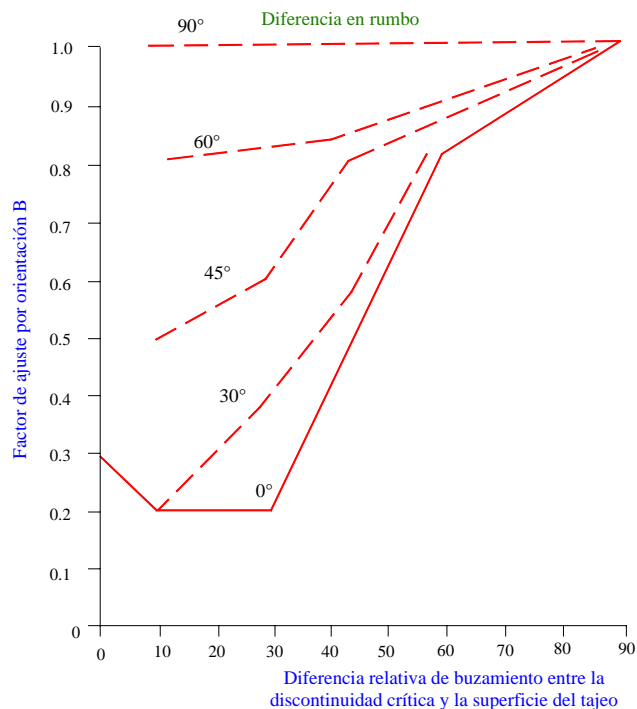


FIGURA 3: Factor de ajuste B , que toma en cuenta la orientación de las discontinuidades con respecto a la superficie del tajeo. (Según Potvin, 1988).

5.2.4 El factor de ajuste gravitacional C

Es un ajuste por efecto de la gravedad. La falla puede ocurrir desde el techo debido a caídas inducidas por la gravedad, o desde las paredes del tajeo, debido a lajamientos o deslizamientos.

Potvin (1988) sugirió que tanto las fallas inducidas por gravedad y por lajamiento, dependen de la inclinación de la superficie del tajeo α . El factor C para estos casos puede ser calculado a partir de la relación $C = 8 - 6 \cos\alpha$, o determinado a partir del diagrama graficado en la Figura 4. Este factor tiene un valor máximo de 8 para paredes verticales y un valor mínimo de 2 para techos horizontales en los tajeos.

El factor de ajuste C cuando la falla es por deslizamiento dependerá de la inclinación β de la discontinuidad crítica, tal como se muestra en la Figura 5.

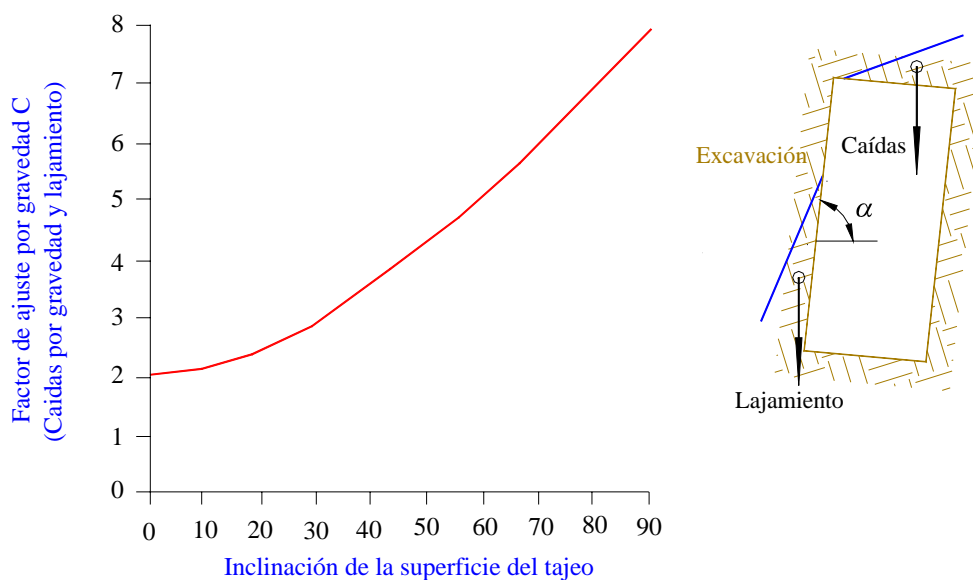


FIGURA 4: Factor de ajuste por gravedad C , para caídas por gravedad y lajamientos. Según Potvin (1988).

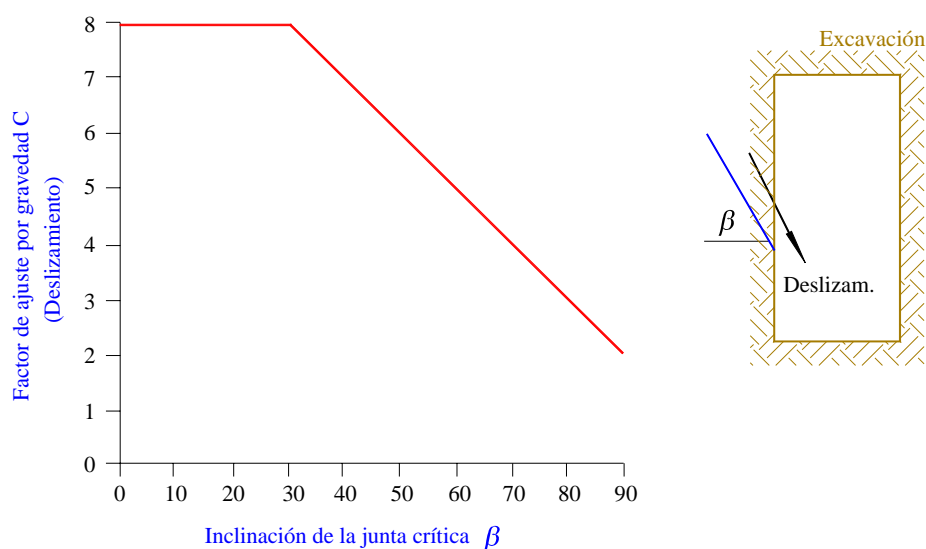


FIGURA 5: Factor de ajuste por gravedad C , para modos de falla por deslizamiento. Según Potvin (1988).

5.3 El gráfico de estabilidad

Usando los valores del número de estabilidad N' podemos calcular los valores del radio hidráulico “ S ” a partir de la Figura 6 donde se puede estimar la estabilidad del tajeo según la zona a considerar. En el eje del número de estabilidad se ingresa los valores de N' calculados previamente para cada superficie y se intercepta con las curvas para cada zona de estabilidad analizada, para posteriormente determinar los valores del radio hidráulico “ S ”. Esta figura representa el rendimiento de tajeos abiertos observados en varias minas canadienses, que fueron tabuladas y analizadas por Potvin (1988) y actualizado por Nickson (1992).

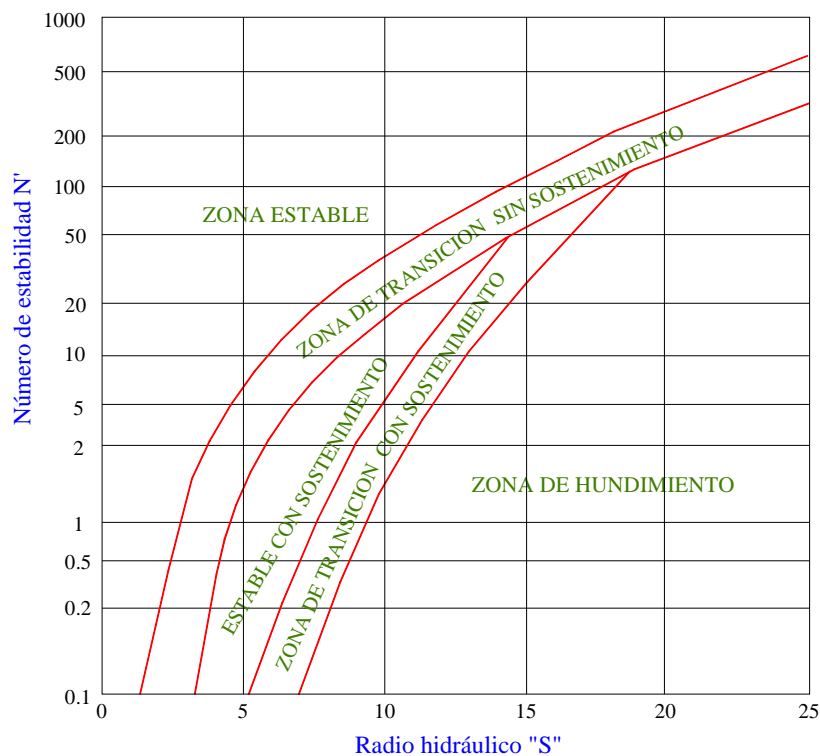


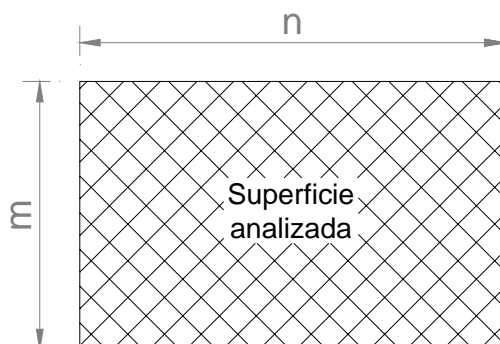
FIGURA 6: Gráfico de estabilidad que muestra zonas de terreno estable, terreno con requerimiento de sostenimiento y terreno hundible, según Potvin (1988), modificado por Nickson (1992).

5.4 Cálculo del factor de forma o radio hidráulico “S”

El factor de forma o radio hidráulico “S” para cada superficie del tajeo bajo consideración, se obtiene dividiendo el “área de la sección transversal de la superficie analizada” entre el “perímetro de la superficie analizada”, es decir, está dada por la siguiente expresión:

$$S = \frac{\text{Área de la superficie analizada}}{\text{Perímetro de la superficie analizada}} \quad \text{Ecuación 4}$$

Por ejemplo, si tenemos la siguiente superficie:



El radio hidráulico “S” sería equivalente a:

$$S = \frac{m n}{2 (m+n)} \quad \text{Ecuación 5}$$

Como se tiene estimado el radio hidráulico con la Figura 6 y se conoce previamente una dimensión de la superficie analizada, entonces podemos estimar la otra dimensión. Hacemos este procedimiento para todos los valores de “S”.

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN PRÁCTICA DEL MGE

6.1 Entorno de aplicación

Este método de estimación del dimensionamiento de tajeos puede ser aplicado en los métodos de explotación de minado masivo como es típicamente el *Sublevel Stoping* y sus variantes.

Para entender el procedimiento del desarrollo de este método, realizaremos una aplicación práctica citando un ejemplo-problema y posteriormente mostrar los pasos de la solución en detalle para su respectivo cálculo.

6.2 Ejemplo de aplicación del gráfico de estabilidad

A una profundidad de 350 m, se tiene un cuerpo mineralizado de 10 m de potencia, el cual tiene un rumbo N65°E y buzamiento de 75° al NW. Dicho cuerpo se planea explotar por el método del Sublevel Stoping. Se requiere estimar las dimensiones de

los tajeos, sabiendo que la roca mineralizada tiene densidad de 3.2 ton/m^3 y resistencia compresiva uniaxial de 80 MPa, la roca de las cajas está conformada por areniscas y tienen una densidad de 2.7 ton/m^3 y resistencia compresiva uniaxial de 100 MPa. El *RQD* varía de 50 a 75 y la calidad de la masa rocosa es de Regular A.

Adicionalmente se han registrado estructuras, las cuales han definido cuatro sistemas de discontinuidades, siendo los tres primeros de mayor importancia.

- Sistema 1: $N35^\circ E/65^\circ NW$, aparece continuo en toda el área de estudio. Las superficies son ligeramente rugosas con relleno suave y alteración ligera en las paredes. Tienen espaciamiento de 10 a 30 cm.
- Sistema 2: $N70^\circ W/78^\circ SW$, superficies planas y ligeramente rugosas, con relleno suave, espaciamiento de 20 a 60 cm y ligera alteración.
- Sistema 3: $N02^\circ W/74^\circ SW$, superficies ligeramente rugosas a rugosas con relleno suave. Espaciamiento de 30 a 60 cm.
- Sistema 4: $N30^\circ W/35^\circ NE$, ampliamente espaciado y continuo en varios metros, superficies rugosas con relleno de calcita y panizo.

6.3 Procedimiento de solución del ejemplo de aplicación

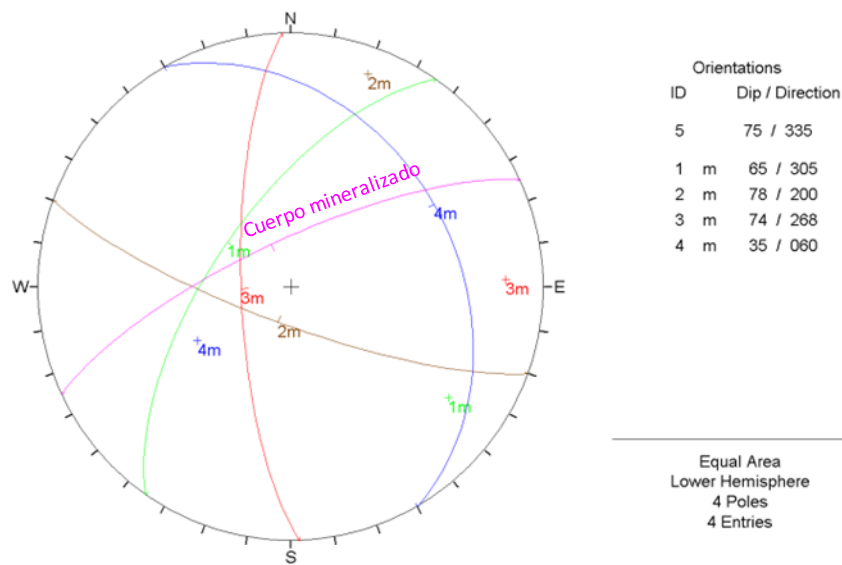
6.3.1 Distribución de discontinuidades

Como primer paso realizaremos una interpretación estructural de los sistemas de discontinuidades presente en el área de estudio. Observamos que en el área a

evaluar hay cuatro sistemas de discontinuidades: tres sistemas principales y un sistema secundario. Transformando los rumbos y buzamientos a direcciones de buzamiento y buzamientos, tenemos el siguiente resumen:

| Descripción | Sistema 1 | Sistema 2 | Sistema 3 | Sistema 4 |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Rumbo / Buzamiento | N35°E/65°NW | N70°W/78°SW | N02°W/74°SW | N30°W/35°NE |
| Dirección de Buzamiento / Buzamiento | 305°/65° | 200°/78° | 268°/74° | 060°/35° |

Para visualizar la distribución de los sistemas de discontinuidades, utilizaremos el software Dips, y como resultado tenemos:



6.3.2 Estimación del número de estabilidad N'

Para ello utilizaremos la Ecuación 1 del Capítulo V, siendo necesario conocer primeramente Q' , A , B y C . Utilizaremos toda la información proporcionada de los datos de campo para el cálculo previo de ellos.

Cálculo de Q'

Para el cálculo de este valor emplearemos la Ecuación 2. A partir de los datos del problema y utilizando las tablas del Anexo 2, obtenemos las valoraciones respectivas del RQD , J_n , J_r y J_a .

Como el RQD varía de 50 a 75, entonces consideraremos como promedio el valor de 62.5.

Según datos de campo, en el área de estudio existen tres sistemas principales de discontinuidades y un sistema secundario. Observando el Cuadro 2 del Anexo2, nos proporciona el valor de J_n igual a 12.

Como la rugosidad de las discontinuidades se presenta ligeramente rugosas a rugosas, según el Cuadro 3, el valor de J_r es igual a 1.5.

Del mismo modo, las paredes de las discontinuidades se hallan ligeramente alteradas por lo que según el Cuadro 4 el valor de J_a es igual a 2.

Reemplazando estos valores en la Ecuación 2, tenemos:

$$Q' = \left(\frac{62.5}{12}\right) \times \left(\frac{1.5}{2}\right) = 3.91$$

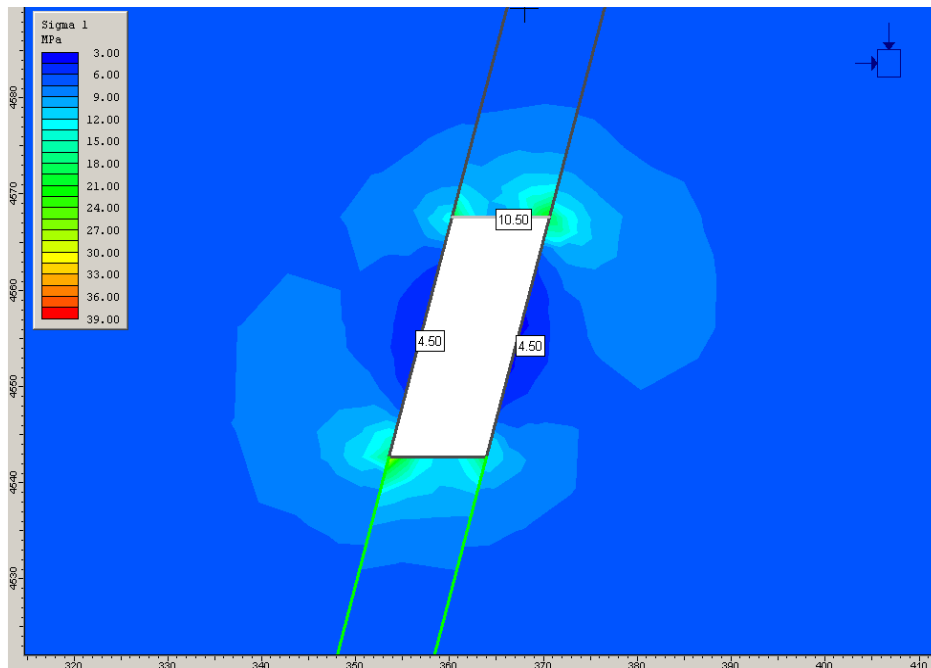
Cálculo de A

Una estimación preliminar del esfuerzo inducido en cada superficie o cara a analizar, es decir, en el techo, en la caja techo y en la caja piso, puede ser obtenido a partir de un esquema de modelamiento numérico elástico-plástico simple.

Las dimensiones del ancho y la altura del tajeo han sido establecidas por consideraciones prácticas de minado. Luego, el gráfico de estabilidad puede ser utilizado para verificar dichas dimensiones y además obtener un valor razonable de la longitud tajeo para cada grado de estabilidad.

Haciendo uso del software PHASES², podemos estimar los esfuerzos inducidos realizando un modelo con una excavación de 10 m de ancho, 25 m de altura y 75° de inclinación. Hay que tener presente que en el modelo se debe considerar la relación de esfuerzos para la profundidad planteada de 350 m además de tener presente la calidad del macizo rocoso alrededor de la excavación.

Aplicando los conceptos mostrados en el Acápite 4.6 y en el Anexo 3, determinamos los esfuerzos actuantes en el medio rocoso que son ingresados al modelo numérico y con ello estimamos los esfuerzos inducidos en las superficies analizadas. En nuestro caso necesitamos conocer los esfuerzos inducidos máximos en los bordes medios de la excavación, y los análisis del modelamiento numérico con el PHASES² como parte de sus resultados, nos proporciona esta información mediante curvas isovalóricas de esfuerzos.



Según esta figura, observamos que los esfuerzos inducidos máximos en el **techo** del tajeo son alrededor de 10.5 MPa, y en la **caja techo** y en la **caja piso** son 4.5 MPa.

Para el mineral $\sigma_c = 80$ MPa, entonces en el techo $\sigma_c/\sigma_I = 7.6$.

Para la arenisca $\sigma_c = 100$ MPa, entonces en la caja techo $\sigma_c/\sigma_I = 22.2$.

Para la arenisca $\sigma_c = 100$ MPa, entonces en la caja piso $\sigma_c/\sigma_I = 22.2$.

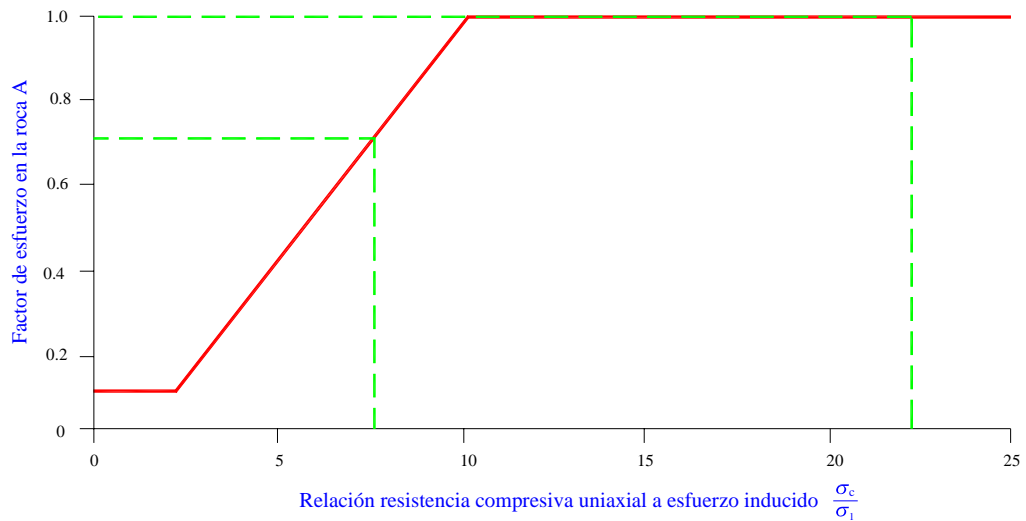
Empleando la Ecuación 3 del Capítulo V, podemos estimar los valores de A .

Para el techo, como $2 < \sigma_c/\sigma_I < 10$, entonces $A = 0.73$.

Para la caja techo, como $\sigma_c/\sigma_I > 10$, entonces $A = 1.0$.

Para la caja piso, como $\sigma_c/\sigma_I > 10$, entonces $A = 1.0$.

Estos mismos cálculos se pueden obtener de la Figura 1, de la siguiente manera:



Cálculo de B

Según el estereograma de distribución de discontinuidades realizado en el Acápite 6.3.1, podemos definir los sistemas críticos que estarán afectando a las superficies del techo y las cajas.

Para el caso del **techo** (en el mineral) observamos el sistema de discontinuidades que presenta menor diferencia en rumbo y en buzamiento con respecto a la orientación del techo, para este caso es el cuarto sistema.

Rumbo y buzamiento del techo: N25°W/00°NE

Rumbo y buzamiento del sistema crítico: N30°W/35°NE

Diferencia en rumbo = 5°, diferencia en buzamiento = 35°. Estos valores lo graficamos en la Figura 3 y nos da un valor para B de 0.32.

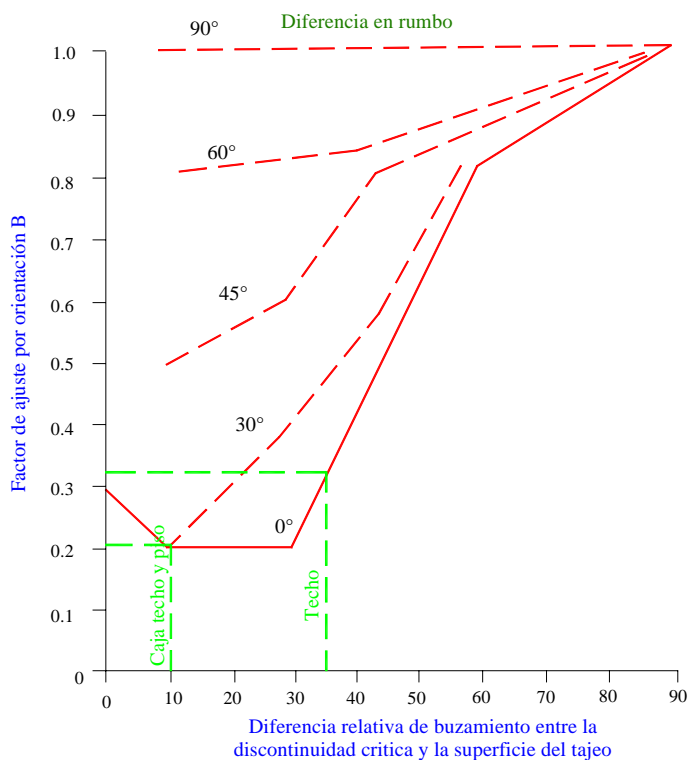
El mismo procedimiento realizamos para la **caja techo**, teniendo para este caso que el primer sistema es el que presenta menor diferencia en rumbo y en buzamiento con respecto a esta caja.

Rumbo y buzamiento de la caja techo: N65°E/75°NW

Rumbo y buzamiento del sistema crítico: N35°E/65°NW

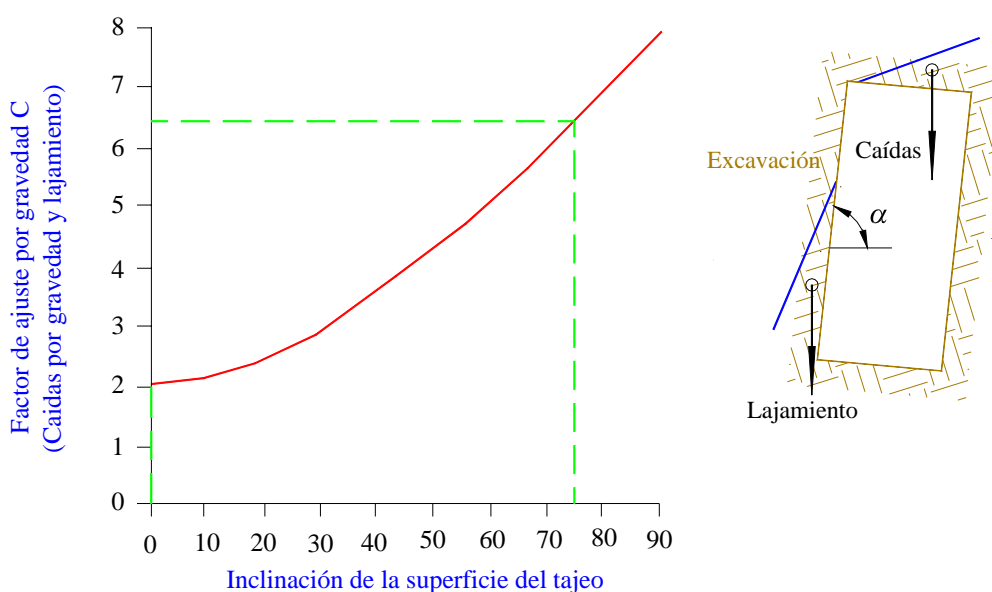
Diferencia en rumbo = 30°, diferencia en buzamiento = 10°. De igual modo graficamos estos valores en la Figura 3 y nos da un valor para *B* de 0.21.

Para el caso de la **caja piso**, observamos que el análisis es el mismo al realizado para la caja techo. La gráfica de la Figura 3 empleada para el cálculo de *B* en el techo, la caja techo y la caja piso se muestra a continuación:



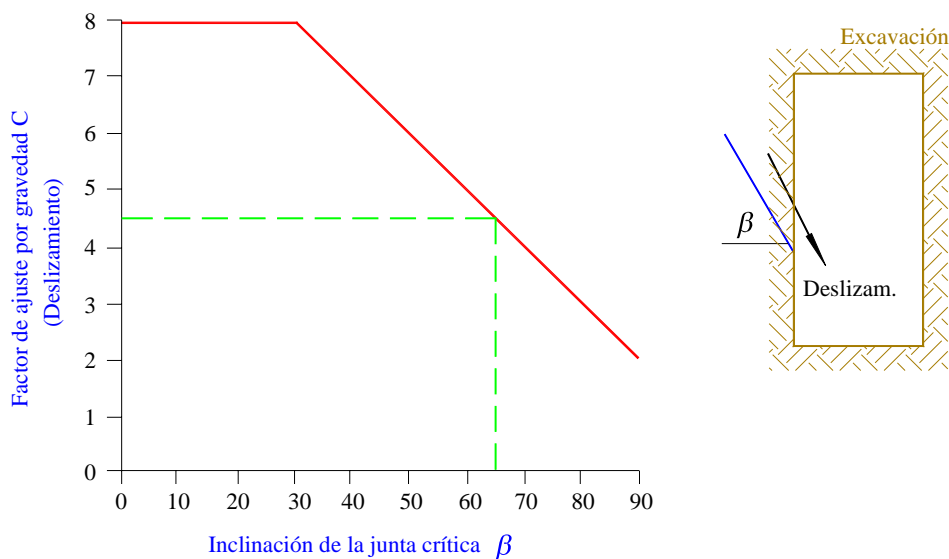
Cálculo de C

La influencia debido a la orientación de las superficies o caras a analizar, para los casos del **techo** y de la **caja techo**, observamos que los modos dominantes de falla serán caídas por gravedad. Este factor de ajuste lo calculamos a partir de la Figura 4 del siguiente modo:



Para el caso del **techo** el valor de α es 0° , en consecuencia $C = 2$. Para la **caja techo**, el valor de α es 75° , por lo tanto el valor de C es 6.5.

Para el caso de la **caja piso**, el modo de falla sería por deslizamiento, por lo que el valor de C lo calcularemos a partir de la Figura 5. La inclinación β de las discontinuidades críticas en este caso es 65° (buzamiento del primer sistema), de allí el valor de C resultante es 4.5.



Conociendo ahora los valores de Q' , A , B y C , reemplazamos en la Ecuación 1 y tenemos lo siguiente:

Para el **techo**: $N' = (3.91) \times (0.73) \times (0.33) \times (2) = 1.89$

Para la **caja techo**: $N' = (3.91) \times (1.0) \times (0.21) \times (6.5) = 5.29$

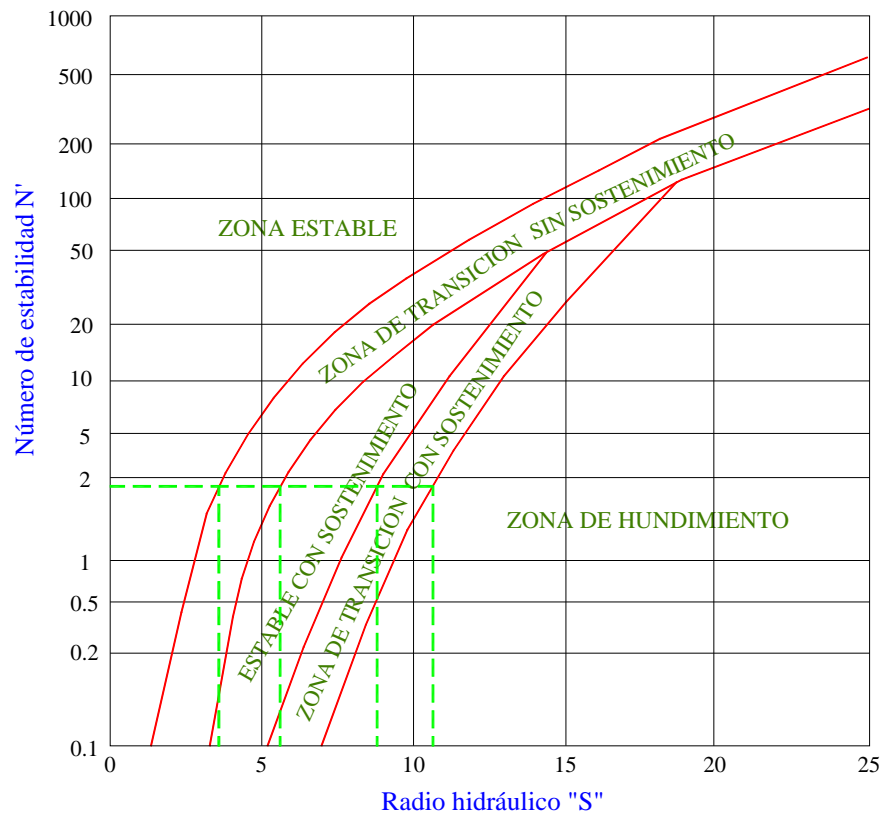
Para la **caja piso**: $N' = (3.91) \times (1.0) \times (0.21) \times (4.5) = 3.69$

6.3.3 Determinación del radio hidráulico “S”

Una vez que se ha calculado el número de estabilidad N' , utilizamos el gráfico de estabilidad mostrada en la Figura 6, que nos permitirá determinar los valores de los radios hidráulicos para el techo y las cajas. A continuación mostraremos gráficamente el cálculo de los radios hidráulicos según la zona que corresponda, tanto para el techo, la caja techo y la caja piso, además de estimar las longitudes correspondientes de los tajeos para cada radio hidráulico hallado.

Cálculo de “S” en el techo

Ingresamos el valor del número de estabilidad estimado para el techo, es decir 1.89 y a partir de ello obtenemos los respectivos radios hidráulicos.



De esta figura obtenemos los siguientes valores:

$S = 0 - 3.5$, rango para la zona “estable sin sostenimiento”

$S = 3.5 - 5.4$, rango para la zona “transición sin sostenimiento” (sostenim. opcional)

$S = 5.4 - 8.6$, rango para la zona “estable con sostenimiento obligatorio”

$S = 8.6 - 10.6$, rango para la zona “transición con sostenimiento”

$S = > 10.6$, rango para la zona “hundimiento”

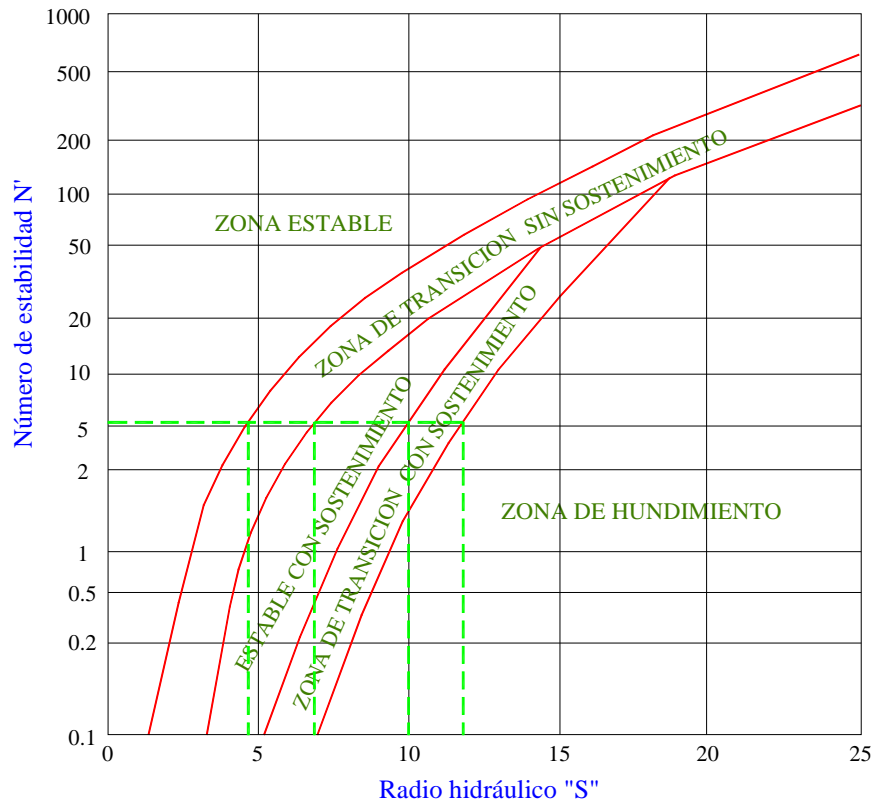
Haciendo uso de las Ecuaciones 4 y 5, estimaremos las longitudes “ l ” del tajeo en el techo, ya que conocemos el ancho “ a ” que es igual a 10 m y los valores de “ S ” respectivos. Reemplazando en la Ecuación 5 resulta:

- Para $S = 3.5$, $a = 10$ m, la longitud resulta $l = 23$ m, que corresponde a la zona “estable sin sostenimiento”.
- Para $S = 5.4$, $a = 10$ m, la longitud resulta $l > 23$ m que corresponde a la zona “transición sin sostenimiento” (sostenimiento opcional). Cuando “ l ” da como resultado un valor negativo significa que no hay restricción de longitud, por eso para este caso, la longitud puede ser cualquier valor mayor a 23 m.
- Para las demás valores de radios hidráulicos, las longitudes resultan con valores negativos, los cuales indican también que la longitud en el techo puede ser cualquier valor mayor a 23 m.

Cuando en una zona de estabilidad la longitud no tiene restricción, entonces en las demás zonas se tendrá la misma conclusión, no siendo necesario sus análisis.

Cálculo de “ S ” en la caja techo

Del mismo modo realizamos el mismo procedimiento para la caja techo. El valor del número de estabilidad estimado es 5.29 y a partir de ello obtenemos los respectivos radios hidráulicos.



Según esta figura podemos interpretar lo siguiente:

$S = 0 - 4.7$, rango para la zona “estable sin sostenimiento”

$S = 4.7 - 6.9$, rango para la zona “transición sin sostenimiento” (sostenim. opcional)

$S = 6.9 - 10.0$, rango para la zona “estable con sostenimiento obligatorio”

$S = 10.0 - 11.8$, rango para la zona “transición con sostenimiento”

$S = > 11.8$, rango para la zona “hundimiento”

Para este caso tenemos como dato conocido la altura “ h ” del tajeo que es igual a 25 m. Como estamos analizado la caja techo, hay que tener presente la altura en dicha caja considerando la inclinación del cuerpo, que según el buzamiento es de 75° .

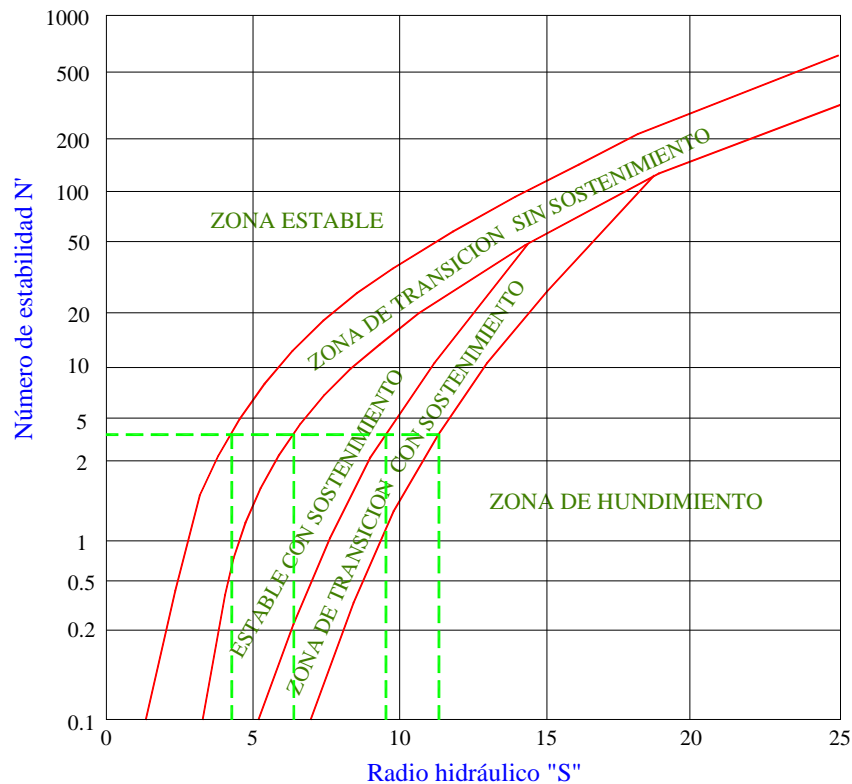
Para esta inclinación la altura en la caja techo sería 25.9 m ($h/\text{sen}75^\circ$).

Reemplazando en la Ecuación 5 tenemos:

- Para $S = 4.7$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 15$ m, que corresponde a la zona “estable sin sostenimiento”.
- Para $S = 6.9$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 30$ m, que corresponde a la zona “transición sin sostenimiento” (sostenimiento opcional).
- Para $S = 10.0$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 88$ m, que corresponde a la zona “estable con sostenimiento obligatorio”.
- Para $S = 11.8$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 267$ m, que corresponde a la zona “transición con sostenimiento obligatorio”.
- Para $S > 11.8$, $h = 25.9$ m, la longitud puede ser mayor de 267 m, pero correspondería a la zona de “hundimiento”.

Cálculo de “S” en la caja piso

Para el caso de la caja piso, también realizamos el mismo procedimiento. El valor del número de estabilidad es 3.69, con lo cual estimamos los respectivos radios hidráulicos.



Según esta figura podemos interpretar lo siguiente:

$S = 0 - 4.3$, rango para la zona “estable sin sostenimiento”

$S = 4.3 - 6.4$, rango para la zona “transición sin sostenimiento” (sostenim. opcional)

$S = 6.4 - 9.5$, rango para la zona “estable con sostenimiento obligatorio”

$S = 9.5 - 11.3$, rango para la zona “transición con sostenimiento”

$S = > 11.3$, rango para la “hundimiento”

De modo similar para la caja piso tenemos como dato conocido la altura “ h ” del tajeo que es igual a 25 m. También debemos de considerar la altura en la caja piso, resultando 25.9 m, similar a la caja techo. Reemplazando en la Ecuación 5 obtenemos:

- Para $S = 4.3$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 13$ m, que corresponde a la zona “estable sin sostenimiento”.
- Para $S = 6.4$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 25$ m, que corresponde a la zona “transición sin sostenimiento” (sostenimiento opcional).
- Para $S = 9.5$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 71$ m, que corresponde a la zona “estable con sostenimiento obligatorio”.
- Para $S = 11.3$, $h = 25.9$ m, la longitud resulta $l = 178$ m, que corresponde a la zona “transición con sostenimiento obligatorio”.
- Para $S > 11.3$, $h = 25.9$ m, la longitud puede ser mayor de 178 m, pero correspondería a la zona de “hundimiento”.

6.3.4 Dimensiones de los tajeos

Conociendo ahora las dimensiones que podrían tener el tajeo en las superficies del techo y en las cajas, podemos tomar una decisión de cual sería las dimensiones del tajeo a diseñarse.

- Para la zona de “estable sin sostenimiento” en el caso del techo podemos abrir la excavación hasta 23 m de longitud, para la caja techo según los resultados podemos abrir hasta una longitud de 15 m y para la caja piso hasta 13 m. En

consecuencia, para asegurar la estabilidad en el techo y en las cajas, se puede abrir la excavación con 10 m de ancho, 13 m de largo y 25 m de altura.

- Del mismo modo, para la zona “transición sin sostenimiento” (sostenimiento opcional) para el caso del techo no tenemos restricción en la longitud, para la caja techo podemos abrir hasta una longitud de 30 m y para la caja piso hasta 25. Por tanto, las dimensiones del tajeo serían: 10 m de ancho, 25 m de largo y 25 m de altura. Para estas dimensiones, hay que tener presente que el uso de algún tipo de sostenimiento como los cablebolts o el uso de relleno posterior, podría ser requerido según la necesidad que se observe en el sitio.
- Realizando el mismo análisis para la zona “estable con sostenimiento obligatorio” para el caso del techo, no tenemos restricción en la longitud, para la caja techo podemos abrir hasta una longitud de 88 m y para la caja piso hasta 71 m. Por tanto, las dimensiones del tajeo serían: 10 m de ancho, 71 m de largo y 25 m de altura. Para estas dimensiones, el uso de sostenimiento es obligatorio como es el caso de los cablebolts y las recomendaciones para determinar los espaciamientos de ellos se dan en el siguiente capítulo.
- Para la zona “transición con sostenimiento obligatorio”, en el techo no tenemos restricción en la longitud, para la caja techo podemos abrir hasta una longitud de 267 m y para la caja piso hasta 178. Por tanto, las dimensiones del tajeo serían: 10 m de ancho, 178 m de largo y 25 m de altura. Para estas dimensiones, el uso de sostenimiento es obligatorio, pero la estabilidad del

tajeo estaría al límite del hundimiento, por lo cual no es recomendable alcanzar estas dimensiones, pero se ha calculado para fines prácticos de ilustrar el procedimiento de cálculo.

- Para un ancho de tajeo de 10 m, altura de 25 m y longitudes mayores a 178 m, el tajeo se hunde así tenga sostenimiento, debido a que estaría en la zona de “hundimiento”.

CAPÍTULO VII

SOSTENIMIENTO

Para el sostenimiento, el citado método recomienda el uso de los cablebolts donde se sugiere rangos de densidad de los mismos por metro cuadrado (cableblots/m²), cuando el diseño se realiza en la zona “estable con sostenimiento” que se muestra en la Figura 6 del Capítulo V.

7.1 Diseño de cablebolts

Cuando el análisis de estabilidad indica que el tajeo requiere sostenimiento, la alternativa es el uso de cablebolt y para esto se puede utilizar el diagrama dado en la Figura 7 como una guía preliminar para determinar la densidad de los mismos.

En este diagrama, la densidad del cablebolt está relacionada con la frecuencia de discontinuidades a través de la medida del tamaño de bloques (parámetro RQD/J_n) y el radio hidráulico “S” de la excavación. Ambos deben ser considerados para tener una idea del tamaño relativo de los bloques.

De los tres zonas de diseño mostrados en esta figura, el empleo de ellos deberá basarse tanto en el uso de la excavación como en la experiencia en el sostenimiento con cablebolt en el lugar, si lo hubiese. Cuando se trata de un proyecto nuevo, el diseñador debería considerar el uso de la zona más conservadora y a medida que el minado progresa, se puede afinar las recomendaciones preliminares.

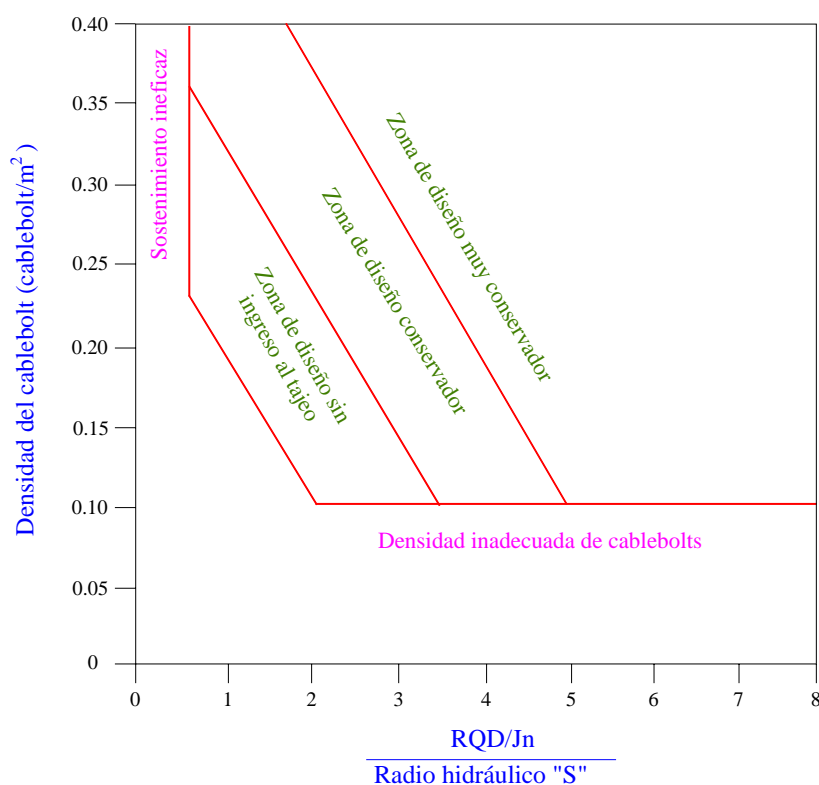


FIGURA 7: Diagrama de diseño de la densidad de los cablebolts. Según Potvin y Milne (1992).

Potvin et. al. (1989) observaron que los cablebolts probablemente no sean efectivos cuando el factor de tamaño relativo de bloques $(RQD/ J_n)/S$ es menor de 0.75 y cuando la densidad del cablebolt es menor de 0.1 cables/m² (menos de 1 cable por 10 m²) en el borde de la excavación.

La longitud del cablebolt debe ser tal que ellos sean anclados lo suficientemente lejos en terreno no disturbado, para que el anclaje sea efectivo. Potvin et.al. sugirieron también como guía aproximada de diseño, que la longitud del cablebolt debe ser aproximadamente igual al abierto de la excavación. Además, ellos encontraron que los cablebolts generalmente no son exitosos para la estabilización de tajeos muy grandes.

Potvin et. al. (1989) sugirieron que el diseño de los cablebolts debe incluir consideraciones del mecanismo potencial de falla. Cuando se predice que la falla será por deslizamiento, los cablebolts deberán estar inclinados de 17° a 27° con respecto al plano sobre el cual es probable que ocurra el deslizamiento para que los cables trabajen a tensión y puedan dar un mejor refuerzo. La orientación más favorable de los cablebolts para sostener una falla por lajamiento es perpendicular al sistema dado, para conformar una estructura en forma de viga.

7.2 Consideraciones para el uso de cablebolts

Las condiciones geológicas anómalas como fallas, zonas de corte o cizallamiento, diques o inclusiones, pueden crear situaciones en los cuales una mala instalación del cablebolt puede llevar a resultados inesperados. Es más, los cablebolts deben cubrir la superficie de la excavación completamente, puesto que el diseño del sostenimiento está basado en la suposición que los cables forman una zona continua de roca reforzada alrededor de la excavación.

Observaciones prácticas sugirieron que el área principal de incertidumbre en el uso del método, está en la densidad de las discontinuidades de la masa rocosa. Cuando el número de discontinuidades por unidad de volumen de roca es altamente variable, el valor de Q' será una incógnita. Bajo estas condiciones, el diseño derivado del método gráfico de estabilidad debe ser considerado como un primer paso en el proceso de diseño y se tendrán que hacer ajustes locales al diseño, dependiendo de las condiciones observadas en el tajeo.

La calidad de la instalación de los cablebolts, es otra variable que ha sido reconocida cuando se usa este método. Cuando exista incertidumbre sobre la efectividad de la inyección de lechada de cemento, se tendrá que adoptar una aproximación conservadora.

7.3 Sostenimiento para la aplicación planteada en el Capítulo VI

Para el sostenimiento a aplicarse en este caso emplearemos el gráfico de la Figura 7 para la “zona de diseño sin ingreso al tajeo”. Como la densidad de los cablebolts está relacionada con la frecuencia de discontinuidades, el número de sistemas y el radio hidráulico de la excavación, estimaremos la relación $(RQD/Jn)/S$ para el techo del tajeo, la caja techo y para la caja piso.

Para el techo:

$$\frac{(RQD/Jn)}{S} = \frac{(62.5/12)}{1.89} = 2.76$$

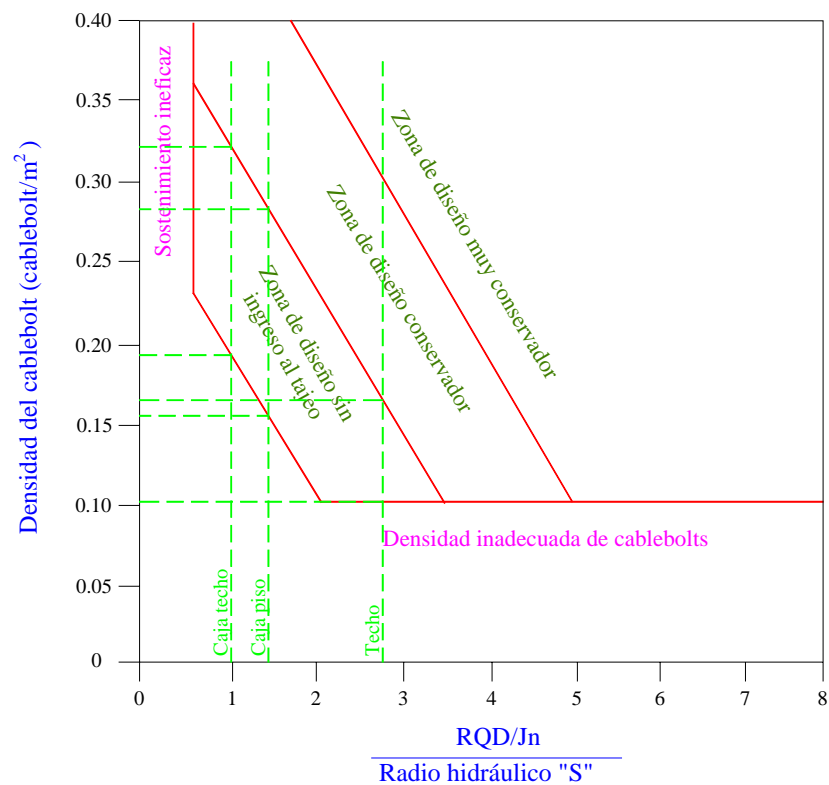
Para la caja techo:

$$\frac{(RQD/Jn)}{S} = \frac{(62.5/12)}{5.29} = 0.98$$

Para la caja piso:

$$\frac{(RQD/Jn)}{S} = \frac{(62.5/12)}{3.69} = 1.41$$

Ingresando estos valores en la Figura 7, tenemos:



Del gráfico se tiene los siguientes rangos:

- En el techo, las densidades de los cablebolts varían de 0.10 – 0.17 cablebolts/m², los cuales permiten espaciamientos de 2.4 a 3.2 m.

- Para la caja techo, las densidades de los cablebolts varían de 0.19 – 0.32 cablebolts/m², los cuales permiten alcanzar espaciados de 1.8 a 2.30 m.
- Para la caja piso las densidades varían de 0.16 – 0.28 cablebolts/m², los cuales permiten espaciamientos de 1.9 a 2.5 m.

Podemos resumir estos resultados en el siguiente cuadro:

| Ubicación | “S” | $(RQD/J_n)/S$ | Densidad de cablebolts (cablebolts/m ²) | Espaciamiento (m) |
|------------|------|---------------|--|----------------------|
| Techo | 1.89 | 2.76 | 0.10 – 0.17 | 2.4 – 3.2 |
| Caja techo | 5.29 | 0.98 | 0.19 – 0.32 | 1.8 – 2.3 |
| Caja piso | 3.69 | 1.41 | 0.16 – 0.28 | 1.9 – 2.5 |

Como conclusión de los espaciamientos de los cablebolts, podemos establecer que en el techo, pueden estar espaciados a 2.5 m, en la caja techo cada 2.0 m, y en la caja piso, espaciados a 2.2 m.

7.4 Sostenimiento complementario

Cuando se tiene tajeos abiertos, es importante mencionar que posteriormente se puede usar el relleno detrítico para mejorar las condiciones de estabilidad. Una abertura subterránea siempre está sometido a esfuerzos o presiones que se deben a la carga litostática o a la influencia de otras aberturas cercanas. Por ello, para mejorar la estabilidad de las excavaciones se puede utilizar relleno detrítico y vaciarlos directamente a los tajeos vacíos.

En adición al dimensionamiento de los tajeos, es recomendable realizar un análisis de esfuerzo-deformación teniendo en cuenta las excavaciones cercanas que podría haber alrededor del mismo. Este modelamiento numérico puede hacerse utilizando el software PHASE² de Rocscience (2005).

CONCLUSIONES

1. Mediante el desarrollo del procedimiento de aplicación del Método Gráfico de Estabilidad (MGE), se ha tratado de explicar en detalle, para que pueda servir como guía a los profesionales involucrados en el diseño de tajeos.
2. Definir las condiciones morfológicas del yacimiento, así como conocer las características geomecánicas de las estructuras mayores y menores, nos permitirá tener una buena estimación sobre la calidad del macizo rocoso.
3. Este método tiene restricciones de aplicación para terrenos con condiciones de altos esfuerzos, así como también en el caso de terrenos con presencia de moderada a abundante agua subterránea.
4. Identificar los sistemas de discontinuidades dominantes en el área involucrada, es de mucha importancia, ya que ellos participan directamente en la estimación del las dimensiones de los tajeos.

5. Cuando no se tiene claramente reconocido los sistemas de discontinuidades principales, los resultados que se obtengan con el uso del método podrían llevar a sobreestimaciones o subestimaciones de las dimensiones.

6. Teniendo claro los conceptos teóricos de este método, el lector puede utilizar el Software *StopeSoft* (de Camiro Minig Division) la cual nos permite simplificar los resultados de los cálculos para hallar las dimensiones de los tajeos.

RECOMENDACIONES

1. Para el empleo de este método de cálculo, es necesario tener conocimientos o nociones de geología general y conceptos de mecánica de rocas, para que el lector se halle familiarizado con los términos que se están empleando en el presente trabajo.
2. La recolección de datos de campo, debe ser realizado por personal con bastante experiencia en este tipo de trabajo, para que la información geomecánica pueda ser ajustada lo más cercana posible a lo real.
3. Cuando se dimensiona con este método, es recomendable estimar las dimensiones como máximo hasta la zona “estable con sostenimiento obligatorio”. Dimensionar mas allá de estas medidas conllevará a tener mayor grado de inestabilidad y el uso del sostenimiento podría resultar en una limitación tanto operativa como económica.

4. Las recomendaciones del sostenimiento con cablebolts que se dan por este método son referenciales. Es importante tomar en cuenta la experiencia que se tenga con el uso e instalación de éstos en áreas cercanas a la zona de trabajo u otros lugares.
5. Cuando no se tiene demasiada experiencia en la aplicación del método, es recomendable asumir o estimar dimensiones conservadoras. A medida que se irá aplicando las dimensiones en la práctica, éstas podrán ser replanteadas según los resultados favorables que se observen en los tajeos.
6. Una vez explotado los tajeos, en la medida posible, siempre es recomendable rellenarlo usando cualquier tipo de relleno. El relleno siempre favorecerá a la estabilidad de la excavación y mejorará las condiciones globales de estabilidad de la mina.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

1. Hoek E., Kaiser P., Bawden W. “Support of Underground Excavations in Hard Rock” A.A. Balkema 1995.
2. Brady B.H.G. & Brown E.T. “Rock Mechanics for Underground Mining” George Allen & Unwin – London – 1985.
3. Cuadros J. y Córdova D. “Dimensionamiento Geomecánico de Tajeos de Mina Chupa – Unidad Minera Iscaycruz”- XXV Conv. Ing. Minas – Setiembre 2001.
4. Córdova D. “Criterios de falla o resistencia en materiales rocosos, discontinuidades estructurales y macizos rocosos” – Separata UNI, 2000.
5. Ramírez Oyanguren P. “Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea” Instituto Geológico y Minero de España – 1984.

6. Córdova, D. “Geomecánica en el minado subterráneo caso Mina Condestable”, Tesis de Maestría con mención en Ingeniería de Minas - 2008
7. Hoek E. “Practical rock engineering” Rocscience, 2002.
8. González de Vallejo L. & Ferrer M. & Ortuño L. & Oteo C. “Ingeniería Geológica” Pearson Educación, Madrid, 2002.
9. Córdova D. “Distribución, discontinuidades estructurales y macizos rocosos” – Separata UNI, 2000.
10. Michael F. Neumann, P. Eng. “Stability graph design method a mining operator’s guide”. CIM Mine Operators’ Conference, Bathurst, New Brunswick - 1999

ANEXO 1

Sistema de Valoración de la Masa Rocosa – RMR (Según Bieniawski, 1989).

| A. PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN Y SUS VALORACIONES | | | | | | | | | |
|---|------------------------------------|---|--|--|--|---|--|---------|---------|
| Parámetro | | | Rango de valores | | | | | | |
| 1 | Resistencia de la roca intacta | Índice de carga puntual | > 10 Mpa | 4 - 10 Mpa | 2 - 4 MPa | 1 - 2 MPa | Para este rango bajo, es preferible el ensayo de compresión uniaxial | | |
| | | Resistencia compresiva uniaxial | >250 Mpa | 100 - 250 Mpa | 50 - 100 Mpa | 25 - 50 Mpa | 5-25 MPa | 1-5 MPa | < 1 MPa |
| | Valoración | | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 |
| 2 | Calidad testigo de perforación RQD | | 90% - 100% | 75% - 90% | 50% - 75% | 25% - 50% | <25% | | |
| | Valoración | | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 | | |
| 3 | Espaciamiento de discontinuidades | | > 2 m | 0.6 - 2 m | 0.2 - 0.6 m | 60 - 200 mm | < 60 mm | | |
| | Valoración | | 20 | 15 | 10 | 8 | 5 | | |
| 4 | Condición de las discontinuidades | | Superficies muy rugosas No continuas Cerradas- sin apertura Paredes rocosas sanas | Superficies ligeram.rugosas Apertura < 1mm Paredes ligeramente intemperizadas | Superficies ligeram.rugosas Apertura < 1mm Paredes altamente intemperizadas | Espejo de falla o Panizo <5 mm de espesor o Apertura de 1-5mm Juntas continuas | Panizo suave > 5mm de espesor o Apertura > 5mm Juntas continuas | | |
| | | | Valoración | | 30 | 25 | 20 | 10 | 0 |
| 5 | Agua subterránea | Flujo por 10 m de longitud de túnel (l/m) | Ninguno | < 10 | 10 - 25 | 25 - 125 | > 125 | | |
| | | Presión de agua / σ principal máximo | 0 | < 0.1 | 0.1 - 0.2 | 0.2 - 0.5 | > 0.5 | | |
| | | Condición general | Completamente seco | Húmedo | Mojado | Goteo | Flujo | | |
| | Valoración | | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 | | |
| B. AJUSTE DE LA VALORACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (Ver F) | | | | | | | | | |
| Orientación: rumbo y buzamiento | | Muy favorable | Favorable | Regular | Desfavorable | Muy desfavorable | | | |
| Valoraciones | Túneles & minas | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 | | | |
| | Cimentaciones | 0 | -2 | -7 | -15 | -25 | | | |
| | Taludes | 0 | -5 | -25 | -50 | | | | |
| C. CLASES DE MASA ROCOSA DETERMINADAS POR LAS VALORACIONES TOTALES | | | | | | | | | |
| Valoración | | 100 - 81 | 80 - 61 | 60 - 41 | 40 - 21 | <21 | | | |
| Número de clase | | I | II | III | IV | V | | | |
| Descripción | | Roca muy buena | Roca buena | Roca Regular | Roca mala | Roca muy mala | | | |
| D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCAS | | | | | | | | | |
| Número de clase | | I | II | III | IV | V | | | |
| Tiempo de auto sostenimiento | | 20 años span 15m | 1 año span 10m | 1 semana span 5m | 10 hrs span 2.5m | 30 minutos span 1m | | | |
| Cohesión de la masa rocosa kPa | | > 400 | 300 - 400 | 200 - 300 | 100 - 200 | < 100 | | | |
| Ángulo de fricción de masa rocosa | | > 45° | 35° - 45° | 25° - 35° | 15° - 25° | < 15° | | | |
| E. PAUTAS PARA LA CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES | | | | | | | | | |
| Longitud de discontinuidades-Persistencia | | < 1m | 1 - 3 m | 3 - 10 m | 10 - 20 m | > 20 m | | | |
| Valoración | | 6 | 4 | 2 | 1 | 0 | | | |
| Separación (apertura) | | Cerrada | < 0.1 mm | 0.1- 1 mm | 1 - 5mm | > 5mm | | | |
| Valoración | | 6 | 5 | 4 | 1 | 0 | | | |
| Rugosidad | | Muy rugosa | Rugosa | Ligeramente rugosa | Lisa | Espejo de falla | | | |
| Valoración | | 6 | 5 | 3 | 1 | 0 | | | |
| Relleno (panizo) | | Ninguno | Relleno duro<5mm | Relleno duro>5mm | Relleno suave<5mm | Relleno suave > 5mm | | | |
| Valoración | | 6 | 4 | 2 | 1 | 0 | | | |
| Intemperización | | Sana | Ligera | Moderada | Muy intemperizada | Descompuesta | | | |
| Valoración | | 6 | 5 | 3 | 1 | 0 | | | |
| F. EFECTO DE LA ORIENTACIÓN RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES EN TUNELERÍA** | | | | | | | | | |
| Rumbo perpendicular al eje del túnel | | | | | Rumbo paralelo al eje del túnel | | | | |
| Avance con el buzam. Buzam..45-90° | | Avance con el buzam. Buzam. 20-45° | | | Buzamiento 45-90° | | Buzamiento 20-45° | | |
| Muy favorable | | Favorable | | | Muy favorable | | Moderado | | |
| Avance contra el buzam. Buzam. 45-90° | | Avance contra el buzam. Buzam. 20-45° | | | Buzamiento 0 - 20°, Independiente del rumbo | | | | |
| Moderado | | Desfavorable | | | Moderado | | | | |

* Algunas condiciones son mutuamente excluyentes. Por ejemplo, si el relleno está presente, la rugosidad de la superficie será dominada por la influencia del panizo. En tales casos usar A.4 directamente.

** Modificado por Wickham et. al. (1972).

ANEXO 2

Clasificación de parámetros individuales usados en el Índice de Calidad Tunelera Q (Según Barton et.al., 1974).

Cuadro 1

| DESCRIPCIÓN | VALOR | NOTAS |
|--|-------------------|---|
| 1. DESIGNACIÓN DE LA CALIDAD DE LA ROCA | <i>RQD</i> | |
| A. Muy mala | 0-25 | 1. Cuando se reporta o mide un RQD ≤ 10 (incluyendo 0) se usa un valor nominal de 10 para evaluar Q. |
| B. Mala | 25-50 | |
| C. Regular | 50-75 | 2. Intervalos de RQD de 5, es decir 100, 95, 90, etc. son suficientemente precisos. |
| D. Buena | 75-90 | |
| E. Excelente | 90-100 | |

Cuadro 2

| DESCRIPCIÓN | VALOR | NOTAS |
|---|------------------|---|
| 2. NUMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS | <i>Jn</i> | |
| A. Masivo, con ninguna o pocas juntas | 0.5-1.0 | |
| B. Un sistema de juntas | 2 | |
| C. Un sistema de juntas mas juntas aleatorias | 3 | 1. Para intersecciones usar $(3.0 \times Jn)$ |
| D. Dos sistemas de juntas | 4 | |
| E. Dos sistemas de juntas mas juntas aleatorias | 6 | |
| F. Tres sistemas de juntas | 9 | 2. Para portales usar $(2.0 \times Jn)$ |
| G. Tres sistemas de juntas mas juntas aleatorias | 12 | |
| H. Cuatro o más sistemas de juntas, juntas aleatorias, fracturamiento severo tipo "cubos de azucar", etc. | 15 | |
| I. Rocas trituradas, material terroso | 20 | |

Cuadro 3

| DESCRIPCIÓN | VALOR | NOTAS |
|--|------------------|--|
| 3. NUMERO DE RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS | <i>Jr</i> | |
| <i>a. Paredes rocosas en contacto</i> | | |
| <i>b. Paredes rocosas en contacto antes de 10 cm de corte</i> | | |
| A Juntas discontinuas | 4 | |
| B. Rugoso e irregular, ondulado | 3 | |
| C. Liso ondulado | 2 | 1. Adicionar 1.0 si el espaciamiento medio del sistema de juntas relevantes es mayor que 3 m. |
| D. Espejos de falla ondulado | 1.5 | |
| E. Rugoso o irregular planar | 1.5 | |
| F. Liso, planar | 1.0 | 2. $Jr = 0.5$ puede ser usado para juntas con espejos de |
| G. Espejo de falla, planar | 0.5 | |
| <i>c. Paredes rocosas sin contacto cuando se ha producido el corte.</i> | | |
| H. Zona conteniendo minerales arcillosos, de espesor suficiente para prevenir el contacto de las paredes rocosas | 1.0 (nominal) | falla que tienen alineaciones planares; se estipula que las alineaciones son orientadas para una resistencia mínima. |
| I. Zona arenosa, gravosa o triturada, de espesor suficiente para prevenir el contacto de las paredes rocosas | 1.0 (nominal) | |

.....continua en la siguiente página.....

Cuadro 4

| DESCRIPCIÓN | VALOR | | NOTAS | |
|---|-------------------------|---------------------|--|--|
| 4. NUMERO DE ALTERACIÓN DE LAS JUNTAS | J_a | ϕ_r aproximado | | |
| <i>a. Paredes rocosas en contacto</i> | | | | |
| A. Escaso recubrimiento, duro, relleno endurecido e impermeable. | 0.75 | - | 1. Los valores de ϕ_r , o ángulo de fricción residual, constituyen una guía aproximada a las propiedades mineralógicas de los productos de alteración si es que estuvieran presentes. | |
| B. Juntas con paredes no alteradas, solo con coloración superficial. | 1.0 | (25° - 35°) | | |
| C. Juntas con paredes ligeramente alteradas, capas de mineral no blandas, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla. | 2.0 | (25° - 30°) | | |
| D. Capas de limo o arcillas arenosas, pequeñas fracciones de arcilla (no blandos) | 3.0 | (20° - 25°) | | |
| E. Capas de materiales arcillosos blandos o de baja fricción, es decir caolinita, mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas turgentes (capas discontinuas, 1-2 mm o menos de espesor. | 4.0 | (8° - 16°) | | |
| <i>b. Paredes rocosas en contacto antes de 10 cm de corte</i> | | | | |
| F. Partículas arenosas, libre de arcilla, roca desintegrada, etc. | 4.0 | (25° - 30°) | | |
| G. Relleno de mineral de arcilla fuertemente sobreconsolidado, no blando (continuo, < 5 mm de espesor) | 6.0 | (16° - 24°) | | |
| H. Relleno de mineral arcilloso de media a baja sobreconsolidación, blando (continuo < 5 mm de espesor) | 8.0 | (12° - 16°) | | |
| J. Relleno de arcillas turgentes, es decir montmorillonita (continuo, < 5 mm). Los valores de J_a dependen del porcentaje del tamaño de las partículas de la arcilla turgente y del acceso al agua | 8.0 - 12.0 | (6° - 24°) | | |
| <i>c. Paredes rocosas sin contacto cuando se ha producido el corte.</i> | | | | |
| K. Zonas o bandas de roca desintegrada | 6.0 | | | |
| L. o triturada y arcillas (Ver G, H e I) | 8.0 | | | |
| M. para condiciones arcillosas | 8.0 - 12.0 | | | |
| N. Zonas o bandas de limo o arcilla arenosa, fracciones pequeñas de arcilla, (no blandas). | 5.0 | | | |
| O. Zonas o bandas continuas de arcilla, | 10.0 - 13.0 | | | |
| P. y R. (Ver G, H e I para condiciones arcillosas) | 6.0 - 24.0 | | | |

Cuadro 5

| DESCRIPCIÓN | VALOR | | NOTAS |
|--|-------------------------|--|---|
| 5. REDUCCIÓN DE AGUA EN LAS JUNTAS | J_w | Presión aprox. del agua (Kgf/cm ²) | |
| A. Excavaciones secas o flujo pequeño, es decir < 5 lt/min, localmente | 1.0 | < 1.0 | 1. Los factores del C al F son estimados crudos. El J_w se incrementa sin son instaladas medidas de drenaje. 2. Los problemas especiales causados por la formación de hielo no son considerados. |
| B. Flujo o presión media, lavado ocasional del relleno de las juntas | 0.66 | 1.0 - 2.5 | |
| C. Grandes flujos o presión alta en roca competente con juntas sin relleno | 0.5 | 2.5 - 10.0 | |
| D. Grandes flujos o altas presiones | 0.33 | 2.5 - 10.0 | |
| E. Flujo excepcionalmente alto o presiones en la Voladura, decayendo con el tiempo | 0.2-0.1 | > 10 | |
| F. Flujo excepcionalmente alto o presión continua sin disminución. | 0.1-0.05 | > 10 | |

.....continua en la siguiente página.....

Cuadro 6

| DESCRIPCIÓN | VALOR | NOTAS |
|--|--|---|
| 6. FACTOR DE REDUCCIÓN DE ESFUERZOS | SRF | |
| <i>a. Zonas de debilidad que intersectan la excavación las cuales pueden causar el aflojamiento del macizo rocoso cuando se excava el túnel</i> | | |
| A. Ocurrencias múltiples de zonas de debilidad conteniendo arcillas o roca químicamente desintegrada, muy aflojada en los alrededores (a cualquier profundidad). | 10.0 | 1. Reducir estos valores de SRF en 25 – 50% si solo son influenciados por zonas de corte relevantes, pero no intersectan la excavación. |
| B. Zonas simples de debilidad conteniendo arcillas o roca químicamente desintegrada (profundidad de la excavación < 50 m). | 5.0 | |
| C. Zonas simples de debilidad conteniendo arcillas o roca químicamente desintegrada (profundidad de la excavación > 50 m). | 2.5 | |
| D. Zonas múltiples de corte en roca competente (libre de arcilla), aflojamiento de la roca en los alrededores (a cualquier profundidad). | 7.5 | |
| E. Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación < 50 m) | 5.0 | |
| F. Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación > 50 m) | 2.5 | |
| G. Juntas abiertas y sueltas, roca severamente diaclasada o 'cubos de azúcar' (a cualquier profundidad) | 5.0 | |
| <i>b. Roca competente, problemas de esfuerzos en roca</i> | | |
| H. Esfuerzos bajos, cerca de la superficie | $\sigma_1/\sigma_3 > 200$ $\sigma_1/\sigma_3 > 13$ 2.5 | 2. Para campos de esfuerzos vírgenes fuertemente anisotrópicos (si fueran medidos): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c a $0.8\sigma_c$ y σ_t a $0.8\sigma_t$. |
| J. Esfuerzos medianos | 200–10 13–0.66 1.0 | Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c a $0.6\sigma_c$ y σ_t a $0.6\sigma_t$ donde: |
| K. Esfuerzos altos, estructuras muy rígidas (usualmente favorables para la estabilidad, pueden ser desfavorables para la estabilidad de las paredes). | 10–5 0.66–0.33 0.5–2.0 | σ_c = resistencia compresiva uniaxial σ_t = resistencia a la tracción (carga puntual) σ_1, σ_3 esfuerzos principales máximo y mínimo |
| L. Estallidos moderados (roca masiva) | 5 – 2.5 0.33–0.16 5–10 | 3. Se disponen de pocos casos registrados, donde la profundidad de la corona, debajo de la superficie es menor que el ancho (span). Se sugiere para tales casos incrementar SRF de 2.5 a 5. |
| M. Estallidos severos (roca masiva) | < 2.5 < 0.16 10–20 | |
| <i>c. Roca muy deformable, flujo plástico en roca incompetente bajo la influencia de altas presiones rocosas</i> | | |
| N. Presiones rocosas moderadas | 5-10 | |
| O. Presiones rocosas severas | 10-20 | |
| <i>d. Rocas expansivas, actividad de expansión química dependiente de la presencia de agua</i> | | |
| P. Presiones rocosas de expansión, moderadas | 5 – 10 | |
| R. Presiones rocosas de expansión, severas | 10 – 20 | |

NOTAS ADICIONALES SOBRE EL USO DE ESTAS TABLAS:

Cuando se estime la calidad de la masa rocosa (Q), se deberán seguir las siguientes pautas en adición a las listadas:

1. Cuando no se dispongan testigos procedentes de taladros, el RQD puede ser estimado a partir del número de juntas por unidad de volumen, al cual se le adiciona el número de juntas por metro para cada familia de juntas. Una simple relación puede ser usada para convertir este número a RQD para el caso de macizos rocosos libres de arcilla: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (aprox.) donde J_v = número total de juntas por m^3 ($RQD = 100$ para $J_v < 4.5$).
2. El parámetro J_n que representa el número de familias de juntas, frecuentemente será afectado por la foliación, esquistocidad, estratificación, etc. Si estas "juntas" fueran muy pronunciadas, obviamente deberían ser consideradas como un sistema (set). Sin embargo, si hubieran pocas juntas visibles o solo roturas ocasionales en los testigos debido a estos rasgos, será mas apropiado considerar a ellas como "juntas aleatorias" cuando se evalúe el J_n .
3. Los parámetros J_r y J_a (que representan la resistencia al corte) deberán ser relevantes para los sistemas de juntas significativamente más débiles o discontinuidades con relleno de arcilla, en determinadas zonas. Sin embargo, si el sistema de juntas con el valor mínimo de (J_r/J_a) esta favorablemente orientado, se puede usar sus mayores valores para evaluar el Q . En efecto, el valor de J_r/J_a debe relacionarse a la superficie donde es más probable que se inicie la falla.
4. Cuando un macizo rocoso contiene arcillas, se debe evaluar el SRF apropiado para las cargas de aflojamiento. En tales casos la resistencia de la roca intacta es de poco interés. Sin embargo, cuando el diaclasamiento es mínimo y no hay presencia de arcilla, la resistencia de la roca intacta puede llegar a ser la ligazón más débil, en este caso la estabilidad dependerá de la relación roca-esfuerzo/roca-resistencia. Un campo de esfuerzo fuertemente anisotrópico no favorece la estabilidad como se refirió genéricamente en la nota 2 de esta tabla (Factor de reducción de esfuerzos).
5. Las resistencias de la roca intacta σ_c y σ_t , deben ser evaluadas para condiciones saturadas si es que esto es apropiado para el presente o futuro de las condiciones in-situ. Un estimado muy conservador de la resistencia debe ser efectuado para aquellas rocas que se deterioran cuando están expuestas a la humedad o a condiciones saturadas.

ANEXO 3

ESTIMACIÓN DE LOS ESFUERZOS IN-SITU E INDUCIDOS

La roca en profundidad está sometida a esfuerzos resultantes del peso de roca sobreyacente y a los esfuerzos de origen tectónico. Cuando se realiza una excavación, el campo de esfuerzos es disturbado localmente originándose los esfuerzos inducidos, que se hallan circundantes a la excavación. El conocimiento de las magnitudes y las direcciones de los esfuerzos in-situ e inducidos, es un componente esencial del diseño de la excavación subterránea, ya que en muchos casos superan la resistencia de la roca, originando inestabilidad en las aberturas mineras.

Los conceptos que se menciona a continuación, intenta dar un alcance para tener conocimientos de cómo poder estimar de manera práctica estos esfuerzos y de esta manera estar involucrado con el análisis de inestabilidad inducido por esfuerzos.

Esfuerzos in-situ

El esfuerzo in-situ debido al peso de la columna vertical de roca, resulta de hallar el producto de la profundidad por el peso unitario de la masa de roca sobreyacente, es decir:

$$\sigma_v = \gamma z$$

donde: σ_v es esfuerzo vertical

γ es el peso unitario de la roca sobreyacente

z es la profundidad debajo de la superficie.

Las mediciones de los esfuerzos verticales en varias obras de ingeniería minera y civil en el mundo, confirman que esta relación es válida, tal como se ilustra en la Figura A, aunque exista una significativa cantidad de dispersión en las mediciones.

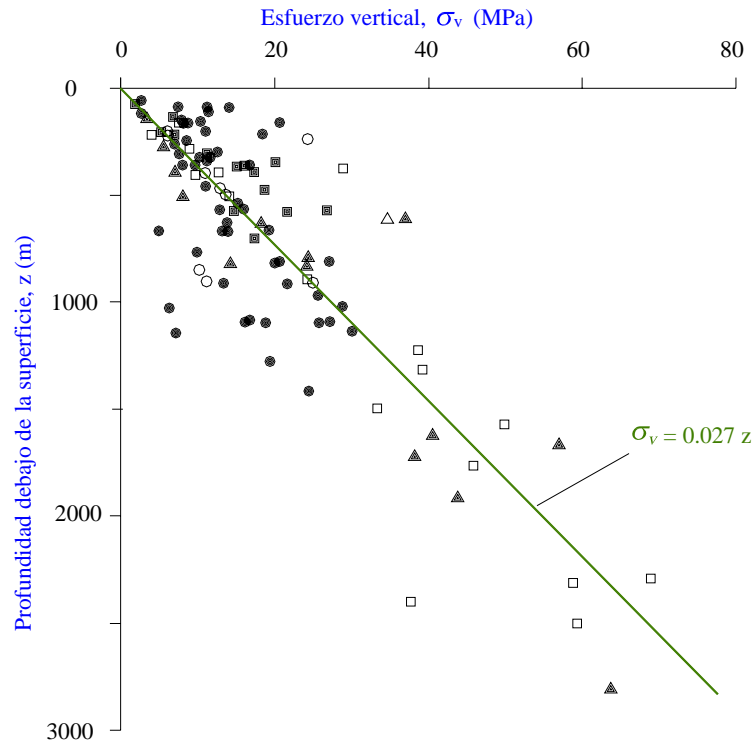


FIGURA A: Mediciones de esfuerzos verticales en proyectos de ingeniería civil y minera alrededor del mundo (Brown y Hoek, 1978).

Estimación de la constante “k”

Los esfuerzos horizontales actuantes sobre un elemento de roca a una profundidad z debajo de la superficie, son mucho más dificultosos de estimar que los esfuerzos verticales. Normalmente, la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical promedios es denotada por la letra “ k ” tal que:

$$\sigma_h = k \sigma_v = k(\gamma z)$$

Mediciones de los esfuerzos horizontales en obras civiles y mineras en el mundo, muestran que la relación “ k ” tiende a ser alta a poca profundidad y que decrece con la profundidad (Brown y Hoek, 1978, Herget, 1988).

Sheorey (1994) desarrolló un modelo de esfuerzo termal elasto-estático de la tierra, mediante la cual proporcionó una ecuación simplificada que puede ser utilizada para estimar la relación esfuerzo horizontal a esfuerzo vertical. De este modo “ k ” puede ser estimado como:

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

donde: z es la profundidad expresada en metros debajo de la superficie y E_h es el módulo de deformación promedio de la parte alta de la corteza terrestre medida en una dirección horizontal, y está expresada en GPa.

Un gráfico de esta ecuación está dado en la Figura B, para un rango del módulo de deformación. Las curvas que relacionan a “ k ” con la profundidad debajo de la superficie z son similares a las publicadas por Brown y Hoek (1978), Herget (1988) y otros para esfuerzos in-situ medidos.

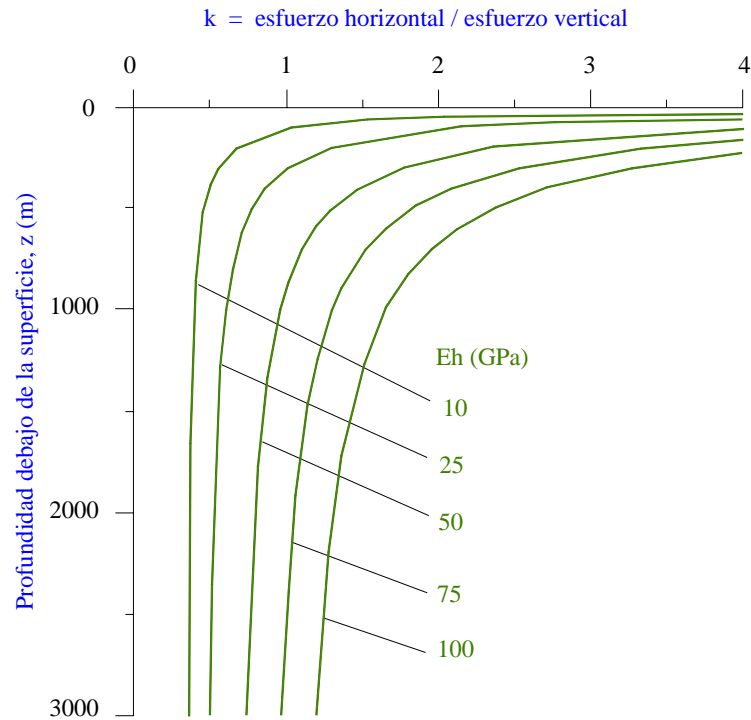


FIGURA B: Relación del esfuerzos horizontal al vertical para diferentes módulos basados en la ecuación de Sheorey (1994).

Como señaló Sheorey, su trabajo no explica la ocurrencia de esfuerzos verticales medidos, los cuales son más altos que la presión de sobrecarga calculada, la presencia de esfuerzos horizontales muy altos en algunos lugares, o, por que los dos esfuerzos horizontales son rara vez iguales. Estas diferencias son probablemente debidas a los rasgos topográficos y geológicos, los cuales no pueden ser tomados en cuenta en un modelo a gran escala tal como aquel propuesto por Sheorey. Consecuentemente, donde los estudios detallados muestren que los esfuerzos in-situ probablemente tienen una influencia significativa en el comportamiento de las aberturas subterráneas, es recomendable que los esfuerzos in-situ sean medidos.

Estimación de E_h

El módulo de deformación in situ de la masa rocosa es un parámetro importante en cualquier forma de análisis. Desde que este parámetro es muy dificultoso y costoso de determinarlo en el campo, se ha intentado desarrollar métodos de estimación de su valor, basados sobre todo en las clasificaciones de la masa rocosa, obteniéndose correlaciones que nos orientan a obtener valores de E_m .

Bieniawski (1978) estableció una relación entre el módulo de deformación in situ de la masa rocosa y el índice de calidad RMR a partir de ensayos in situ. Dicha correlación es válida para macizos rocosos de buena calidad, con valores de RMR mayores a 50.

$$E_m = 2 RMR - 100$$

En 1983, Serafim y Pereira, realizaron trabajos similares, los cuales determinaron una correlación para el módulo de deformación, particularmente para valores de E_m entre 1 y 10 GPa. Esta correlación está dirigida para valores de RMR en el rango de mayores a 10 y menores a 50.

$$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$$

Ambas resultados fueron ploteadas, obteniéndose la gráfica de correlación entre el módulo de deformación *in-situ* y el índice RMR .

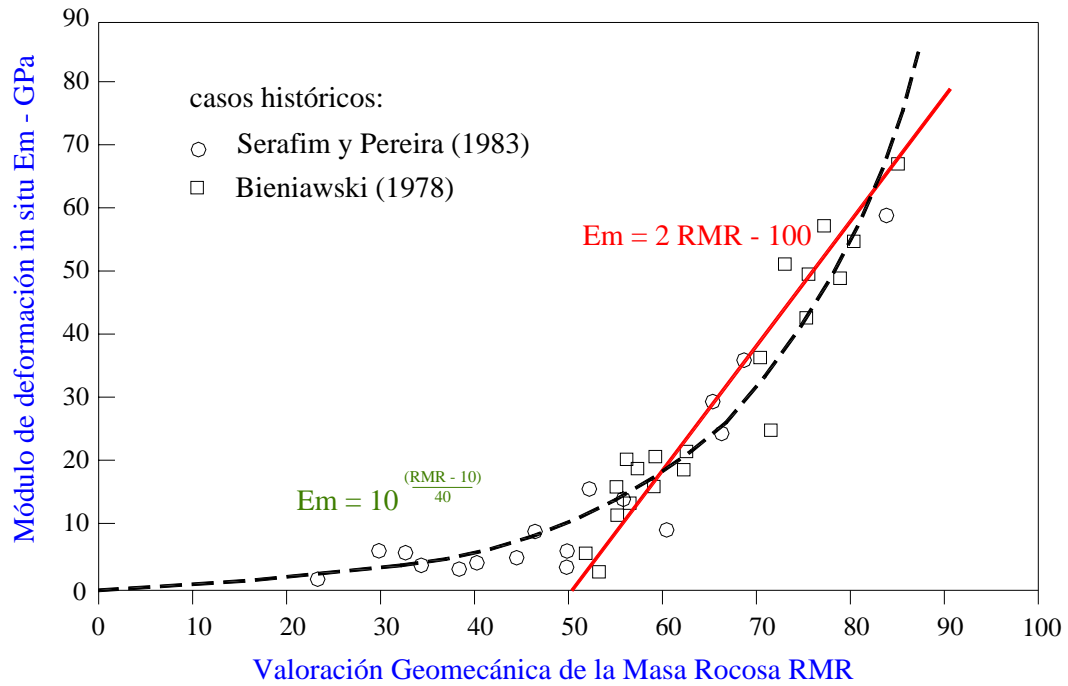


FIGURA C: Predicción del módulo de deformación *in-situ* E_m a partir de la clasificación geomecánica RMR de la masa rocosa.

En 1995. Hoek et al., propone una modificación de la expresión de Serafim y Pereira en base a observaciones y *back-analysis* del comportamiento de excavaciones subterráneas en macizos rocosos de mala calidad.

Esta nueva expresión toma en cuenta la resistencia compresiva de la matriz rocosa y sustituye el valor RMR por el GSI (*Geological Strength Index*), índice que se obtiene a partir de las características de la masa rocosa.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{(GSI-10)}{40}}$$

El ámbito de aplicación de esta ecuación es para el caso de macizos rocosos débiles, con calidad baja, en donde la resistencia de la matriz rocosa es menor a 100 MPa, ya que las propiedades de éstas influyen directamente en el proceso de deformación de la masa rocosa.

En los últimos años, Hoek&Brown ha formulado nuevas propuestas para la estimación del módulo de deformación de la masa rocosa. Estas nuevas alternativas de cálculos pueden ser consultadas en el software RocLab de Rocscience Inc- 2007.