

ESTIMACION DE LA RESISTENCIA DE MACIZOS ROCOSOS EN LA PRACTICA ^(A)

E. HOEK ^(B)

E. T. BROWN ^(C)

El criterio de falla de Hoek-Brown se desarrolló, en un comienzo, para determinar la resistencia de los macizos de roca dura. Debido a la falta de alternativas adecuadas, el criterio se ha aplicado a una amplia variedad de macizos rocosos, incluyendo rocas de muy mala calidad, las que se podrían hasta clasificar como suelos desde el punto de vista de la ingeniería. Estas aplicaciones especiales, han necesitado cambios con respecto al criterio original. Uno de los problemas principales que se ha presentado ha sido la determinación de resistencias equivalentes, en términos de cohesión y ángulos de fricción, que satisfagan las demandas de software programado en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Este trabajo resume la interpretación del criterio de falla de Hoek-Brown, conforme con lo que se ha observado produce mejores resultados al tratar los problemas de la ingeniería práctica.

INTRODUCCIÓN

Desde su introducción en 1980 [1], el criterio de falla de Hoek-Brown ha evolucionado para satisfacer las necesidades de los usuarios, quienes lo han aplicado a condiciones que no se visualizaron cuando fue originalmente desarrollado. En particular, el creciente número de aplicaciones a macizos rocosos de muy mala calidad, ha provocado la necesidad de introducir algunos cambios significativos. Las ecuaciones principales afectadas por cada uno de estos sucesivos cambios están resumidas en el Apéndice A.

El criterio es meramente empírico y, por lo tanto, no existen formas "correctas" de interpretar las diversas relaciones que se pueden obtener. Bajo estas circunstancias, no debe sorprender el que hayan habido algunos cambios de poca utilidad y que algunos usuarios se hayan confundido por las interpretaciones alternativas que han sido publicadas.

Este trabajo es un intento por explicar bien las cosas, presentar una interpretación del criterio que comprende todo el rango de tipos de macizo rocoso y que, se ha encontrado, funciona bien en la práctica.

EL CRITERIO GENERALIZADO DE HOEK-BROWN

El criterio de falla generalizado de Hoek-Brown para macizos rocosos fracturados está definido por :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos efectivos principales mayor y menor, respectivamente, en la condición de falla, m_b es el valor de la constante m de Hoek-Brown para el macizo rocoso, s y a son constantes que dependen de las características del macizo rocoso y σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de los trozos o bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso.

^(A) Este trabajo ha sido aceptado para su publicación en el International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences; sin embargo, el Profesor Hoek gentilmente ha autorizado la traducción y publicación del mismo en estas memorias.

^(B) Evert Hoek Consulting Engineer, Inc.
P.O. Box 75516, North Vancouver
British Columbia, Canada, V7R 4X1

^(C) Senior Deputy Vice Chancellor
The University of Queensland
Brisbane, Queensland 4072, Australia

Es posible obtener algunas relaciones matemáticas exactas entre el criterio de Hoek-Brown, expresado en términos de los esfuerzos principales mayor y menor, y la envolvente de Mohr definida en términos de los esfuerzos normal y de corte. Sin embargo, estas relaciones son difíciles de manejar y el procedimiento original usado por Hoek-Brown [1] es más práctico. En este procedimiento, la ecuación (1) se emplea para generar una serie de valores triaxiales, simulando ensayos in situ a escala real, y se usa un proceso estadístico de ajuste de curvas para obtener una envolvente de Mohr equivalente, la cual está definida por la ecuación :

$$\tau = A \times \sigma_{ci} \times \left(\frac{\sigma'_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (2)$$

donde **A** y **B** son constantes que dependen del material, σ'_n es el esfuerzo normal efectivo, y σ_{tm} es la "resistencia a la tracción", del macizo rocoso. Esta "resistencia a la tracción", que representa la trabazón de los bloques de roca cuando éstos no pueden dilatarse libremente, esta dada por :

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \times \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right) \quad (3)$$

En orden a utilizar el criterio de Hoek-Brown para evaluar la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos fracturados, se deben evaluar tres "propiedades" del macizo rocoso. Estas son :

- 1.- La resistencia en compresión no confinada σ_{ci} de los trozos de roca intacta en el macizo rocoso.
- 2.- El valor de la constante m_i de Hoek-Brown para esta roca intacta.
- 3.- El valor del Índice de Resistencia Geológica **GSI** para el macizo rocoso.

EL EFECTO DEL AGUA

Muchas rocas muestran una disminución significativa en su resistencia a medida que aumenta su contenido de humedad. En algunos casos, como el de las pizarras arcillosas montmorilloníticas, la saturación destruye las muestras completamente. Es más típico aún, que muchas rocas sufran pérdidas de resistencia de un 30 a un 100% como resultado del deterioro químico del cemento o de la arcilla cementante (Broch [2]). Muestras que se han dejado secar en una bodega de testigos de sondajes por varios meses, pueden dar una impresión engañosa de la resistencia de la roca. Los ensayos de laboratorio deberían realizarse con contenidos de humedad que estén lo más cercanos posibles a aquellos que ocurren en el terreno.

Un efecto más importante es la reducción en la resistencia, la cual ocurre como resultado de las presiones de agua en los poros de la roca. Terzaghi [3] formuló el concepto del esfuerzo efectivo para medios porosos, como los suelos. La "ley" de esfuerzo efectivo, como se llama frecuentemente, se puede expresar como $\sigma' = \sigma - u$, donde σ' es el esfuerzo intergranular efectivo, el cual controla la resistencia y la deformación del material, σ es el esfuerzo total aplicado a la muestra y u es la presión de poros. En una completa revisión de la aplicabilidad del concepto de esfuerzo efectivo para suelos, concreto y rocas, Lade y de Boer [4] concluyen que la relación propuesta por Terzaghi funciona bien para las magnitudes de esfuerzo que se encuentran en la mayoría de las aplicaciones geotécnicas, pero pueden ocurrir divergencias significativas a niveles muy altos de esfuerzos.

El principio de esfuerzo efectivo se ha usado en todo este trabajo tanto para la roca intacta como para los macizos rocosos fracturados. En el caso de la roca intacta, de muy baja porosidad, se presume que los cambios de esfuerzos son suficientemente bajos como para permitir que las presiones de poros alcancen una condición de régimen permanente (Brace y Martin [5]). En el caso de los macizos rocosos fracturados, se puede suponer que en las discontinuidades las presiones de agua aumentarán y se disiparán más rápidamente que en los poros de los bloques de roca intacta, especialmente en el caso de rocas de baja porosidad y baja permeabilidad. Es por este motivo que a veces se hace diferencia entre la presión de poros en fracturas y en macizos rocosos fracturados. Cuando se aplica el criterio de Hoek-Brown a macizos rocosos muy fracturados, se supone un comportamiento isotrópico que incluye la falla de las discontinuidades. En estos casos, las presiones de agua o de "poros" que controlan los esfuerzos efectivos serán aquellas que se generan en las discontinuidades interconectadas que definen los bloques en un medio isotrópico equivalente.

Al aplicar este criterio de falla, expresado en términos de esfuerzos efectivos, a problemas de diseño práctico, es necesario determinar la distribución de la presión de poros en el macizo rocoso que es analizado. Esto se puede hacer por medición directa, mediante piezómetros, o mediante estimaciones basadas en redes de flujo generadas manual o numéricamente. En el caso de taludes, fundaciones de presas y de túneles a presión, usualmente sujetos a fluctuaciones de la presión de agua, la magnitud de las presiones de poros puede ser del mismo orden que el de los esfuerzos inducidos en el macizo rocoso, por lo que es muy importante el desarrollar los análisis en términos de esfuerzos efectivos. En otros casos, especialmente cuando se diseñan excavaciones subterráneas, se puede suponer que el macizo rocoso que rodea a estas excavaciones estará totalmente drenado y, por lo tanto, la presión de poros será nula.

PROPIEDADES DE LA ROCA INTACTA

Para los bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso, la ecuación (1) se simplifica a :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \times \left(m_i \times \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (4)$$

La relación entre los esfuerzos principales efectivos en la condición de falla para un tipo de roca dado, está definida por dos constantes, la resistencia en compresión no confinada σ_{ci} y una constante m_i . Siempre que sea posible, los valores de estas constantes deberían determinarse mediante análisis estadísticos de los resultados obtenidos de una serie de ensayos triaxiales efectuados sobre testigos de sondeos cuidadosamente preparados, en la forma que se describe en Apéndice B.

Debe notarse que el rango de valores del esfuerzo principal menor, utilizado en los ensayos, es crítico para la determinación de valores confiables de estas dos constantes. En la derivación original de los parámetros σ_{ci} y m_i , Hoek & Brown [1] usaron el rango $0 < \sigma_3' < 0,5 \sigma_{ci}$ y, para ser consistente, es esencial que se use el mismo rango en cualquier serie de ensayos triaxiales sobre probetas de roca intacta.

Cuando no es posible realizar pruebas de laboratorio, se pueden utilizar las Tablas 1 y 2 para estimar los valores de σ_{ci} y m_i . Estas estimaciones se pueden usar para los propósitos de un diseño preliminar, pero para diseños de detalle se deberían de desarrollar ensayos de laboratorio que permitan obtener valores más confiables.

Cuando se ensayan rocas muy duras y frágiles, valdría la pena considerar el hecho que las pruebas de laboratorio, de corta duración, tienden a sobrestimar la resistencia in situ del macizo rocoso. Un extenso programa de ensayos de laboratorio y estudios de terreno en el granito Lac du Bonnet, de excelente calidad geotécnica, indican, de acuerdo a lo expuesto por Martin & Chandler [7], que la resistencia in situ de esta roca es sólo del orden del 70% de la resistencia medida en el laboratorio. Parece ser que esto se

Tabla 1 : ESTIMACIÓN EN TERRENO DE LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN UNIAXIAL

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Índice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcillolita, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

(a) Clases según Brown [2].

(b) Para rocas con una resistencia en compresión uniaxial menor que 25 MPa los resultados del ensayo de carga puntual son poco confiables.

debe a que el daño resultante del microfracturamiento de la roca se inicia y desarrolla intensidades críticas en niveles de esfuerzo más bajos en terreno que en las pruebas de laboratorio, realizadas éstas últimas con razones de carga más altas y sobre especímenes más pequeños.

Las rocas anisotrópicas y foliadas como las pizarras, esquistos y filitas, cuyo comportamiento es dominado por planos debilidad, clivaje o esquistosidad, los cuales están muy poco espaciados, presentan especiales dificultades para la determinación de su resistencia en compresión no confinada.

Salcedo [8] presenta los resultados de una serie de ensayos de compresión no confinada sobre probetas de dirección orientada de una filita gráfica de Venezuela. Estos resultados se resumen en Figura 1. Se observará que la resistencia en compresión no confinada de este material puede variar en un factor del orden de 5, dependiendo de la dirección de la carga. Evidencias del comportamiento de esta filita gráfica en terreno sugieren que las propiedades del macizo rocoso dependen de la resistencia en la dirección paralela a los planos de esquistosidad más que en la dirección normal a ésta.

Al definir el valor de σ_{ci} para rocas foliadas, se debe decidir si usar el valor más alto o el más bajo de la resistencia en compresión no confinada, conforme con resultados como los que se muestran en Figura 1. La composición mineralógica, el tamaño del grano, el grado de metamorfismo y la historia tectónica son factores que desempeñan un rol en las características del macizo rocoso.

Tabla 2 : VALORES DE LA CONSTANTE m_i DE LA ROCA INTACTA PARA DISTINTOS TIPOS DE ROCA
(LOS VALORES ENTRE PARÉNTESIS CORRESPONDEN A ESTIMACIONES)

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
			←----- Grauwaca -----> (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----> 7			
		Carbonatos	←----- Carbón -----> (8 – 21)			
	Químicas	Brechas (20)	Caliza Espáritica (10)	Caliza Micrítica 8		
			Yeso 16	Anhidrita 13		
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9	Rocas Córneas (19)	Cuarcita 24	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss 33	Esquistos 4 – 8	Filitas (10)	Pizarras 9
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
		Diorita (28)		Andesita 19		
	Oscuras	Gabbro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)		
		Norita 22				
	Extrusivas Piroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)	

Los autores no pueden ofrecer ninguna guía exacta sobre la elección de σ_{ci} , pero proponen que el valor máximo se debería de usar para los macizos rocosos duros y bien trabados, cual el caso de las pizarras de buena calidad. Por otra parte, los valores más bajos de la resistencia en compresión uniaxial se deberían usar para el caso de macizos rocosos de mala calidad y tectónicamente alterados, como son las filitas grafiticas analizadas por Salcedo [8].

La influencia del tamaño de la muestra en la resistencia de la roca ha sido ampliamente discutida en la literatura geotécnica y, se supone, generalmente, que existe una disminución significativa de la resistencia a medida que aumenta el tamaño de la muestra. Apoyándose en un análisis de datos publicados, Hoek & Brown [1] sugieren que la resistencia en compresión uniaxial σ_{cd} , de una muestra de roca con un diámetro de d mm, está relacionada con la resistencia en compresión uniaxial σ_{c50} , de una muestra de diámetro 50 mm, de acuerdo con la ecuación (5) :

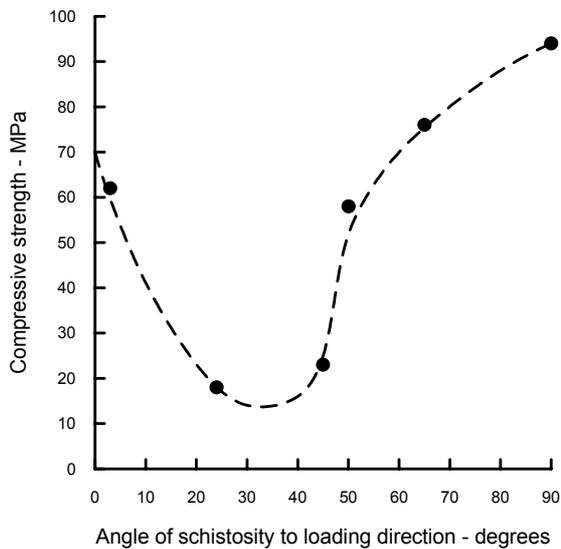


Figura 1 : Influencia de la dirección de carga en la resistencia de la filita grafitica ensayada por Salcedo [4].

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \times \left(\frac{50}{d}\right)^{0,18} \quad (5)$$

Esta relación junto con los datos en los cuales se basó, se ilustran en Figura 2.

Los autores sugieren que la disminución de la resistencia se debe a la mayor oportunidad de falla que existe, a través y alrededor de los “granos” que corresponden a los “bloques de construcción” de la roca intacta, ya que éstos son incluidos cada vez en mayor número a medida que aumente el tamaño de la probeta ensayada. Así, cuando eventualmente la probeta incluya un número suficientemente grande de “granos”, la resistencia alcanzará un valor constante.

Medhurst & Brown [10] presentan los resultados de ensayos triaxiales de laboratorio sobre muestras de carbón de capacidad calórica media, con diámetros de 61, 101, 146 y 300 mm, las cuales tenían un gran desarrollo de planos de clivaje y procedían de la mina Moura, en Australia. Los resultados de estos ensayos se resumen en Tabla 3 y Figura 3.

Tabla 3 : RESISTENCIA PEAK DEL CARBÓN DE MOURA, AUSTRALIA EN TÉRMINOS DEL CRITERIO EXPRESADO POR LA ECUACION (1) PARA UN σ_{ci} DE 32,7 MPA

Diámetro Probeta (mm)	m_b	s	a
61	19.4	1.0	0.5
101	13.3	0.555	0.5
146	10.0	0.236	0.5
300	5.7	0.184	0.6
Macizo Rocoso	2.6	0.052	0.65

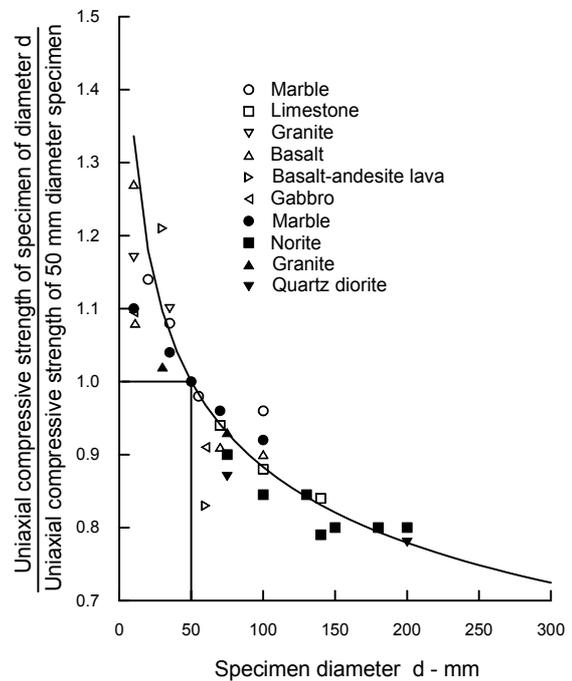


Figura 2 : Influencia del tamaño de la probeta en la resistencia uniaxial de la roca intacta (tomada de Hoek & Brown [1])

A diferencia de otras rocas, el carbón mineral es de origen orgánico y, por lo tanto, tiene constituyentes y propiedades únicas. A menos que estas propiedades sean reconocidas y tomadas en cuenta al caracterizar al carbón, los resultados de cualquier análisis exhibirán una gran cantidad de dispersión. Medhurst, Brown & Trueman [9] descubrieron que, tomando en cuenta el “brillo” que refleja la composición y el clivaje del carbón, es posible diferenciar las características mecánicas de diferentes carbonos.

INFLUENCIA DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA

Los resultados obtenidos por Medhurst & Brown [10] revelan una disminución significativa de la resistencia a medida que aumenta el tamaño de la muestra. Esto se atribuye a los efectos del espaciamiento de las fisuras verticales. Para este tipo de carbón, las fisuras verticales persistentes están espaciadas de 0,3 a 1,0 m, mientras que las fisuras verticales de poca persistencia, que están dentro de bandas de carbón lustroso (vitrain) y corresponden a tipos litológicos particulares (lithotypes), definen bloques de 1 cm o menos. Este fisuramiento (cleating) da por resultado un tamaño “crítico” de la muestra de alrededor de 1 m, sobre el cual la resistencia permanece constante.

Es razonable ampliar este argumento más allá y sugerir que, cuando se trata de macizos rocosos a gran escala, la resistencia alcanzará un valor constante en la medida en que el tamaño de los trozos individuales de la roca sean suficientemente pequeños con respecto al tamaño total de la estructura a considerar.

Esta sugerencia está ilustrada en Figura 4, en la cual se muestra la transición desde una muestra de roca intacta isotrópica a un macizo rocoso altamente anisotrópico, en el cual la falla es controlada por una o dos discontinuidades, o hasta un macizo rocoso isotrópico por su fuerte grado de fracturamiento.

El criterio de falla de Hoek-Brown, el cual considera roca isotrópica y se orienta al comportamiento del macizo rocoso, debería ser aplicado solamente a aquellos macizos rocosos en los cuales existe un número suficiente de discontinuidades estrechamente espaciadas, de modo tal que es posible suponer un comportamiento isotrópico de la envolvente de falla sobre el conjunto de discontinuidades.

El criterio de Hoek-Brown no se debería usar donde el tamaño de los bloques, definidos por las discontinuidades, sea del mismo orden que el de la estructura que se está analizando. En este caso, la estabilidad de la estructura debería analizarse considerando el comportamiento de los bloques y cuñas.

Por otra parte, cuando el talud o la excavación subterránea es grande y el tamaño del bloque es pequeño, en términos comparativos, el macizo rocoso se puede tratar como un material de Hoek-Brown (o sea, si se puede aplicar el criterio de Hoek-Brown).

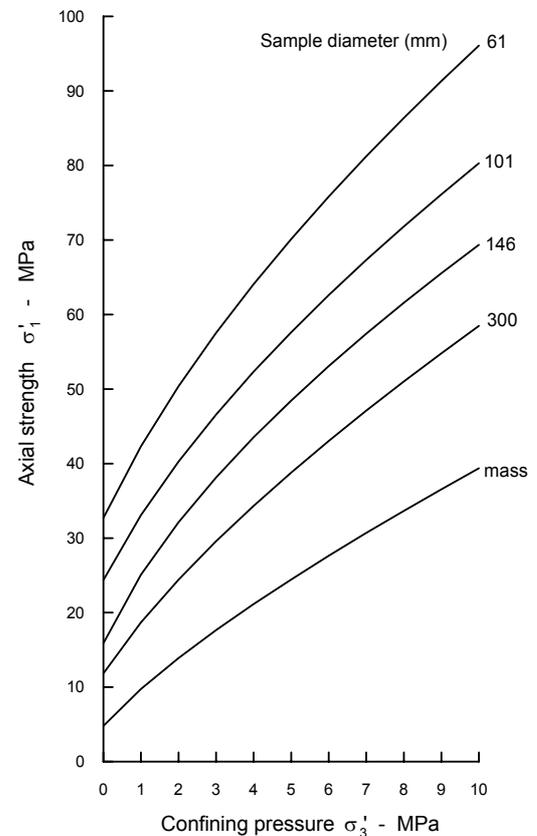


Figura 3 : Resistencia peak del carbón de la Mina Moura en Australia (tomada de Medhurst & Brown [6]).

INDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA

La resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de los trozos o bloques de roca intacta y, también, de la libertad de éstos para deslizar y girar bajo distintas condiciones de esfuerzo. Esta libertad está controlada por el perfil geométrico de los trozos o bloques de roca intacta, así como también, por la condición de las superficies que separan dichos trozos o bloques. Los trozos de roca angulosos, con caras definidas por superficies lisas y abruptas, producen un macizo rocoso mucho más competente que uno que contenga bloques completamente rodeados por material intemperizado y/o alterado.

El Índice Geológico de Resistencia (**GSI**), propuesto por Hoek [11] y Hoek, Kaiser & Bawden [12], proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia que presentaría un macizo rocoso con diferentes condiciones geológicas. Este sistema se presenta en Tablas 4 y 5. La experiencia ha demostrado que la Tabla 4 es suficiente para las observaciones de terreno, ya que sólo es necesario mencionar el código de la letra que identifica cada categoría de macizo rocoso. Luego, estos códigos se pueden usar para estimar el valor **GSI** en la Tabla 5. Una vez que se ha estimado el Índice Geológico de Resistencia, se pueden calcular los parámetros que definen las características de resistencia del macizo rocoso en la forma siguiente :

$$m_b = m_i \times \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (6)$$

Para un **GSI** ≥ 25 , o sea en el caso de macizos rocosos de una calidad no peor que mala, se aplica el criterio original de Hoek-Brown de la siguiente manera :

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (7)$$

y

$$a = 0,5 \quad (8)$$

Para un **GSI** < 25 , o sea en el caso de macizos rocosos de muy mala calidad, se aplica el criterio modificado de Hoek-Brown :

$$s = 0 \quad (9)$$

y

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (10)$$

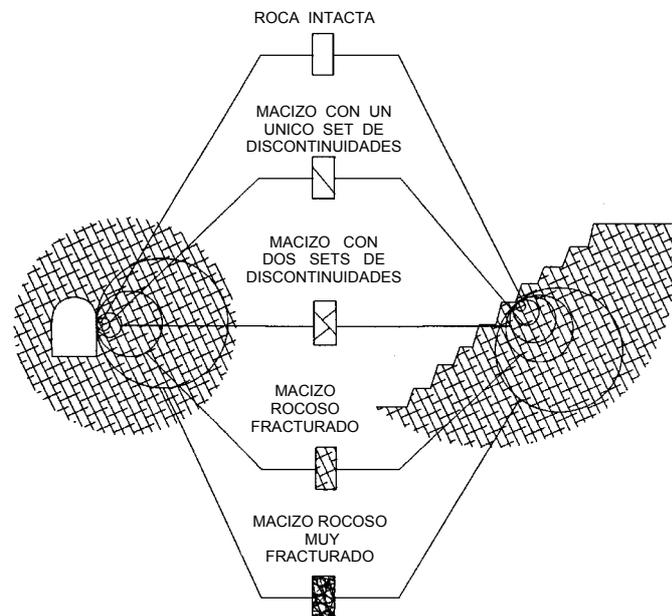
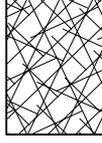


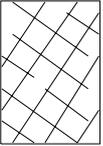
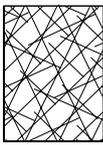
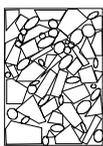
Figura 4 : Diagrama idealizado que muestra la transición desde una condición de roca intacta a la de un macizo rocoso muy fracturado, en la medida que aumenta el tamaño de la muestra considerada.

Tabla 4 : CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL GRADO DE TRABAZÓN DE LOS BLOQUES O TROZOS DE ROCA Y LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES ⁽¹⁾

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA EVALUAR SU RESISTENCIA		CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES				
<p>Basándose en la apariencia del afloramiento de roca, escoja la categoría que, según su criterio, mejor describe la condición "típica" del macizo rocoso in situ en condición no perturbada. Note que superficies expuestas de roca que han sido generadas por tronadura pueden dar una impresión errónea de la calidad de la roca subyacente. Puede ser necesario considerar algún ajuste por tronadura, y un examen de testigos de sondajes y/o superficies definidas con precorte o tronaduras amortiguadas puede ayudar en la definición de este ajuste. Es también importante entender que el criterio de Hoek-Brown solo debe aplicarse a macizos rocosos en que el tamaño del bloque "típico" es pequeño con respecto al tamaño de la excavación considerada.</p> <p>ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO</p>		MUY BUENA Superficies rugosas y de cajas frescas (sin señales de intemperización ni de alteración)	BUENA Superficies rugosas, cajas levemente intemperizadas y/o alteradas, con patinas de óxido de hierro	REGULAR Superficies lisas, cajas moderadamente intemperizadas y/o alteradas	MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas intemperizadas y/o alteradas, con rellenos de fragmentos granulares y/o arcillosos firmes	MUY MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas muy intemperizadas y/o alteradas, con rellenos arcillosos blandos
<p>EMPEORA LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES </p>						
 <p>FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKY) MACIZO ROCOSO CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA BIEN TRABADOS, DE FORMA CÚBICA Y DEFINIDOS POR TRES SETS DE ESTRUCTURAS, ORTOGONALES ENTRE SÍ.</p>	DISMINUYE LA TRABAZÓN DE LOS BLOQUES DE ROCA 	FB/MB	FB/B	FB/R	FB/M	FB/MM
 <p>FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY) MACIZO ROCOSO ALGO PERTURBADO, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA TRABADOS, DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR CUATRO O MAS SETS DE ESTRUCTURAS.</p>		FF/MB	FF/B	FF/R	FF/M	FF/MM
 <p>FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED) MACIZO ROCOSO PLEGADO Y/O AFECTADO POR FALLAS, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR LA INTERSECCIÓN DE NUMEROSOS SETS DE ESTRUCTURAS.</p>		FP/MB	FP/B	FP/R	FP/M	FP/MM
 <p>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED) MACIZO ROCOSO MUY FRACTURADO Y QUEBRADO, CONFORMADO POR UN CONJUNTO POBREMENTE TRABADO DE BLOQUES Y TROZOS DE ROCA, ANGULOSOS Y TAMBIÉN REDONDEADOS</p>		D/MB	D/B	D/R	D/M	D/MM

⁽¹⁾ En versiones anteriores de esta tabla se utilizaron los términos FRACTURADO Y CIZALLADO (BLOCKY/SEAMY) y MOLIDO (CRUSHED), siguiendo la terminología usada por Terzaghi [9]. Sin embargo, estos términos han provocado confusión y los mismos han sido reemplazados, en esta tabla, por FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY/DISTURBED), que refleja en mejor forma el aumento de movilidad de un macizo rocoso que ha sufrido plegamientos y/o fallamientos, y DESINTEGRADO (DISINTEGRATED), que incluye un mayor rango de tamaños y formas de clastos o trozos de roca.

Tabla 5 : Estimación del Índice Geológico de resistencia, GSI, en base a una Descripción Geológica del Macizo Rocoso

INDICE GEOLOGICO DE RESISTENCIA		CONDICION DE LAS DISCONTINUIDADES				
<p>De los códigos de letra que describen la estructura del macizo rocoso y la condición de las discontinuidades (en Tabla 4), seleccione el cuadro apropiado en esta tabla. Estime el valor típico del Índice Geológico de Resistencia, GSI, de los contornos que muestra la tabla. No trate de obtener un mayor grado de precisión. Indicar un rango de valores para GSI, por ejemplo de 36 a 42, es más realista que indicar un único valor, por ejemplo 38.</p>		<p>MUY BUENA Superficies rugosas y de cajas frescas (sin señales de intemperización ni de alteración)</p> <p>BUENA Superficies rugosas, cajas levemente intemperizadas y/o alteradas, con patinas de óxido de hierro</p> <p>REGULAR Superficies lisas, cajas moderadamente intemperizadas y/o alteradas</p> <p>MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas intemperizadas y/o alteradas, con rellenos de fragmentos granulares y/o arcillosos firmes</p> <p>MUY MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas muy intemperizadas y/o alteradas, con rellenos arcillosos blandos</p>				
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		EMPEORA LA CONDICION DE LAS DISCONTINUIDADES 				
		DISMINUYE LA TRABAZON DE LOS BLOQUES DE ROCA 				
	<p>FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKY)</p> <p>MACIZO ROCOSO CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA BIEN TRABADOS, DE FORMA CÚBICA Y DEFINIDOS POR TRES SETS DE ESTRUCTURAS, ORTOGONALES ENTRE SI.</p>	80	70			
	<p>FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY)</p> <p>MACIZO ROCOSO ALGO PERTURBADO, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA TRABADOS, DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR CUATRO O MAS SETS DE ESTRUCTURAS.</p>		60	50		
	<p>FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED)</p> <p>MACIZO ROCOSO PLEGADO Y/O AFECTADO POR FALLAS, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR LA INTERSECCION DE NUMEROSOS SETS DE ESTRUCTURAS.</p>			40		
	<p>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED)</p> <p>MACIZO ROCOSO MUY FRACTURADO Y QUEBRADO, CONFORMADO POR UN CONJUNTO POBREMENTE TRABADO DE BLOQUES Y TROZOS DE ROCA, ANGULOSOS Y TAMBIÉN REDONDEADOS</p>				30	
					20	
						10

La elección de un valor **GSI** = 25 para el cambio entre el criterio original y el modificado, es simplemente arbitraria. Se podría afirmar que definiendo el cambio en el valor **GSI** = 30 no introduciría una discontinuidad en el valor del parámetro a , pero numerosos ensayos han demostrado que el definir un valor "exacto" para este cambio tiene en la práctica una importancia insignificante.

Para macizos rocosos de mejor calidad (**GSI** \geq 25), el valor del índice **GSI** puede ser estimado directamente de la versión 1976 de la clasificación propuesta por Bieniawski para calificar geotécnicamente el macizo rocoso (índice **RMR**), asignando 10 puntos a la condición de aguas subterráneas (o sea suponiendo una condición seca) y asignando 0 puntos al ajuste por orientación de las discontinuidades (o sea suponiendo que la orientación es muy favorable). Para macizos rocosos de muy mala calidad el valor de **RMR** es muy difícil de estimar y el equilibrio entre las clasificaciones ya no entrega una base confiable para estimar la resistencia del macizo rocoso. Por consiguiente, no se debería usar la clasificación del **RMR** de Bieniawski para estimar los valores **GSI** en los macizos rocosos de mala calidad.

Si se usa la versión 1989 de la clasificación de Bieniawski (16), entonces **GSI** = **RMR'**₈₉ - 5, donde **RMR'**₈₉ asigna 15 puntos a la condición de aguas subterráneas y 0 puntos al ajuste por orientación de las discontinuidades.

Uno de los problemas prácticos que surge cuando se fija el valor del **GSI** en terreno, está relacionado con el daño por tronadura. Como se ilustra en Figura 5, se observa una diferencia considerable en la apariencia de la superficie expuesta de la roca que ha sido excavada por medio de una tronadura controlada y la superficie de aquella que ha sido dañada por una tronadura masiva. Donde sea posible, se debería usar la superficie no dañada para estimar el valor **GSI**, ya que el propósito principal es determinar las propiedades del macizo rocoso no perturbado. En todas aquellas superficies visibles que se hayan dañado a causa de la tronadura, se debería de intentar hacer algo para compensar los valores de **GSI** más bajos obtenidos de esas caras libres. En caras libres recientemente tronadas, se crearán nuevas discontinuidades por efecto de la tronadura, las cuales resultan en un valor **GSI** que puede llegar a ser nada menos 10 puntos más bajo que el correspondiente al mismo macizo rocoso no perturbado por la tronadura. En otras palabras, se podría considerar el efecto de un daño severo por tronadura adelantando una fila en las Tablas 4 y 5 la posición correspondiente al índice **GSI** del macizo rocoso. Donde las caras libres dañadas por efecto de la tronadura hayan quedado expuestas por algunos años, podría ser necesario también correr una columna a la izquierda dicha posición, a fin de considerar la meteorización de la superficie que probablemente ocurrirá durante esta exposición. En consecuencia, una superficie de roca muy alterada por efecto de la tronadura que tenga la apariencia de un macizo rocoso FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY/DISTURBED) y con discontinuidades en condición REGULAR (FAIR) (**FP/R** en Tabla 4), puede ser en efecto FUERTEMENTE FRACTURADO (VERY BLOCKY) y con discontinuidades en condición BUENA (GOOD) (**FF/B** en Tabla 4) en su estado in situ no perturbado.

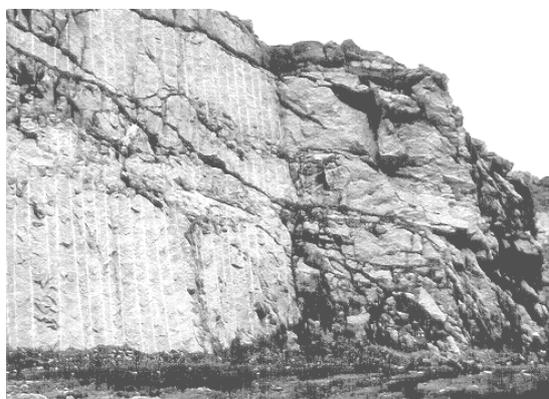


Figura 5 : Comparación entre los resultados que se obtienen con tronaduras controladas (a la izquierda) y tronaduras masivas corrientes, para el caso de una excavación superficial en gneiss.

Un problema práctico adicional es la factibilidad de utilizar testigos de sondajes para estimar el valor **GSI** por detrás de las superficies expuestas de roca en las caras visibles de la excavación. Para macizos rocosos de calidad no peor que mala (**GSI** \geq 25), la mejor proposición es calificar los testigos en términos de la clasificación del **RMR** de Bieniawski y luego, como se describió anteriormente, estimar el valor **GSI** utilizando este valor de **RMR**. Para macizos rocosos de mala a muy mala calidad (**GSI** $<$ 25), se recuperan relativamente pocos trozos de testigos intactos de un largo superior a 100 mm, y se hace difícil determinar un valor confiable para el índice **RMR**. En estas circunstancias, la apariencia física del material recuperado en el testigo, se debería usar como base para estimar el valor del **GSI**.

PARÁMETROS DE MOHR-COULOMB

La mayor parte del software geotécnico está escrito en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, en el cual la resistencia del macizo rocoso queda definida, en términos de esfuerzos efectivos, por la cohesión c' y el ángulo de fricción ϕ' . Para el criterio de Mohr-Coulomb hay una relación lineal entre los esfuerzos efectivos principales mayor y esfuerzo, σ'_1 y σ'_3 :

$$\sigma'_1 = \sigma_{cm} + k \times \sigma'_3 \quad (11)$$

donde σ_{cm} es la resistencia en compresión uniaxial del macizo rocoso, y k es la pendiente de la relación lineal entre σ'_1 y σ'_3 . Los valores de c' y ϕ' se pueden calcular de las siguientes ecuaciones :

$$\sin \phi' = \frac{k - 1}{k + 1} \quad (12)$$

$$c' = \frac{\sigma_{cm}}{2 \times \sqrt{k}} \quad (13)$$

No hay una correlación directa entre la ecuación (11) y el criterio no lineal de Hoek-Brown definido por la ecuación (1). Por lo tanto, la determinación de los valores de c' y ϕ' para un macizo rocoso que ha sido evaluado como un material Hoek-Brown, es un problema difícil. Los autores creen que el planteamiento más riguroso actualmente disponible para el criterio original de Hoek-Brown, es el desarrollado por el Dr. J. W. Bray y presentado por Hoek [17]. Para cualquier punto sobre una superficie de interés en un cierto análisis, cual sería el caso del cálculo de la estabilidad de un talud, el esfuerzo normal efectivo en dicho punto se puede calcular utilizando métodos propios del análisis de esfuerzos y luego, utilizando la metodología expuesta en el Apéndice A, es posible evaluar la resistencia al corte en ese mismo punto. En la práctica, la dificultad al aplicar esta metodología radica en que la mayor parte del software geotécnico actualmente disponible proporciona un esfuerzo normal efectivo constante en vez de un esfuerzo normal efectivo que dependa de los valores de c' y ϕ' .

Después de evaluar un gran número de posibilidades para resolver este problema, se concluyó que la solución práctica más conveniente consiste en tratar el problema como el análisis de una serie de ensayos de resistencia triaxial a escala natural. Los resultados de estos ensayos son "simulados", ya que se generan utilizando la ecuación de Hoek-Brown (1). Luego, se procede a ajustar la ecuación (11) a este conjunto de resultados mediante una regresión lineal y los correspondientes valores de c' y ϕ' se obtienen (12) y (13). En el Apéndice C se exponen todas las etapas del procedimiento necesario para determinar los parámetros **A** y **B** (ecuación (2)) y c' y ϕ' . Además, en este Apéndice se presenta una planilla de cálculo para la ejecución de este análisis, con indicación de las fórmulas necesarias.

Los valores de c' y ϕ' obtenidos de este análisis son muy sensibles al rango de valores del esfuerzo principal menor σ'_3 usados para generar los resultados de los ensayos triaxiales simulados a escala natural. En base a una serie de intentos y errores, se encontró que los resultados más consistentes se obtienen cuando se usan 8 valores igualmente espaciados de entre σ'_3 en el rango $0 < \sigma'_3 < 0,25\sigma_{ci}$. En Figura 6 se presenta un ejemplo de los resultados que se obtuvieron de este análisis. La variación de la razón c'/σ_{ci} y del ángulo de fricción ϕ' , para las distintas combinaciones de **GSI** y m_i , se muestra en Figuras 7 y 8, respectivamente.

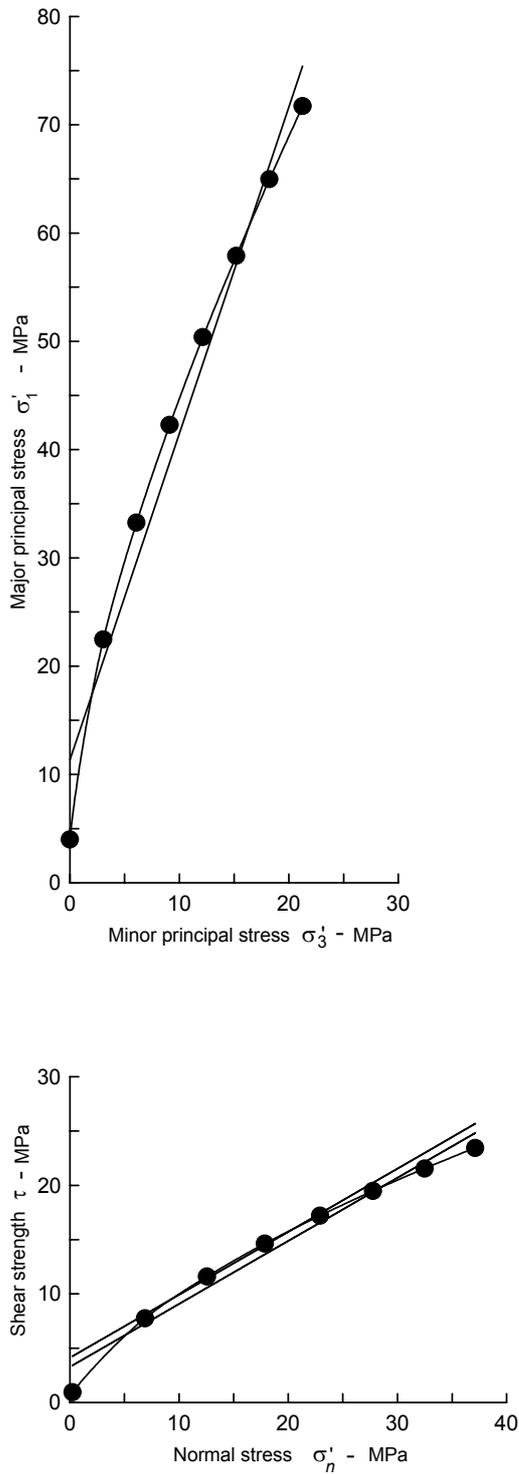


Figura 6 : Gráfico de los resultados de una simulación de ensayos de compresión triaxial para un macizo rocoso definido por una resistencia uniaxial σ_{ci} de 85 MPa, una constante m_i de 10 y un índice geológico de resistencia GSI de 45. El detalle del cálculo se presenta en Apéndice C.

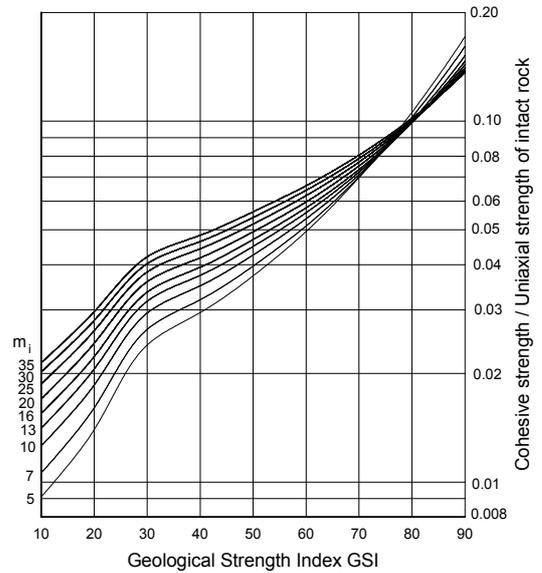


Figura 7 : Relación entre la razón entre la cohesión y la resistencia uniaxial de la roca intacta, c/σ_{ci} y el índice GSI, para distintos valores de m_i .

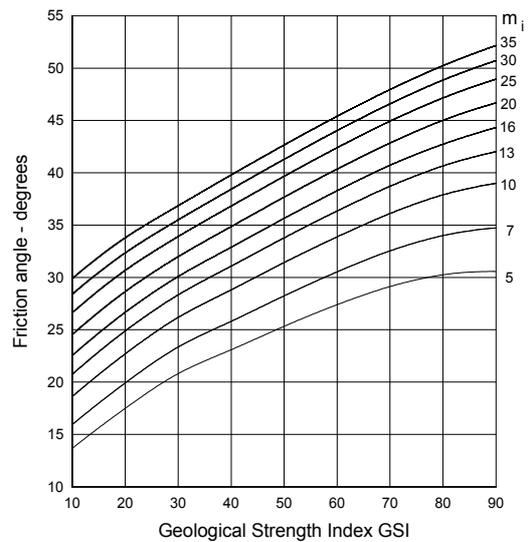


Figura 8 : Angulo de fricción ϕ' para distintos valores del índice GSI y de la constante m_i .

El Apéndice C incluye el cálculo de la tangente de la envolvente de Mohr, definida por la ecuación (2). Se tiene que especificar un esfuerzo normal para calcular esta tangente y, en el caso de la Figura 6, se eligió este esfuerzo de tal manera que el ángulo de fricción ϕ' sea el mismo para la tangente y para la línea definida por $c' = 3,3$ MPa y $\phi' = 30,1^\circ$; determinada por el análisis de regresión lineal descrito anteriormente. La

cohesión definida por la intersección de la tangente con el eje vertical es $c' = 4,1$ MPa, lo que es aproximadamente un 25% más alto que el valor obtenido por el análisis de regresión lineal de los datos del ensayo triaxial simulado.

Al ajustar una tangente a la envolvente curva de Mohr resulta, inevitablemente, un valor mayor para la intersección con el eje vertical que define la cohesión c' . Por lo tanto, se recomienda que este valor sea reducido en alrededor un 25%, a objeto de evitar sobrestimar la resistencia del macizo rocoso.

Existe un tipo de problemas en particular en los cuales se debería tener extremo cuidado en la aplicación del procedimiento recién descrito. En algunos problemas de estabilidad de taludes, el esfuerzo normal efectivo actuante sobre algunas partes de la superficie de deslizamiento puede ser bastante bajo, ciertamente menor que 1 MPa y, como se puede observar en el ejemplo que se muestra en Figura 6, para valores de σ'_n menores a 5 MPa, una envolvente de falla lineal definida por valores constantes de c' y ϕ' , sobrestima la resistencia al corte del macizo rocoso en forma cada vez más significativa a medida que σ'_n se aproxima a cero. En estos casos, sería más prudente usar valores de c' y ϕ' definidos por una tangente a la curva de la resistencia al corte definida para el rango de valores de σ'_n que se tendrán en terreno.

MÓDULO DE DEFORMACIÓN

Serafim & Pereira [18] propusieron una relación entre el módulo de deformación in situ y la clasificación **RMR** de Bieniawski. Esta relación se basa en análisis retrospectivos de las deformaciones observadas en fundaciones de presas, y se ha encontrado que funciona bien para el caso de macizos rocosos competentes o de buena calidad geotécnica. Sin embargo, para muchos macizos rocosos poco competentes o de peor calidad geotécnica parece predecir valores excesivos para el módulo de deformación.

Basándose en observaciones prácticas y en análisis retrospectivos del comportamiento observado en excavaciones en macizos rocosos poco competentes o de mala calidad geotécnica, se propone la siguiente modificación a la ecuación de Serafim & Pereira para aquellos casos donde $\sigma_{ci} < 100$ MPa :

$$E_m \text{ (GPa)} = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)} \quad (14)$$

Debe notarse que en esta ecuación el índice **GSI** ha sustituido al índice **RMR**, y que el módulo E_m se reduce progresivamente a medida que el valor de σ_{ci} decrece por debajo 100 MPa. Esta disminución se apoya en el razonamiento de que la deformación de los macizos rocosos de mejor calidad es controlada por las discontinuidades, mientras que, para macizos rocosos de peor calidad, la deformación de los trozos de la roca intacta contribuye al proceso de deformación total. Basándose en deformaciones observadas, la ecuación (14) parece funcionar razonablemente bien en aquellos casos donde se ha aplicado. Sin embargo, en la medida que se disponga de más información relativa a observaciones de terreno se podría modificar esta relación.

COMPORTAMIENTO POST - FALLA

Cuando se usan modelos numéricos para estudiar la falla progresiva de los macizos rocosos, se necesita una estimación de las características del comportamiento post - peak o post - falla del macizo rocoso. En algunos de estos modelos, el criterio de falla de Hoek-Brown se trata como un criterio de fluencia y el análisis se realiza usando la teoría de la plasticidad (e.g. [19]). No se pueden dar reglas definitivas al respecto, pero en base a la experiencia acumulada después del análisis numéricos de variados problemas prácticos, se sugiere, como "punto de partida", considerar las características del comportamiento post - falla ilustradas en Figura 9.

MACIZOS DE MUY BUENA CALIDAD GEOTÉCNICA Y ROCA DURA.

Para los macizos de roca dura y de muy buena calidad geotécnica, tales como los granitos masivos o las cuarcitas, el análisis del fracturamiento en caras paralelas (spalling) en excavaciones sometidas a altos esfuerzos [12], sugiere que el macizo rocoso se comporta de una manera elástica y frágil, como se muestra en la Figura 9(a). Cuando la resistencia del macizo rocoso es excedida, ocurre una súbita disminución de su resistencia. Esto se asocia con una notable dilatación de los trozos de roca quebrada. Si esta roca quebrada está confinada, por ejemplo por el soporte o fortificación de una excavación subterránea, entonces se puede suponer que se comportará como un enrocado con un ángulo de fricción ϕ' del orden de 38° y una cohesión nula. Las propiedades típicas para este macizo de roca dura de muy buena calidad podrían ser las siguientes :

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	150 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	25
Índice Geológico de Resistencia	GSI	75
Ángulo de Fricción	ϕ'	46°
Cohesión	c'	13 MPa
Resistencia en compresión del macizo rocoso	σ_{cm}	64,8 MPa
Resistencia en tracción del macizo rocoso	σ_{tm}	-0,9 MPa
Módulo de deformación	E_m	42 GPa
Razón de Poisson	ν	0,2
Ángulo de dilatancia	α	$11,5^\circ (\phi'/4)$
Características post – peak :		
Ángulo de fricción	ϕ'_r	38°
Cohesión	c'_r	0 MPa
Módulo de deformación	E_{fm}	10 GPa

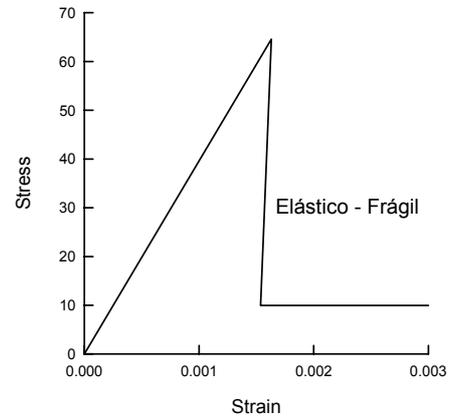
MACIZOS DE REGULAR CALIDAD GEOTÉCNICA.

En el caso de un macizo rocoso de regular calidad geotécnica, es razonable suponer que las características de su comportamiento post-falla pueden ser estimadas reduciendo el valor del índice **GSI**, desde el valor in situ a un valor más bajo, el cual caracteriza al macizo rocoso quebrado.

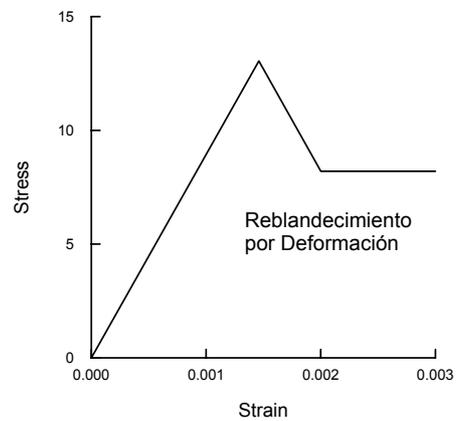
La disminución de la resistencia de este tipo de macizo rocoso, desde el estado in situ a la condición quebrada, corresponde a un comportamiento del tipo reblandecimiento por deformación (strain softening behaviour), el cual se ilustra en Figura 9(b).

En esta figura se ha supuesto que la deformación post-falla ocurre para un nivel de constante de esfuerzos, definido por la resistencia a la compresión del macizo rocoso quebrado; sin embargo, no se conoce la validez de esta suposición.

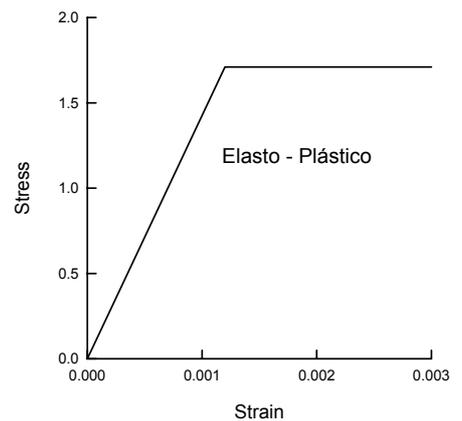
Las propiedades típicas para un macizo rocoso de regular calidad geotécnica podrían ser las siguientes :



(a) Macizo rocoso de muy buena calidad geotécnica



(b) Macizo rocoso de regular calidad geotécnica



(c) Macizo rocoso de mala calidad geotécnica

Figura 9 : Características sugeridas para el comportamiento post-falla de macizos rocosos de distinta calidad geotécnica. Note que las escalas de esfuerzos son diferentes.

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	80 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	12
Índice Geológico de Resistencia	GSI	50
Ángulo de Fricción	ϕ'	33°
Cohesión	c'	3,5 MPa
Resistencia en compresión del macizo rocoso	σ_{cm}	13 MPa
Resistencia en tracción del macizo rocoso	σ_{tm}	-0,15 MPa
Módulo de deformación	E_m	9 GPa
Razón de Poisson	ν	0,25
Ángulo de dilatación	α	4° ($\phi'/8$)
Características post – peak :		
Resistencia en compresión de la roca quebrada	σ_{fcm}	8 MPa
Módulo de deformación	E_{fm}	5 GPa

MACIZOS DE MALA CALIDAD GEOTÉCNICA.

Los análisis efectuados de la falla progresiva de macizos rocosos de muy mala calidad geotécnica que rodeaban túneles, sugiere que las características post-falla de este tipo de macizo rocoso quedan adecuadamente representadas al suponer que el macizo se comporta en forma perfectamente plástica. Esto significa que continúa deformándose bajo un nivel constante de esfuerzos, y que no se asocia ningún cambio de volumen con esta falla progresiva. Este tipo de comportamiento se ilustra en Figura 9(c). Las propiedades típicas para un macizo rocoso de mala calidad geotécnica podrían ser las siguientes :

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	20 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	8
Índice Geológico de Resistencia	GSI	30
Ángulo de Fricción	ϕ'	24°
Cohesión	c'	0,55 MPa
Resistencia en compresión del macizo rocoso	σ_{cm}	1,7 MPa
Resistencia en tracción del macizo rocoso	σ_{tm}	-0,01 MPa
Módulo de deformación	E_m	1,4 GPa
Razón de Poisson	ν	0,3
Ángulo de dilatación	α	0°
Características post – peak :		
Resistencia en compresión de la roca quebrada	σ_{fcm}	1,7 MPa
Módulo de deformación	E_{fm}	1,4 GPa

EJEMPLOS PRÁCTICOS

Macizos Rocosos Débiles pero Masivos

Karzulovic & Díaz [20] describen los resultados de un programa de ensayos triaxiales sobre una brecha cementada conocida como Brecha Braden, de la mina El Teniente en Chile. Para diseñar excavaciones subterráneas en este tipo de macizo rocoso, se intentó clasificarlo según el Sistema **RMR** de Bieniawski. Sin embargo, como se ilustra en Figura 10, este macizo rocoso tiene muy pocas discontinuidades y, por lo tanto, resultó muy difícil asignarle cifras realistas en lo referente al espaciamiento y condición de las discontinuidades. Finalmente, se decidió tratar al macizo rocoso como una roca débil, pero homogénea, equivalente casi a una "roca intacta", y determinar sus propiedades mediante la ejecución de ensayos triaxiales sobre probetas de gran tamaño.



Figura 10 : Brecha Braden de la mina El Teniente en Chile. Esta roca es una brecha cementada que prácticamente no tiene discontinuidades. Se trató en forma similar a un concreto débil y se ejecutaron ensayos sobre probetas de 100 mm de diámetro, las que se muestran en Figura 11.



Figura 11 : Probetas de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura de la Brecha Braden de mina El Teniente en Chile.

Se realizaron una serie de ensayos triaxiales utilizando testigos de 100 mm de diámetro, como los que se muestran en Figura 11. Los resultados de estos ensayos se analizaron por medio del análisis de regresión que se detalla en el Apéndice A. Análisis retrospectivos del comportamiento de las excavaciones subterráneas de esta roca, indican que el valor in situ del índice **GSI** sería de aproximadamente 75. Utilizando la planilla de cálculo que se presenta en el Apéndice C, se obtuvieron los siguientes parámetros :

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	51 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	16,3
Índice Geológico de Resistencia	GSI	75
Constante de Hoek-Brown	s	0,062
Angulo de Fricción	ϕ'	42°
Cohesión	c'	4,32 MPa
Módulo de deformación	E_m	30 GPa

Un procedimiento similar ha sido usado para tratar macizos rocosos con discontinuidades muy dispersas. En un caso, testigos de un sondaje en limolita de 50 mm de diámetro, fueron exitosamente preparadas y ensayadas en un laboratorio ubicado muy cerca de la faena, a objeto de minimizar los efectos del rápido deterioro que sufría este material al ser expuesto a cambios en sus condiciones de humedad.

Macizos Rocosos Competentes y Masivos

El Proyecto de la Central Hidroeléctrica de Río Grande, en Argentina, incluye una gran caverna de máquinas, una cámara de compensación y un túnel de descarga con una longitud de 6 Km. El macizo rocoso que rodea estas excavaciones es un gneiss masivo o muy poco fracturado.

Una muestra típica de los testigos de sondajes en este macizo rocoso se ilustra en Figura 12. La apariencia de las superficies expuestas de esta roca se ilustra en Figura 5, de páginas anteriores, la cual muestra un corte ejecutado para el vertedero de la presa.

El macizo rocoso se puede describir como FRACTURADO EN BLOQUES/MUY BUENO y, de acuerdo a la Tabla 5, el valor del índice **GSI** es del orden de 75. Las características típicas para este macizo rocoso son las siguientes :

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	110 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	17,7
Índice Geológico de Resistencia	GSI	75 (supuesto)
Constante de Hoek-Brown	m_b	7,25
Constante de Hoek-Brown	s	0,062
Constante de Hoek-Brown	a	0,5
Angulo de Fricción	ϕ'	43°
Cohesión	c'	9,4 MPa
Resistencia en compresión	σ_{cm}	43 MPa
Resistencia en tracción	σ_{tm}	-0,94 MPa
Módulo de deformación	E_m	42 GPa

La Figura 13 muestra el frente de avance de la excavación de la parte superior del túnel de descarga, de 8 m de altura y 12 m de luz. La altura final del túnel, de 18 m, se logró al tronar dos bancos de 5 m. La parte superior del frente de avance se excavó con perforación a sección completa y tronadura y, debido a la excelente calidad del macizo rocoso y al estricto control de la calidad de la tronadura, la mayor parte del frente de avance superior no necesitó de ninguna fortificación.

Los detalles de este proyecto se encuentran en el trabajo de Moretto et al. [21]. Hammett & Hoek [22] describen el diseño del sistema de fortificación para la caverna de máquinas, de 25 m de luz, durante la excavación de la cual se identificaron y estabilizaron solo unas pocas cuñas definidas por estructuras.

Macizos Rocosos de Regular Calidad Geotécnica

En Figura 14 se ilustra la caverna de máquinas, parcialmente excavada, del Proyecto Hidroeléctrico Nathpa Jhakri en Himachel Pradesh, India. La roca es un mica-esquistos cuarcífero fracturado, y ha sido intensamente evaluada por el Servicio Geológico de la India, como lo describen Jalote et al. [23]. Se eligió un valor medio de **GSI** igual a 65 para estimar las propiedades que se usaron en el diseño de la fortificación o soporte de la caverna. Una fortificación adicional, instalada según las instrucciones de los ingenieros, se colocó en zonas de roca más débil.

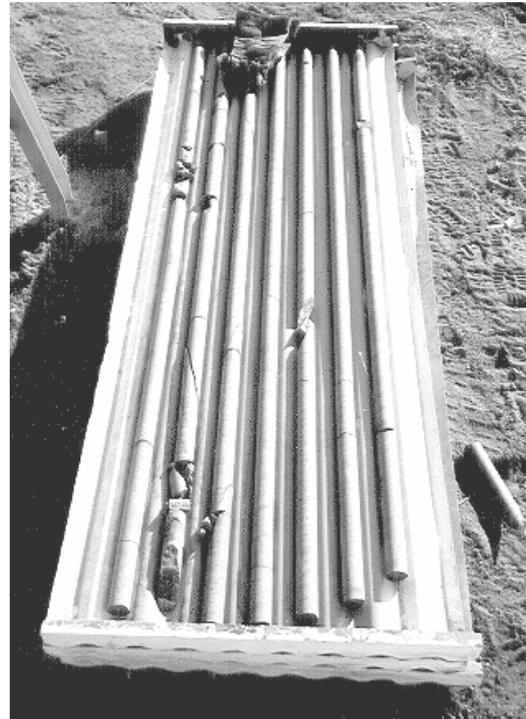


Figura 12 : Testigos de excelente calidad sacados de un macizo rocoso duro y masivo o con muy pocas discontinuidades.

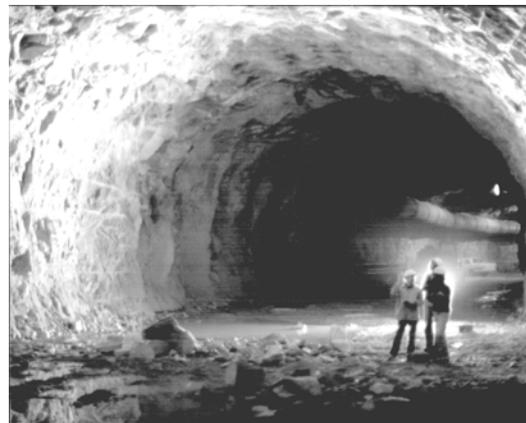


Figura 13 : Excavación de la parte superior del túnel de descarga, de 12 m de luz y 18 m de altura, del Proyecto Hidroeléctrico Río Grande.

Las propiedades supuestas para este macizo rocoso son las siguientes :

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	30 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	15,6
Índice Geológico de Resistencia	GSI	65 (media)
Constante de Hoek-Brown	m_b	4,5
Constante de Hoek-Brown	s	0,02
Constante de Hoek-Brown	a	0,5
Ángulo de Fricción	ϕ'	40°
Cohesión	c'	2,0 MPa
Resistencia en compresión	σ_{cm}	8,2 MPa
Resistencia en tracción	σ_{tm}	-0,14 MPa
Módulo de deformación	E_m	13 GPa

Se desarrollaron análisis esfuerzo-deformación bi y tridimensionales, de las nueve etapas usadas para excavar la caverna, para determinar la extensión de una potencial falla del macizo rocoso y, también, para obtener guías para el diseño del sistema de fortificación o soporte de la caverna. Una vista isométrica de uno de los tres modelos dimensionales analizados se muestra en Figura 15.

La fortificación o soporte para la caverna de máquinas consiste en pernos y una malla metálica reforzada con shotcrete. En el arco de la caverna se colocaron, en forma alternada, pernos de 9,0 y 7,5 m de largo y 32 mm de diámetro, a espaciamentos de 1,0 m x 1,0 m y de 1,5 m x 1,5 m entre centros. También se usaron en forma alternada pernos 9,0 y 7,5 m y de 32 mm de diámetro en la parte superior e inferior de las cajas o paredes laterales de la caverna, y en la parte central de éstas se colocaron en forma alternada pernos de 9 y 11 m de largo y de 32 mm de diámetro, todos espaciados según una grilla de 1,5 m. El shotcrete consiste en dos capas delgadas, de 50 mm, con una intercalación de malla metálica soldada. El soporte proporcionado por el shotcrete no fue incluido en los análisis de diseño, los que sólo consideraron el soporte que proporcionaban los pernos de anclaje.

En el túnel de carga se han encontrado algunas zonas cizalladas del mica-esquisto cuarcífero, y éstas han provocado la ocurrencia de deformaciones importantes y desprendimientos de material, cual el caso ilustrado en Figura 16.



Figura 14 : Caverna de máquinas parcialmente excavada, con una luz de 20 m y 42,5 m de altura, del Proyecto Hidroeléctrico Nathpa Jhakri en Himachel, India. La caverna se ubica a unos 300 m de profundidad.

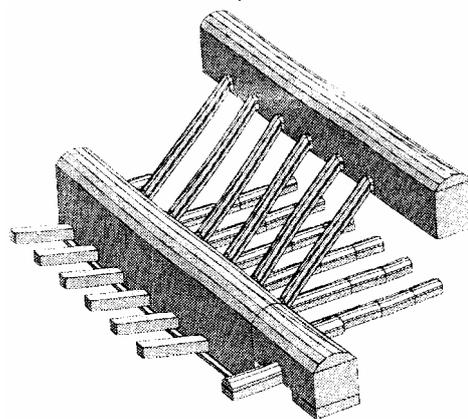


Figura 15 : Vista isométrica de un modelo 3DEC² de la caverna de máquinas y la galería de transformadores del Proyecto Hidroeléctrico Nathpa Jhakri, analizado por el Dr. B. Dasgupta³.

² Disponible en ITASCA Consulting Group Inc., Thresher Square East, 708 South Third Street, Suite 310, Minneapolis, Minnesota 55415, USA. Fax 1 612 371 4717.

³ Inicialmente en el Instituto de Mecánica de Rocas, Kolar Gold Fields, Karnataka; y actualmente en Advanced Technology and Engineering Services, Delhi, India.

Este problema es muy común cuando se construyen túneles en roca dura, donde la secuencia de excavación y el sistema de soporte han sido diseñados para las condiciones de un macizo rocoso "típico". Si no se hacen cambios inmediatos en las condiciones de secuencia de la tronadura y en la fortificación instalada, se pueden originar problemas con el control de la deformación del túnel, al ocurrir un brusco empeoramiento en las condiciones de calidad del macizo rocoso como sería el caso, por ejemplo, al encontrar una zona de falla.

La mejor manera conocida por los autores para anticiparse a este tipo de problemas, es mantener siempre una perforación delante del frente de avance. Lo normal es que un sondaje largo sea perforado por percusión durante un turno de mantenimiento y que la razón de penetración, el retorno del flujo de agua y el barro producido sean observados constantemente durante la perforación. Donde sean detectados problemas significativos por esta perforación, se podría necesitar uno o dos sondajes de diamantina para investigar estos problemas con más detalle. En algunos casos especiales, el uso de un túnel piloto puede ser más efectivo que la perforación para definir exactamente las propiedades del terreno. Además, los túneles pilotos permiten un pre-drenaje y un pre-reforzamiento del macizo rocoso, por delante del desarrollo del perfil de la excavación total.

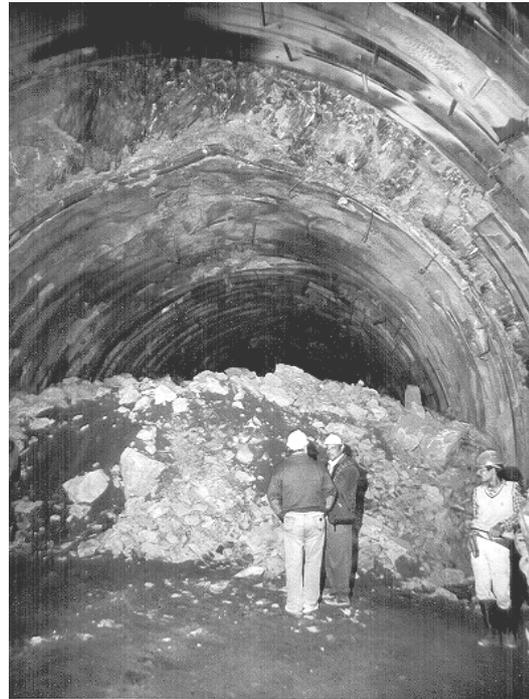


Figura 16 : Deformaciones importantes y desprendimientos ocurridos durante la excavación de la parte superior del túnel de carga del Proyecto Hidroeléctrico Nathpa Jhakri, India.

Macizos Rocosos de Mala Calidad Geotécnica a Poca Profundidad

Kavvas et al. [24] han descrito algunas de los aspectos geotécnicos asociados a la construcción de los 18 Km de túneles, y de las 21 estaciones subterráneas del Metro de Atenas. Estas excavaciones son todas cercanas a la superficie, con profundidades típicas de 15 y 20 m, referidas al coronamiento del túnel. El problema principal es la subsidencia de la superficie más que la falla del macizo rocoso que rodea las excavaciones.

El macizo rocoso se conoce localmente como esquisto ateniense, el cual es un término usado erróneamente para describir una secuencia de sedimentos tipo turbiditas (flysch) del Cretácico Superior, incluyendo areniscas finamente estratificadas, arcillosas y calcáreas, limolitas (grauwaca), pizarras, esquistos y calizas. Durante el Eoceno las formaciones de esquisto ateniense fueron sometidas a plegamientos y empujes intensos. Posteriormente, la ocurrencia de numerosas fallas geológicas causó un notable fracturamiento de tipo extensional y facilitó una intemperización y alteración que afectó extensamente a estos depósitos.

Los valores del índice **GSI**, estimados a partir de la clasificación del **RMR** de 1976 de Bieniawski y, modificados de acuerdo a lo recomendado por Hoek, Kaiser & Bawden [12], varían desde 15 hasta 45. Los valores más altos corresponden a las capas intercaladas de areniscas y calizas, las que se pueden describir como un macizo rocoso FRACTURADO EN BLOQUES/MALO (Tabla 5). El esquisto completamente descompuesto se puede describir como DESINTEGRADO/MUY MALO, y tiene valores del índice **GSI** en el rango de 15 a 20. Las propiedades del macizo rocoso, para el caso del esquisto completamente descompuesto y usando un valor del índice **GSI** igual a 20, son las siguientes :

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	30 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	15,6
Índice Geológico de Resistencia	GSI	65 (media)
Constante de Hoek-Brown	m_b	4,5
Constante de Hoek-Brown	s	0,02
Constante de Hoek-Brown	a	0,5
Ángulo de Fricción	ϕ'	40°
Cohesión	c'	2,0 MPa
Resistencia en compresión	σ_{cm}	8,2 MPa
Resistencia en tracción	σ_{tm}	-0,14 MPa
Módulo de deformación	E_m	13 GPa

Las estaciones Academia, Syntagma, Omonia y Olympion fueron construidas usando el Nuevo Método Austríaco de construcción de túneles (NATM), excavando dos galerías laterales gemelas y dejando un pilar central, como se ilustra en Figura 17. El método, más convencional, con un frente de avance superior y posterior excavación de bancos, que se ilustra en Figura 18, se usó para la excavación de la estación Ambelokipi. Todas estas estaciones tienen 16,5 m de ancho y 12,7 m de alto. La apariencia del macizo rocoso en la excavación de una de las galerías gemelas de la estación Olympion, se ilustra en Figuras 19 y 20.

Análisis numéricos efectuados para los dos métodos de excavación ilustrados en Figuras 17 y 18, indicaban que el método de galerías gemelas resultaba en una zona de falla levemente menor en el sector del coronamiento de la excavación. Sin embargo, los desplazamientos de superficie finales

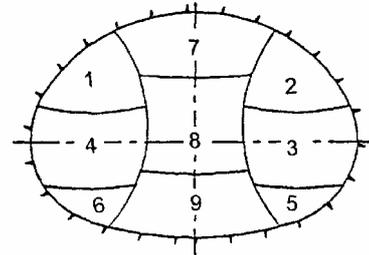


Figura 17 : Excavación de lados gemelos, dejando un pilar central. La fortificación o soporte temporal consiste en 250 a 300 mm de shotcrete reforzado con una doble malla metálica, en la que se incrusta un enrejado de vigas definidas por marcos metálicos HEB 160, espaciados de 0.75 a 1.0 m.

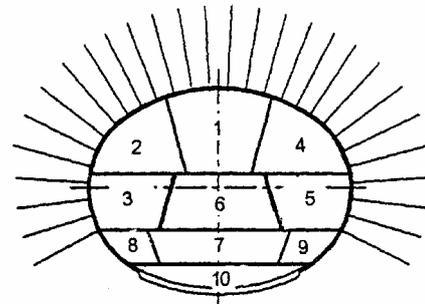


Figura 18 : Excavación con un frente de avance superior y banqueo. La fortificación temporal consiste en una capa de 200 mm de shotcrete, con pernos grouteados, no tensados, de 4 y 6 m de largo y espaciados de 1,0 a 1,5 m.

inducidos por los dos métodos de excavación fueron prácticamente iguales.



Figura 20 : Apariencia del esquisto ateniense, de muy mala calidad geotécnica, en la frente de la galería gemela que se muestra en Figura 19.

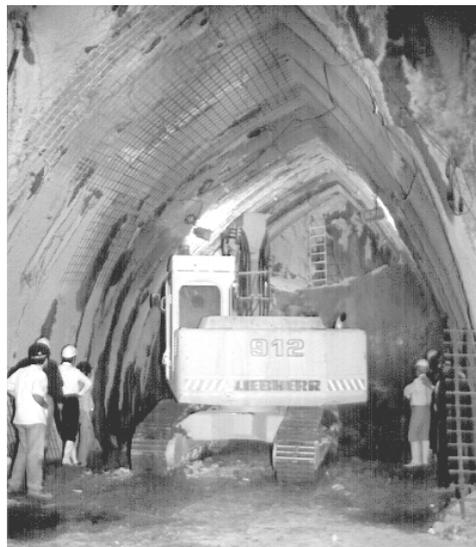


Figura 19 : Galería gemela, Estación Olimpia, Metro de Atenas, que se excavó utilizando el método que muestra en Figura 17. El coronamiento de la estación tenía una sobrecarga de unos 10 m.

Los desplazamientos superficiales verticales máximos sobre la línea central de la estación Omonia llegaron a 51 mm. De estos, 28 mm ocurrieron durante la excavación de las galerías gemelas, 14 mm durante la extracción del pilar central y los 9 mm restantes ocurrieron después del término de la excavación, en forma de un asentamiento dependiente del tiempo. De acuerdo a Kavvas et al. [24], este asentamiento dependiente del tiempo se debe a la disipación de un exceso de presión de poros, generado durante la excavación. Después de finalizada la excavación de la estación Omonia, se llevó a cabo la excavación de las cavidades cercanas al extremo oriental de ésta, lo que añadió de 10 a 12 mm al desplazamiento superficial vertical en este costado de la estación.

Macizos Rocosos de Mala Calidad Geotécnica sometidos a Altos Esfuerzos

El túnel Yacambú - Quibor en Venezuela es considerado uno de los túneles más difíciles del mundo. Este túnel acueducto de 26 Km de largo, que cruza Los Andes, está siendo excavando en areniscas y filitas a profundidades de hasta 1200 m. La filita grafitica es una roca de muy mala calidad geotécnica y ocasiona serios problemas de flujo plástico (squeezing); lo que, si no se tiene un soporte adecuado, puede resultar en el cierre total del túnel. Una máquina tunelera a sección completa fue destruida completamente en 1979, cuando fue atrapada por estas condiciones de flujo plástico (squeezing). En su peor condición, la filita grafitica tiene una resistencia en compresión no confinada del orden de 15 MPa (ver Figura 1), y el valor estimado para el índice **GSI** es del orden de 24. Las propiedades típicas para este tipo de macizo rocoso son las siguientes:

Resistencia de la roca intacta	σ_{ci}	15 MPa
Constante de Hoek-Brown	m_i	10
Índice Geológico de Resistencia	GSI	24
Constante de Hoek-Brown	m_b	0,66
Constante de Hoek-Brown	s	0
Constante de Hoek-Brown	a	0,53
Angulo de Fricción	ϕ'	24°
Cohesión	c'	0,34 MPa
Resistencia del macizo rocoso	σ_{cm}	1 MPa
Módulo de deformación	E_m	0,87 GPa

Se han usado varios métodos de fortificación o soporte en este túnel, pero sólo uno de ellos será considerado aquí. Este fue una sección de prueba para el túnel, a una profundidad de unos 600 m, construida en 1989. La fortificación de esta sección de 5,5 m de luz consistió en un anillo completo de dovelas grouteadas, no tensadas, de 5 m de largo y 32 mm de diámetro, con una capa de 200 mm de shotcrete reforzado con malla metálica. Este sistema de fortificación probó ser muy eficaz, pero luego se descartó a favor de marcos metálicos cedentes (marcos metálicos con conexiones deslizantes), debido a consideraciones relativas al programa de tiempos de construcción.

En Figuras 21 y 22 se muestran ejemplos de los resultados obtenidos de un típico análisis numérico de esta sección de prueba, los que se realizaron usando el programa PHASE2⁴. La Figura 21 muestra la extensión de la zona de falla, con y sin fortificación, mientras que la Figura 22 muestra los desplazamientos del macizo rocoso que rodea el túnel. Debe observarse que los criterios usados para evaluar la eficiencia del sistema de soporte diseñado son : que la zona de falla en el macizo rocoso que rodea el túnel debería quedar dentro de la envolvente de los pernos de anclaje, que los pernos no deberían estar sometidos a esfuerzos cercanos a su resistencia, y que los desplazamientos deberían ser de una magnitud razonable y presentar una distribución uniforme alrededor del túnel. Todos estos objetivos se logran con el sistema de fortificación recién descrito.

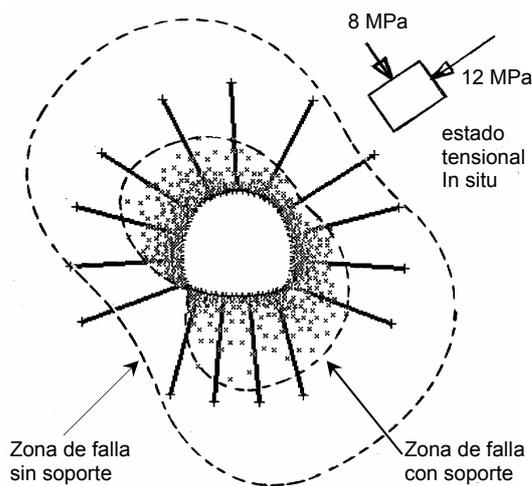


Figura 21 : Resultados de un análisis numérico de la falla del macizo rocoso en la periferia del túnel Yacambú – Quibor, cuando éste se excava en filitas gráficas a una profundidad de unos 600 m.

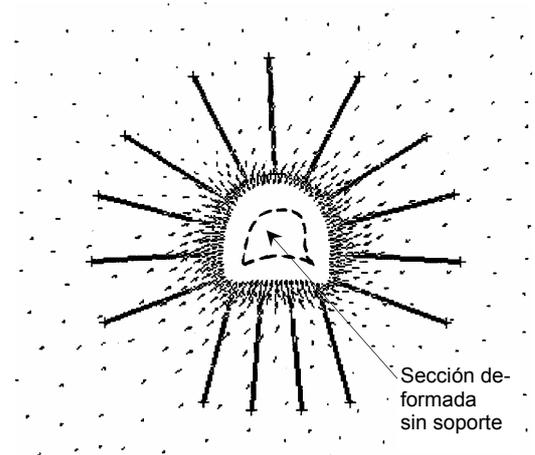


Figura 21 : Desplazamientos del macizo rocoso que rodea al túnel Yacambú – Quibor. El desplazamiento máximo calculado es de 258 mm sin fortificación, y de 106 mm con fortificación.

Consideraciones Relativas a Estabilidad de Taludes

⁴ Disponible en Rock Engineering Group, University of Toronto, 31 Balsam Avenue, Toronto, Ontario, Canada M4E 3B5, Fax : +1 416 698 0908, e-mail : rockeng@civ.utoronto.ca, Internet : www.rockeng.utoronto.ca.

Al tratar los problemas de estabilidad de taludes en macizos rocosos, se debe tener gran cuidado al intentar aplicar el criterio de falla de Hoek-Brown, en particular en el caso de taludes pequeños y empinados. Como se ilustra en Figura 23, aún los macizos rocosos fracturados y que parecen ser adecuados para aplicarles este criterio, pueden sufrir fallas de tipo superficial, estructuralmente controladas, bajo las condiciones de muy bajo esfuerzo existentes en dichos taludes.

Como regla general, cuando se diseñen taludes en roca, el planteamiento inicial debería ser siempre buscar las potenciales fallas controladas por condiciones estructurales adversas. Estas pueden tomar la forma de deslizamientos planos sobre estructuras que mantengan hacia el talud, deslizamientos de cuñas definidas por intersecciones de estructuras, problemas de volcamiento (toppling) asociados a estructuras que mantengan hacia "cerro adentro", o inestabilidades complejas que involucran todos estos procesos. Sólo cuando se ha eliminado el potencial de ocurrencia de inestabilidades con control estructural se debería tratar al macizo rocoso como un material isotrópico, como lo requiere el criterio de falla de Hoek-Brown (ver Figura 4).



Figura 23 : Falla controlada estructuralmente en la cara de un banco empinado, en un macizo rocoso fuertemente fracturado.

La Figura 24 muestra un caso en que la base del deslizamiento que afecta a un talud está definida por una falla geológica que mantiene hacia el talud, aunque no aflora al pie de éste. Por otra parte, la mala calidad del macizo rocoso posibilita la ocurrencia de una ruptura de tipo circular al pie del talud, que permite que se produzca el deslizamiento complejo que se ilustra. Se realizó un análisis del problema asignando propiedades al macizo rocoso que hubiesen sido determinadas por la aplicación del criterio de Hoek & Brown. La búsqueda de la superficie crítica de deslizamiento se efectuó utilizando el programa XSTABL⁵, el cual permite que sean analizadas superficies de deslizamiento complejas e incluye facilidades para el ingreso de criterios no lineales de falla, como el definido en la ecuación 2.

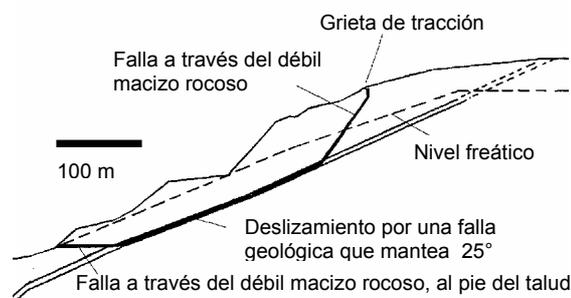


Figura 24 : Inestabilidad compleja en un talud; la cual queda controlada, en parte, por una falla geológica que mantiene hacia el talud y también por zonas de ruptura sin control estructural, a través del macizo rocoso que suprayace a la falla y presenta una mala calidad geotécnica.

Sancio [25] y Sönmez et al. [26] presentan interesantes discusiones respecto a los métodos de análisis retrospectivos de fallas de taludes en macizos rocosos fracturados, cuyas propiedades se pueden describir en los términos del criterio de falla de Hoek-Brown. El análisis numéricos de procesos de falla complejos en taludes de minas a rajo abierto de gran tamaño es descrito por Board et al. [27].

⁵ Disponible en Interactive Software Designs Inc., 953 N. Cleveland Street, Moscow, Idaho, USA 83843, Fax +1 208 885 6608.

AGRADECIMIENTOS

Muchas personas han participado en el desarrollo de las ideas que se presentan en este artículo, pero es imposible nombrarlas a todas en forma individual. Sin embargo, se destaca la contribución de las personas que se nombran a continuación, y a las cuales los autores les expresan su sincero agradecimiento por su ayuda y estímulo durante los últimos veinte años: Dr. John Bray, un ex colega del Imperial College en Londres, el Sr. David Wood, el Sr. Peter Stacey, el Sr. Graham Rawlings y el Dr. Trevor Carter en Canadá, el Dr. John Read y el Dr. Terry Medhurst en Australia, el Profesor Z.T. Bieniawski en Estados Unidos, el Dr. Antonio Karzulovic en Chile, el Profesor Paul Marinos y el Dr. Michael Kavvadas en Grecia, el Dr. Walter Steiner en Suiza, los Profesores Rodolfo Sancio y Daniel Salcedo en Venezuela, el Sr. P.M. Jalote, el Sr. Vinai Kumar y el Dr. B. Dasgupta en India.

Los autores también desean agradecer el permiso concedido para publicar detalles de proyectos que actualmente están siendo desarrollados por las siguientes organizaciones : The Nathpa Jhakri Power Corporation Ltd., en India; Attico Metro, en Grecia; y Sistema Hidráulico Yacambú Quibor C.A., en Venezuela.

REFERENCIAS

- 1.- Hoek E. & Brown E.T. (1980) : **UNDERGROUND EXCAVATIONS IN ROCK**, p. 527, Instn. Min. Metall., London.
- 2.- Broch E. (1974) : *The influence of water on some rock properties*, **Proc. 3rd ISRM Congress**, Denver, 74(2), Part A, 33-38.
- 3.- Terzaghi K. (1923) : *Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tonen aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen*, Sber. Akad. Wiss. Wien. **132**(105), 125-138.
- 4.- Lade P. V. & de Boer R. (1997) : *The concept of effective stress for soil, concrete and rock*, **Geotechnique**, **47**(1), 61-78.
- 5.- Brace W. F. & Martin R. J. (1968) : *A test of the law of effective stress for crystalline rocks of low porosity*, **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **5**(5), 415-426.
- 6.- Brown E. T. (Ed). (1981) : **ROCK CHARACTERIZATION, TESTING AND MONITORING - ISRM SUGGESTED METHODS**, 171-183, Pergamon, Oxford.
- 7.- Martin C. D. & Chandler N. A. (1994) : *The progressive failure of Lac du Bonnet granite*, **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **30**(7), 643-659.
- 8.- Salcedo D. A. (1983) : *Macizos Rocosos: Caracterización, Resistencia al Corte y Mecanismos de Rotura*, **Conferencia 25^{avo} Aniversario Soc. Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones**, Caracas, 143-172.
- 9.- Medhurst T. P., Brown E. T. & Trueman R. (1995) : *Experimental studies of the effects of scale on the strength of coal*, **Proc. 8th ISRM Congress**, Tokyo, **1**, 347-351, A. A. Balkema.
- 10.- Medhurst T. P. & Brown E. T. (1996) : *Large scale laboratory testing of coal*, **Proc. 7th ANZ Conf. Geomech.**, (Ed. por Jaksa M.B., Kaggwa W.S. & Cameron D.A.), 203-208, Canberra, IE Australia.
- 11.- Hoek E. (1994) : *Strength of rock and rock masses*, **ISRM News Journal**, **2**(2), 4-16.
- 12.- Hoek E., Kaiser P.K. & Bawden W.F. (1995) : **SUPPORT OF UNDERGROUND EXCAVATIONS IN HARD ROCK**, p. 215, Balkema, Rotterdam.
- 13.- Terzaghi K. (1946) : *Rock defects and loads on tunnel supports*, en **ROCK TUNNELING WITH STEEL SUPPORTS**, (Ed. por Proctor R. V. & White T. L.), 17-99, Commercial Shearing and Stamping Company, Youngstown, Ohio.
- 14.- Hoek E., Wood D. & Shah S. (1992) : *A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses*, **Proc. ISRM Rock Characterization Symp. : Eurock '92**, (Ed. por Hudson J. A.), 209-214, Brit. Geotech. Soc., London.
- 15.- Bieniawski Z.T. (1976) : *Rock mass classification in rock engineering*, en **EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING** (Ed. por Bieniawski Z.T.), **1**, 97-106, Balkema.
- 16.- Bieniawski Z.T. (1989) : **ENGINEERING ROCK MASS CLASSIFICATIONS**, p. 251, Wiley, New York.
- 17.- Hoek E. (1983) : *Strength of jointed rock masses*, 1983 Rankine Lecture, **Geotechnique**, **33**(3), 187-223.
- 18.- Serafim J. & Pereira J. P. (1983) : *Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski*, **Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction**, Lisboa, **1**(II), 33-44.
- 19.- Pan X.D. & Hudson J.A. (1988) : *A simplified three-dimensional Hoek-Brown yield criterion*, en **Rock Mechanics and Power Plants**, **Proc. ISRM Symp.** (ed. por M. Romana), 95-103, A. A. Balkema, Rotterdam.

- 20.- Karzulovic A. & Díaz, A. (1994) : *Evaluación de las Propiedades Geomecánicas de la Brecha Braden en Mina El Teniente*, **Proc. IV Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas**, Santiago, **1**, 39-47.
- 21.- Moretto O., Sarra Pistone R.E. & Del Rio J. C. (1993) : *A case history in Argentina - Rock Mechanics for underground works in the Pumping Storage Development of Rio Grande N° 1*, en **COMPREHENSIVE ROCK ENGINEERING**, (ed. por J. A. Hudson), **5**, 159-192, Pergamon, Oxford.
- 22.- Hammett R.D. & Hoek E. (1981) : *Design of large underground caverns for hydroelectric projects with particular reference to structurally controlled failure mechanisms*, en **RECENT DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING FOR HYDRO PROJECTS** (ed. por F. H. Kulhawy), 192-206, ASCE, New York.
- 23.- Jalote P.M., Kumar A. & Kumar V. (1996) : *Geotechniques applied in the design of the machine hall cavern, Nathpa Jhakri Hydel Project, N.W. Himalaya, India*, **J. Engng. Geol.** (India), **XXV**(1-4), 181-192.
- 24.- Kavvadas M., Hewison L. R., Lastaratos P. G., Seferoglou C. & Michalis I. (1996) : *Experience in the construction of the Athens Metro*, **Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground** (ed. por R. J. Mair & R. N. Taylor), 277-282, City University, London.
- 25.- Sancio R. T. (1981) : *The use of back-calculations to obtain shear and tensile strength of weathered rock*, **Proc. Int. Symp. Weak Rock**, Tokyo, **2**, 647-652.
- 26.- Sönmez H., Ulusay R. & Gökçeoglu, C. (1997) : *Practical procedure for the back analysis of slope failures in closely jointed rock masses*, submitted to **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**
- 27.- Board M., Chacon E., Varona P. & Lorig L. (1996) : *Comparative analysis of toppling behaviour at Chuquicamata open pit mine, Chile*, **Trans. Instn Min. Metall.**, **105**, A11-21.
- 28.- Balmer G. (1952) : *A general analytical solution for Mohr's envelope*, **Am. Soc. Test. Mat.**, **52**, 1260-1271.
- 29.- Hoek E. & Brown E. T. (1988) : *The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update* , en **Rock Engineering for Underground Excavations**, **Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.** (ed. por J. C. Curran), 31-38, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
- 30.- Hoek E. & Franklin J. A. (1968) : *A simple triaxial cell for field and laboratory testing of rock*, **Trans. Instn Min. Metall.**, **77**, A22-26.