



CAPÍTULO 4. INTEGRACIÓN GEOTÉCNICA Y DISEÑO PRELIMINAR



DIRECCIÓN GENERAL DE
SERVICIOS TÉCNICOS

CAPÍTULO 4. INTEGRACIÓN GEOTÉCNICA Y DISEÑO PRELIMINAR



Roca caliza. Carretera México-Tuxpan, 2010. Consultec Ingenieros Asociados, S.C.

4.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describen detalladamente las bases teóricas utilizadas en la integración geotécnica de un proyecto de túnel de carretera. Se describen los criterios para la caracterización de los materiales geotécnicos y para la estimación de parámetros físicos y mecánicos propuestos por varios autores, así como los pasos a seguir para la generación de modelos geomecánicos útiles en el análisis del comportamiento de las excavaciones y los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento.

La integración geotécnica para una obra subterránea debe tener en cuenta los resultados obtenidos de los levantamientos topográficos, los estudios geológicos, geofísicos, los sondeos de exploración, las caracterizaciones geotécnicas de campo y los resultados de ensayos realizados tanto *in situ* como en laboratorio; toda esta información, adecuadamente procesada (integrada), deberá contribuir a un prediseño óptimo de la excavación y de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento del terreno que alojará al túnel.

4.2. CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA MATRIZ EN FUNCIÓN DE SU RESISTENCIA

4.2.1. Ensayos de laboratorio para rocas

Con objeto de determinar adecuadamente los parámetros de deformabilidad (E_i y ν_i) y de resistencia (ϕ_p , c_p , σ_c^i , σ_p , m_p) de la roca matriz (o roca intacta), así como sus posibles rangos de variación, es necesario realizar pruebas de resistencia a la compresión uniaxial, ensayos triaxiales y pruebas de tensión indirecta. Conocer el aproximado criterio de resistencia de la roca matriz y su ley esfuerzo-deformación representativa resulta fundamental en el proceso de integración geotécnica, debido a que éstas constituyen la base teórica del comportamiento constitutivo, que más tarde, es extrapolada a la totalidad del macizo rocoso.

Los ensayos convencionales suelen realizarse en una prensa a carga controlada cuya capacidad dependerá del tipo de prueba. Para pruebas de compresión simple y brasileñas, comúnmente basta con una prensa pequeña de unas 25 toneladas de capacidad (Figura 4.1). Para realizar el ensayo de compresión simple deben seguirse las recomendaciones y métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas o la ASTM.

Para pruebas triaxiales suele ser necesario un equipo más potente, con capacidades de hasta 300 toneladas y una célula triaxial especial para rocas con equipo hidráulico de hasta 70 MPa de confinamiento (Figura 4.2).



Figura 4.1. Prueba de compresión uniaxial con medición de deformación en equipo simple de 50 ton.

Si las probetas no son del diámetro estándar de 50 mm, los resultados de los ensayos deben ser corregidos mediante un factor de reducción, como el propuesto por Hoek (1980), ecuación (4.1).

$$F.R. = \frac{1}{(50/D)^{0.18}} \quad (4.1)$$

donde $F.R.$ es el Factor de reducción de la resistencia y D el diámetro de la probeta en mm.

Un ensayo triaxial debe realizarse para al menos tres presiones de confinamiento distintas, que pueden variar (dependiendo el tipo de roca) entre $\sigma_3 = 5.0$ hasta $\sigma_3 = 30$ (MPa) o más, aumentando la presión axial σ_1 hasta la falla.



Figura 4.2. Equipo para ensayos triaxiales con prensa Amsler y célula triaxial tipo Hoek. Laboratorio de la Comisión Federal de Electricidad, México.

Las pruebas brasileñas deben realizarse con apego a las especificaciones ASTM D3967-95a o ISRM-600-1978 en muestras cilíndricas con relaciones de esbeltez que dependen de la norma. Se aplica una carga repartida a lo largo del costado de la muestra (Figura 4.3) con una velocidad promedio de 13 kg/cm²/mín. El esfuerzo a la tensión se calcula mediante la expresión (4.2).

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (4.2)$$

donde: P es la máxima carga aplicada a la muestra; D el diámetro del espécimen y L es la longitud.

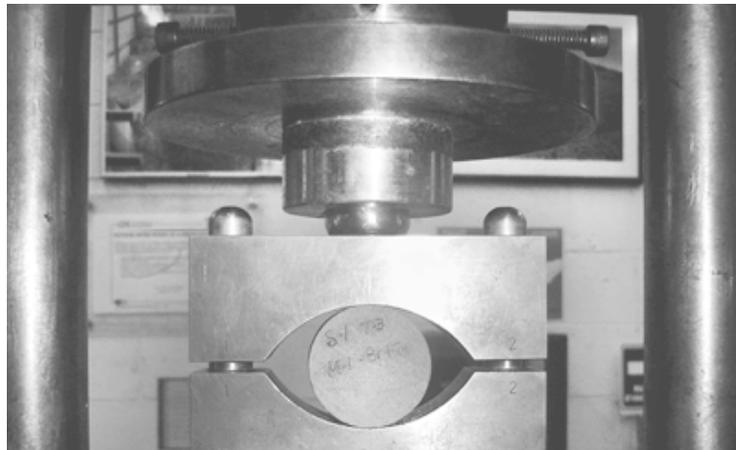


Figura 4.3. Prueba brasileña.

Durante el proceso de selección de las muestras para los distintos ensayos, debe procurarse, en la medida de lo posible, escoger núcleos que sean lo más homogéneos posible, a modo que su resistencia no esté regida por factores predefinidos.

Para lograr tal objetivo, además, previo al ensayo de las probetas, debe efectuarse una descripción minuciosa, muestra por muestra, definiendo aspectos tales como calidad aparente, textura, existencia de grietas, fisuras, poros, etcétera, pero sobre todo detectando la presencia de algún posible plano potencial de rotura, el cual, en caso de existir, deberá ser marcado para su posterior verificación una vez fallada la probeta. También resulta conveniente elaborar tablas con la descripción detallada de cada probeta, así como sus fotografías antes y después del ensayo (Figura 4.4).



Figura 4.4. Ejemplos de probetas sanas o sin defectos litológicos, antes y después de ser ensayadas.

En un tramo de escasos cientos de metros es posible cortar múltiples unidades en las que las condiciones geotécnicas, dadas, por ejemplo, por la litología, el fracturamiento y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, cambien radicalmente.

En el estudio del comportamiento de la roca matriz es muy importante determinar los rangos de posible variación de los parámetros de resistencia y deformabilidad de las distintas unidades litológicas. Aunque las probetas provengan de una misma unidad, éstas pueden sub-clasificarse de acuerdo con su composición química y mineralógica, así como de distintos grados de densidad, dureza, resistencia, porosidad, alteración, etcétera.

Aun cuando, para evitar al máximo la dispersión de resultados, se procure que las muestras seleccionadas sean lo más homogéneas posible, hay detalles que no pueden controlarse a simple vista, como por ejemplo, una mayor porosidad, un microfisuramiento más abierto, un cierto grado de alteración en el interior de la muestra u otros defectos que quedan ocultos.

Las litologías que presenten una mayor dispersión deben ser subdivididas a su vez en grupos de probetas de resistencia mayor y grupos de resistencia menor. Una vez rotas, las probetas que muestren una resistencia menor, si se inspeccionan detalladamente, en muchos casos permiten determinar si la causa de la rotura fue ajena a la naturaleza intacta de la roca o si se produjo por alguno de los defectos anteriormente mencionados. Por lo anterior, debe considerarse *roca intacta*, únicamente el grupo de probetas sanas y de resistencia mayor, mientras que el grupo de resistencia menor será considerado como roca matriz, pero defectuosa (Figura 4.5) y por lo tanto con el conjunto de propiedades resistentes más bajo.



Figura 4.5. Ejemplos de probetas heterogeneas o con defectos litológicos, antes y después de los ensayos.

Por otro lado, cuando se trabaja con varios proyectos en una misma región, los estudios de resistencias pueden hacerse por litologías similares y no por obras individuales. Esto permite tener poblaciones más grandes con fines estadísticos.

4.2.2. Tipos de comportamiento

La roca matriz puede exhibir distintos tipos de comportamiento, dependiendo de su origen, composición, resistencia, etcétera, pero también de acuerdo a los niveles de confinamiento a los que está sujeta. Por lo general, los tipos de comportamiento se definen en función de la fragilidad o ductilidad que presentan las probetas. Y también por lo general, las rocas duras y cristalinas tienden a ser más frágiles, mientras que las blandas y débiles muestran una respuesta más plástica o dúctil ante los procesos de carga-deformación (Figura 4.6).

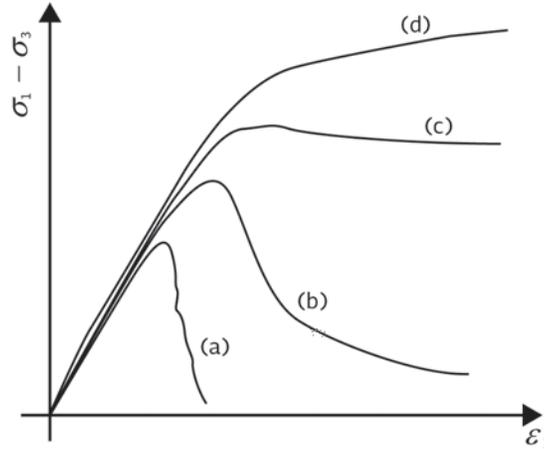


Figura 4.6. Esquema de los distintos tipos de comportamiento esfuerzo-deformación: a) Falla frágil; b) flujo inestable; c) plasticidad perfecta; d) flujo estable.

Sin embargo, en casi todas las rocas comúnmente presentes en los túneles de montaña, las probetas muestran un comportamiento que puede esquematizarse mediante la Figura 4.7.

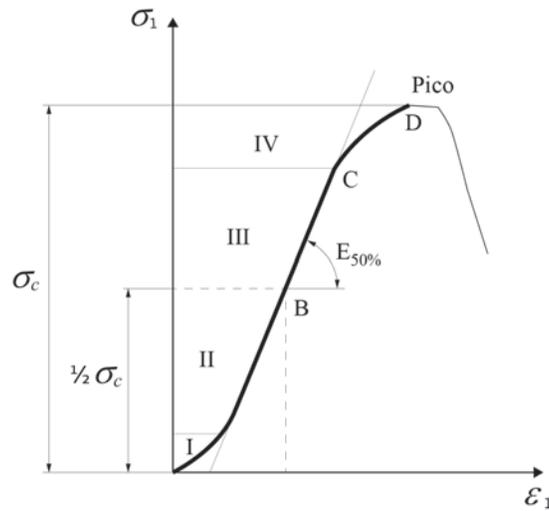


Figura 4.7. Esquema del comportamiento quasi frágil.

La curva esfuerzo-deformación hasta el pico puede ser dividida en cuatro regiones: I, II, III y IV. La región I, también llamada zona de cierre de fisuras, tiene la característica de no ser lineal, con una ganancia de rigidez hasta un determinado punto en que las microfisuras y los pequeños poros inherentes a la naturaleza del material han terminado de cerrarse. En la zona II o zona elástica-lineal, el material tiene un comportamiento de “roca virgen”; el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson están relacionados directamente con las deformaciones en términos de la Ley de Hooke y no suele haber propagación de fisuras. En la zona III o zona de propagación estable, comienza el microfisuramiento; la propagación de fisuras es función de σ_1 y $k = \sigma_3 / \sigma_1$ y el hecho de remover σ_1 detiene el proceso de propagación; aproximadamente a partir del punto B, el material comienza a

perder linealidad. Finalmente, en la zona IV o zona de fracturamiento inestable, la propagación se vuelve independiente de σ_1 y aun si se retira, las fisuras pueden continuar propagándose debido a la energía potencial almacenada dentro del espécimen.

A partir del minucioso estudio de la roca matriz y del macizo en su conjunto pueden determinarse dos tipos básicos de comportamiento: el primero para la roca de mejor calidad, en la que se asume una relación esfuerzo-deformación cercana a lo frágil o *quasi-frágil*; suele tratarse de roca en la que la rotura del material se produce de forma súbita sin que se desarrollen deformaciones importantes; el segundo tipo de comportamiento, atribuido a la roca de peor calidad, se supone más plástico que frágil, es decir, un material en el que se permite el desarrollo de deformaciones plásticas mayores y un proceso de endurecimiento más prolongado previo a la rotura del material.

Como se tratará más adelante, comprender este tipo de comportamiento resulta fundamental en la definición de los procesos de rotura en el entorno del túnel, los cuales son la base de la determinación de los parámetros de resistencia con fines de modelación numérica y cálculo.

4.2.3. Sistemas de clasificación ingenieril para la roca matriz

La clasificación ingenieril de la roca intacta se basa en las propiedades de resistencia y/o la deformabilidad. En la Tabla 4.1 presenta el sistema de clasificación la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) del año 1981.

Por su parte, Deere y Miller (1966), basándose en medidas de resistencia y deformabilidad, establecieron un sistema de clasificación. La clasificación de Deere y Miller utiliza dos parámetros: la resistencia última a la compresión simple (A, B ,...,E) y la relación de deformabilidad, que es el cociente del módulo de elasticidad (tangente al 50% de la resistencia) y la resistencia a la compresión simple (H para alta; M para media y L para baja) (Figura 4.8).

Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S_1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0.025
S_2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	1.025 - 0.05
S_3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0.05 - 0.1
S_4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0.1 - 0.25
S_5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0.25 - 0.5
S_6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	> 0.5
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0.25 - 1.0
R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1.0 - 5.0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5.0 - 25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25 - 50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillos para fracturarla.	50 - 100
R_5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100 - 250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

Tabla 4.1. Clasificación ISRM (1981).

4.2.4. Integración de resultados del estudio de resistencia de la roca matriz

Una vez re-clasificadas las muestras, habiendo reducido, en la medida de lo posible, la dispersión de resultados y habiendo definido la población de probetas realmente intactas, se procede a obtener los parámetros de resistencia a partir de técnicas de regresión no lineal, en particular mediante métodos como el de Levenberg-Marquardt, el método Simplex o la regresión lineal. Los criterios de rotura sugeridos en este capítulo para determinar la resistencia de la roca matriz son el de Hoek & Brown (1983) y el de Mohr-Coulomb.

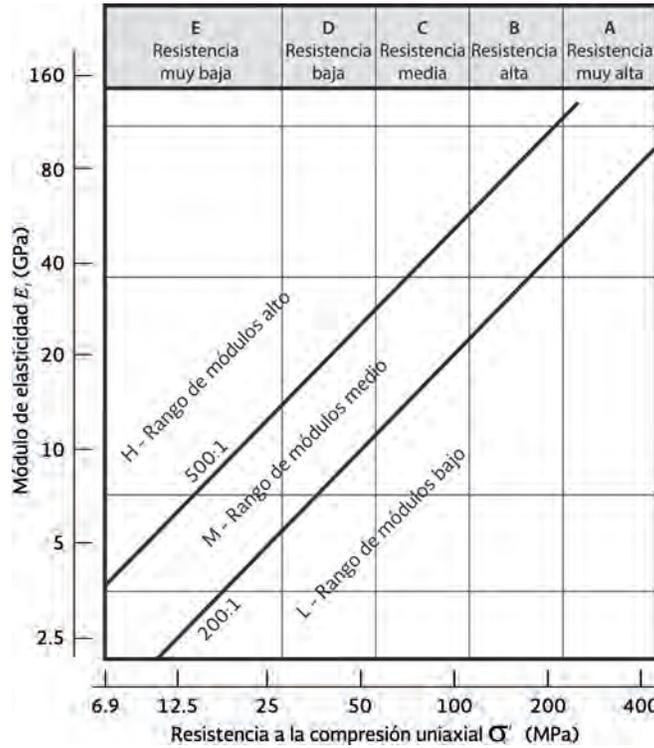


Figura 4.8. Clasificación de Deere y Miller (1966).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c^i \sqrt{\frac{m_i \sigma_3}{\sigma_c^i} + 1} \quad \text{Criterio de Hoek \& Brown} \quad (4.3)$$

$$\sigma_1 = \frac{(2c \cos \phi)}{(1 - \sin \phi)} + \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \sigma_3 \quad \text{Criterio de Mohr-Coulomb} \quad (4.4)$$

El criterio de Hoek & Brown es no-lineal (parabólico) y toma en cuenta el efecto del confinamiento en la resistencia friccionante. Por su parte el de Mohr-Coulomb no toma en cuenta estos efectos y se considera válido sólo si se limita a un cierto rango de esfuerzos de confinamiento.

4.3. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Actualmente, las clasificaciones geomecánicas son una herramienta de uso generalizado en el proyecto y construcción de túneles y, gracias a ellas, es posible obtener un mejor conocimiento, interpretación y aplicación de los datos geológicos y geotécnicos. Asimismo, dichas clasificaciones son criterios muy útiles que coadyuvan a la representación del comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, ya que permiten realizar una primera aproximación de los parámetros mecánicos de diseño, así como de los posibles sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento adecuados para el túnel.

Las clasificaciones geomecánicas modernas más difundidas en la ingeniería de túneles son las conocidas como *Rock Mass Rating* o sistema *RMR* de Z.T. Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1984, 1989), la clasificación del Instituto Geotécnico Noruego, o sistema *Q*, desarrollado por Barton, Lien y Lunde (1974) y el *Geological Strength Index (GSI)* desarrollado por Hoek (1985). Las primeras dos clasificaciones se basan en los datos de recuperación de núcleos (*RQD*, Deere, 1966), número de familias de discontinuidades, rugosidad y estado general de las juntas, presencia de agua y adicionalmente pueden considerar la resistencia de la roca matriz, la orientación de las discontinuidades respecto a la excavación y el tipo de obra de que se trate. A continuación se describe brevemente cada uno de los sistemas. Para una descripción más detallada de estos sistemas el lector puede referirse a múltiples publicaciones de mecánica de rocas.

4.3.1. *RQD* (Deere, 1966)

El índice *RQD* (*Rock Quality Designation*) establece la calidad de la roca de manera cuantitativa, directamente a partir de los núcleos extraídos de los sondeos mecánicos, a través de la correlación con la frecuencia de las discontinuidades en un afloramiento o frente de roca o mediante correlaciones con velocidades de onda sísmica v_p . Se define como la relación (en porciento) de la longitud total de núcleos sanos de 10 cm, o más de longitud en un tramo de 1.0 m de sondeo.

Para la determinación del *RQD*, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas recomienda que los tamaños de los núcleos extraídos sean al menos NX (54.7 mm) y obtenidos con barril de doble tubo y broca de diamante. Las fracturas artificiales (producidas por la barrenación) deben ser ignoradas.

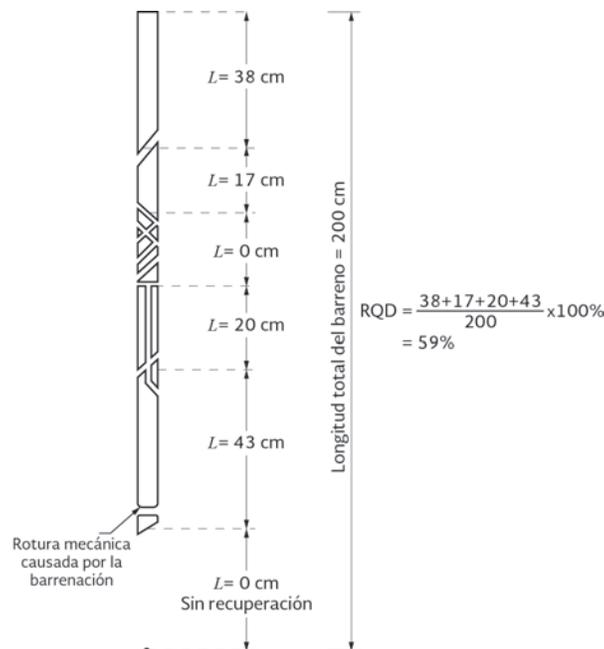


Figura 4.9. Procedimiento para la medición del *RQD* (Deere, 1966).

4.3.2. Clasificación *RMR* (Bieniawski, 1989)

La clasificación *RMR* ha sido desarrollada por Bieniawski entre los años 1972 a 1989 y está basada en mediciones de campo de más de 300 casos de túneles, cavernas y cimentaciones en el mundo. Esta clasificación toma en cuenta seis parámetros básicos que son:

- 1) Resistencia de la roca inalterada (usando la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de Deere y Miller).
- 2) Estado de las fisuras (abertura, continuidad, rugosidad, estado de las paredes, relleno en fisuras).
- 3) Espaciamiento de las fisuras.

- 4) El *R.Q.D.* (índice de la calidad de la roca, Deere).
- 5) Las condiciones del agua subterránea.
- 6) La orientación de las discontinuidades respecto a la excavación

Cada uno de estos parámetros tiene un valor numérico que se suma o resta definiendo cinco categorías de calidad de roca, de acuerdo con la Tabla 4.2.

RMR	CLASE	CALIDAD
100 a 81	I	Muy buena
80 a 61	II	Buena
60 a 41	III	Mediana
40 a 21	IV	Mala
< 20	V	Muy mala

Tabla 4.2. Escala de calidades de la Clasificación *RMR*₈₉.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10 - 25 litros/min	25 - 125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables			
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			

Tabla 4.3. Parámetros de la clasificación RMR (Bieniawski, 1989).

En la Tabla 4.3 se muestra la clasificación completa de Bieniawski, según la versión de 1989. En ella se incluyen las puntuaciones para cada rubro, el detalle de los parámetros que definen el estado de las diaclasas, así como la corrección por orientación de discontinuidades y los diferentes tipos de obra a los que es aplicable esta clasificación.

4.3.3. Sistema *NGI* (*Q*)

El índice de calidad “*NGI*” o sistema *Q* de Barton (1974), está basado en la evaluación de seis parámetros, cuyos rangos de valores están definidos de acuerdo a sus características y expresados matemáticamente de la siguiente manera:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \tag{4.5}$$

donde:

Q = Índice de calidad del macizo

RQD = Índice de calidad de la roca

J_n = Número de sistemas de juntas

J_r = Número de la rugosidad de las fisuras

J_a = Número de la alteración de las fisuras

J_w = Factor de reducción por la presencia de agua en las juntas

SRF = Factor de reducción por esfuerzos

En la Tabla 4.4 se presenta las escalas de calidad geotécnica para esta clasificación.

<i>Q</i>	CALIDAD
400-1,000	Excepcionalmente buena
100-400	Extremadamente buena
40-100	Muy buena
10-40	Buena
4-10	Regular
1-4	Mala
0.1-1	Muy mala
0.01-0.1	Extremadamente mala
0.-0.01	Excepcionalmente mala

Tabla 4.4. Escala de calidades de la clasificación *Q*.

4.3.4. Geological strength index, *GSI* (Hoek, 1985)

La presencia de estructuras en la masa rocosa (fracturas, fallas, estratos) requiere necesariamente del establecimiento de consideraciones respecto a la influencia combinada de los bloques individuales de roca y las discontinuidades en la respuesta de un macizo ante una excavación. Sin embargo, la mayoría de los ensayos que se realizan durante una campaña de caracterización involucran únicamente especímenes de roca intacta y rara vez los presupuestos o la trascendencia de las obras justifican la implementación de pruebas *in situ*. Lo anterior ha contribuido al desarrollo de los sistemas de clasificación empírica que se describen en este apartado y que son el vínculo entre lo que puede observarse y medirse en un macizo y sus propiedades mecánicas. Entre estos métodos de clasificación, el índice *GSI* (junto con el criterio de rotura de Hoek y Brown) se ha convertido en uno de los estándares típicos de la industria de túneles para la estimación de los parámetros de cálculo geotécnico.

En un principio, los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown se derivaban a partir del índice *RMR* de Bieniawski. Sin embargo, la experiencia demostró que existían rangos de calidad del *RMR* para los cuales la aplicabilidad del criterio de rotura se veía muy limitada. Lo anterior motivó a Hoek a desarrollar el *GSI* como una caracterización basada más en observaciones geológicas

fundamentales que propiamente “en números” (Hoek, 1985). A partir de la versión 2002 del criterio de rotura de Hoek y Brown, la cual incluye una revisión muy profunda de la correspondencia entre parámetros e índices de calidad, existe una amplia colección de correlaciones que permiten aproximar las constantes de cálculo a partir de bases más sólidas, aunque lo anterior no signifique que el criterio del ingeniero no continúa siendo el que juega el papel más relevante.

Los detalles de este índice de calidad son ampliamente descritos en los libros y artículos de Hoek. En la Figura 4.10 se muestra la tabla (Hoek, 1995) para obtener el índice *GSI* basado en descripciones geológicas.

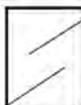
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, GSI, PARA ROCAS FRACTURADAS (Hoek y Marinos, 2000) A partir de la litología, la estructura y las condiciones de las discontinuidades, estimar el valor promedio del GSI. No intentar ser demasiado precisos, establecer un rango entre 33 y 37 es más realista que $GSI = 35$. Nótese que la tabla no tiene en cuenta las fallas estructuralmente controladas. En los casos en los que existan planos débiles con orientación desfavorable a la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa. La resistencia de discontinuidades susceptibles al intemperismo se verá reducida si hay presencia de agua en el medio. En rocas de muy mala calidad y en presencia de agua conviene mover las categorías a la derecha.		CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
		MUY BUENA Muy rugosas, inalteradas, frescas	BUENA Rugosas, poco alteradas, algo de óxido	REGULAR Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas	MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos	MUY MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso u otros rellenos blandos
ESTRUCTURA		CALIDAD DE LOS PLANOS DISMINUYE →				
	ROCA INTACTA O MASIVA-especímenes de roca intacta o masiva <i>in situ</i> con algunas discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A
	BLOQUIZADA-masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades	80	70			
	MUY BLOQUIZADA- masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades		60			
	BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA-formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad			50		
	DESINTEGRADA- trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados				40	
	LAMINADA/CIZALLADA- no forma bloques debido al escaso espaciamento de débiles planos de esquistosidad o de cizalla					30
						20
		N/A	N/A			10

Figura 4.10. Obtención del índice *GSI* (Tomada de Hoek, 1995).

4.3.5. Consideraciones sobre el empleo de clasificaciones geomecánicas

Es importante recalcar que las clasificaciones geomecánicas son una herramienta de gran utilidad y versatilidad en cada una de las fases de un proyecto relacionado con la mecánica de rocas. En la etapa de anteproyecto permiten estimar a *grosso modo* las características de los sistemas de sostenimiento así como algunos de los parámetros mecánicos del macizo rocoso. Sin embargo, estas clasificaciones tienen un carácter altamente empírico y, por otro lado, se basan en lecturas de campo y datos extraídos de los sondeos, que son muy puntuales y difícilmente extrapolables a la totalidad del macizo rocoso. El diseño geotécnico definitivo de un túnel no puede apoyarse únicamente en estas clasificaciones y menos aún en los valores obtenidos en la etapa de proyecto. Para que estos métodos sean realmente representativos de la calidad del macizo y, por lo tanto, útiles en el diseño definitivo de los sistemas de sostenimiento y soporte del terreno, es necesario llevar un seguimiento geotécnico durante la excavación del túnel e ir ajustando los valores de los diferentes parámetros conforme a lo observado en cada toma de datos.

4.4. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD Y RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

De acuerdo con Evert Hoek (E. Hoek, 1995):

...uno de los retos más grandes del diseño de obras subterráneas es el que se refiere a la determinación de las propiedades de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso. En el caso de macizos rocosos fracturados, la evaluación de tales propiedades presenta problemas teóricos y experimentales formidables. Sin embargo, debido a que ésta es una cuestión de fundamental importancia, en casi todos los diseños que involucran excavaciones en roca, es esencial intentar estimar dichas propiedades de la manera más realista posible.

Los parámetros básicos necesarios para definir el comportamiento mecánico de los materiales geotécnicos presentes en un túnel son el módulo de elasticidad, E_m y la relación de Poisson, ν_m , para la deformabilidad y, cuando se utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, la cohesión, c_m y ángulo de fricción interna, ϕ_m , para la resistencia. Estos últimos, a su vez, serán los que distingan el comportamiento elástico del comportamiento elastoplástico en los análisis tenso-deformacionales de la excavación.

La obtención adecuada de los parámetros mecánicos, por lo general, es complicada y requiere de estudios de campo y laboratorio extensos. Para fines de análisis de una excavación subterránea en roca es necesario distinguir entre los parámetros que definen el comportamiento de la roca intacta (E_i , ν_i , c_i y ϕ_i) y los que definen el comportamiento del macizo rocoso (E_m , ν_m , c_m y ϕ_m). Efectuando una buena campaña de exploración y de laboratorio y mediante un estudio estadístico adecuado, es posible aproximarse a valores representativos de los parámetros de la roca matriz. Sin embargo, al extrapolar estos valores al macizo rocoso, se encuentran serias dificultades que pueden conducir a la determinación de parámetros erróneos. Debe tomarse en cuenta que, a medida que el dominio es más grande, el comportamiento del macizo rocoso difiere cada vez más de aquel que presentó el material en el laboratorio.

Debido a un número muy importante de factores y fenómenos físicos que definen las condiciones in situ de la roca, la modelización del comportamiento de una obra subterránea se convierte en una ardua labor, que requiere de un entendimiento profundo de la mecánica de este tipo de problemas y del dominio de una amplia gama de herramientas geotécnicas y matemáticas. Las clasificaciones geomecánicas para la caracterización del macizo rocoso, también suelen ser útiles para estimar los posibles rangos de variación de los parámetros que definirán el comportamiento mecánico de la obra y además permiten tener una primera aproximación sobre los tratamientos más adecuados

que requiere el terreno para ser estable durante la excavación. Estas herramientas, son muy útiles siempre y cuando se tenga un conocimiento profundo de las condiciones del terreno y para esto es fundamental haber realizado una campaña de campo muy completa.

4.4.1. Estimación de las propiedades de deformabilidad del macizo, E_m y ν_m

Para estimar el módulo de Young del macizo suelen emplearse correlaciones empíricas que parten de las clasificaciones geomecánicas clásicas. El rango de incertidumbre al emplear estas correlaciones es naturalmente muy grande e incluso, entre unos y otros criterios suelen encontrarse valores muy distintos. A lo anterior hay que añadir factores que limitan aún más la certeza de que los valores empleados en los diseños se adaptarán a la realidad de la obra. De estos factores, los principales son: que el macizo rocoso se comporta distinto en términos deformacionales cuando se produce una descarga en los estados de esfuerzos (excavación) que cuando se produce una carga (reacción producida por la deformación de un elemento de soporte contra éste); que es muy difícil saber el grado de daño producido en el entorno por los trabajos de excavación (que se refleja en el nivel de plastificación y/o rotura, por deformación, apertura de juntas, etc.), el cual existirá en el medio cercano a la estructura interactuante, así como la forma en que dicho daño se irá disipando hacia adentro del macizo; que la rigidez del macizo puede estar muy ligada al confinamiento del material, el cual puede variar ampliamente con la profundidad y los cambios de estados de esfuerzos producidos por la excavación (redistribución de los estados tensionales). La mayoría de las técnicas empíricas de aproximación a la deformabilidad del macizo no toman en cuenta estos factores o sólo consideran algunos de forma aislada y un tanto dudosa.

Con el fin de acotar el nivel de incertidumbre respecto al módulo de elasticidad del macizo rocoso, pueden estudiarse las variaciones de este parámetro respecto a la calidad geotécnica, empleando varias correlaciones disponibles en la literatura. Las clasificaciones de referencia para este trabajo son el *RMR* de Bieniawski (1989), el *GSI* de Hoek (1995) y el índice *Q* de Barton (1974). Para hacer más fácil la sensibilización respecto a la variación de E_m con la calidad del macizo, en los gráficos que se presentan más adelante se emplea únicamente el índice *RMR*. Debido a que algunas de las correlaciones entre E_m y la calidad emplean el *Q* y el *GSI*, primero se estableció la relación que existe entre el *RMR* y estos dos índices, tal y como se describe a continuación.

4.4.1.1. Correlación entre *Q*, *RMR* y *GSI*

La relación entre el *GSI* y el *RMR* se establece como $GSI = RMR_{89} - 5$, según propone Hoek (1995). Por otro lado, en la literatura existen hasta 9 correlaciones entre *RMR* y *Q* propuestas por varios autores y en un ejercicio de comparación es posible encontrar diferencias muy grandes entre algunas de ellas. Cada autor, o grupo de autores, establece sus propios argumentos para justificar los parámetros de ajuste empleados. Al final, resulta muy difícil establecer cuáles correlaciones son las más adecuadas debido, entre otras cosas, a que contienen un importante grado de empirismo.

Un argumento muy importante a considerar es que, en realidad, los índices *Q* y *RMR* no son del todo equivalentes (Zhang, 2005): mientras que *Q* toma en cuenta la influencia del estado de esfuerzos en el macizo (a través del *stress reduction factor* o *SRF*), el *RMR* considera la resistencia a la compresión simple de la roca matriz y la orientación de las discontinuidades. A fin de homologar estas dos clasificaciones, Goel et al (1996) proponen una correlación en la que, para el *RMR* se eliminan las puntuaciones correspondientes a σ_c^i y la orientación por discontinuidades, mientras que para *Q* no se considera la influencia de los estados de esfuerzos. Con esto, se propone la correlación:

$$RCR = A \ln N + B \quad (4.6)$$

donde *RCR* es igual al *RMR* menos los puntos correspondientes a σ_c^i y sin corrección por orientación de discontinuidades, mientras que *N* es igual a *Q*, pero con *SRF* = 1.0 mientras que A y B son los parámetros de ajuste de la curva. Entonces:

$$RCR = RMR_B - p \tag{4.7}$$

donde RMR_B es el índice básico, que no toma en cuenta la corrección por orientación de discontinuidades y p son los puntos asignados por resistencia a la compresión simple de la roca matriz.

En la Tabla 4.5 se muestran los puntos que el RMR asigna a la resistencia a la compresión simple.

Resistencia σ_c^i (MPa)	Puntos
0 a 5	0 a 2
5 a 10	2
10 a 25	2 a 4
25 a 50	4 a 7
50 a 75	7
75 a 100	7 a 12
100 a 120	12
125 a > 250	12 a 15

Tabla 4.5. Puntos de la clasificación RMR para distintos rangos de σ_c^i .

Debido a que, por lo general, los ingenieros están más familiarizados con el índice RMR que con el Q , las correlaciones que se establecerán en este capítulo están referidas al primero, por lo que se ha de invertir la ecuación (4.6).

$$N = e^{\left(\frac{RCR-B}{A}\right)} \tag{4.8}$$

Una vez obtenidos los valores de N para el valor de RCR (o de RMR) considerado, el índice Q se obtiene simplemente dividiendo N/SRF .

El parámetro SRF de Barton adquiere valores que son función de un número importante de factores relacionados con las características del macizo rocoso y los estados tensionales. Estos factores contemplan desde situaciones normales, hasta situaciones extremas de esfuerzos, presiones de hinchamiento, estallidos de roca, fluencia lenta, etc. Los valores que adquiere este factor van desde 1.0, para condiciones óptimas de excavación, hasta 20 para las situaciones más críticas. Para el caso de un túnel convencional en roca es previsible que el valor pésimo que podría adquirir el SRF sea de 10, lo que corresponde con el cruce por una zona de falla a poca profundidad. Si se asume que el túnel será construido en condiciones “normales”, se puede establecer razonablemente una relación entre la calidad del macizo rocoso y el SRF que va de 1.0 a 10.

Si se supone que a partir de una categoría de roca muy buena, con un $RMR > 80$ el valor de $SRF = 1$ y que para valores menores de calidad disminuye linealmente hasta un límite de $SRF = 10$ para $RMR = 10$, finalmente se puede obtener una curva que relaciona la calidad geotécnica de Bieniawski con el índice Q de Barton.

En la Figura 4.11 se muestra la relación entre RMR y Q obtenida con el criterio hasta aquí descrito, comparada con 7 correlaciones de distintos autores. Nótese que en la publicación de Goel et al. (1996), los autores proponen valores de ajuste A y B iguales a 8 y 30 respectivamente. Sin embargo, con tales parámetros los valores máximos alcanzados del índice Q exceden el máximo de 1,000 propuesto como límite por el propio Barton. Entonces, haciendo un ajuste tal que $B = 31.32$, se obtiene un $Q = 1,000$ para $RMR = 100$.

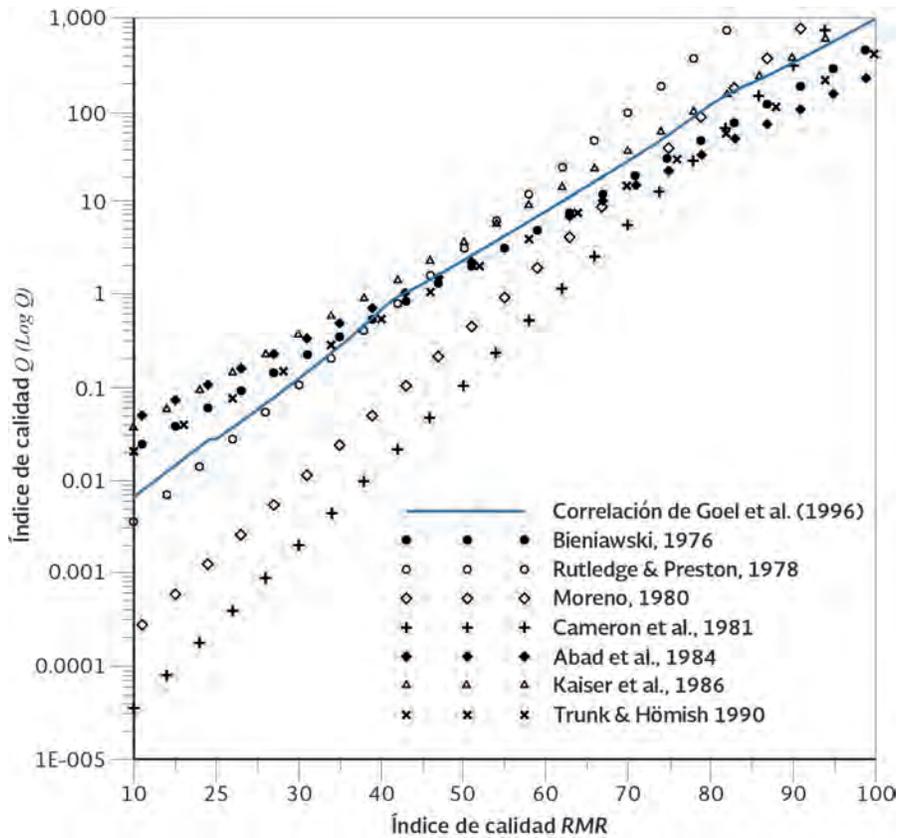


Figura 4.11. Correlaciones entre RMR y Q propuestas por varios autores y correlación obtenida empleando la técnica de Goel et al., 1996.

4.4.1.2. Correlación entre calidad y módulo de Young

Una vez obtenida la relación entre Q y RMR (Figura 4.11) y GSI y RMR , es posible referir muchas de las correlaciones empíricas propuestas por varios autores al índice de calidad de Bieniawski. Las correlaciones entre calidad geotécnica y módulo de elasticidad del macizo rocoso empleadas en este estudio fueron las siguientes:

- Hoek, 2002 (GSI, σ_c^i, D)

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \rightarrow \text{para } \sigma_c^i < 100 \text{ MPa} \quad (4.9)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \rightarrow \text{para } \sigma_c^i > 100 \text{ MPa} \quad (4.10)$$

donde D es el factor de daño producido al macizo por la excavación del cual se hablará más adelante.

- Bieniawski, 1978 (RMR)

$$E_m = 2RMR - 100 \text{ (GPa)} \quad \text{para } RMR > 55 \quad (4.11)$$

- Serafim y Pereira, 1983 (RMR)

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (GPa)} \quad \text{para } 10 < RMR < 50 \quad (4.12)$$

- Barton, 1992 (Q)

$$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q \text{ (GPa)} \quad (4.13)$$

- Barton, 2002 (Q, σ_c^i)

$$E_m = 10 \left(Q \frac{\sigma_c^i}{100} \right)^{(1/3)} \text{ (GPa)} \quad (4.14)$$

- Gokceoglu, 2003 (RMR)

$$E_m = 0.073 \times e^{0.075RMR} \text{ (GPa)} \quad (4.15)$$

- Hoek, 2004

$$E_m = 0.33 \times e^{0.064GSI} \text{ (GPa)} \quad (4.16)$$

- Hoek y Brown, 1997

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \text{ (GPa)} \quad (4.17)$$

De todos los criterios citados, posiblemente el menos recomendable es el de Bieniawski (1978), no sólo por ser antiguo, sino porque, además, es excesivamente simplista (lineal), abarca un rango muy limitado de calidades ($RMR > 55$) y, por la época en la que fue propuesto, está basado en un número escaso de datos de medición. Por otro lado, el criterio de Hoek (2002), aunque tiende a ser muy conservador, está basado no sólo en mediciones *in situ*, sino que además considera la relación que existe entre la resistencia a la compresión simple de la roca matriz y el factor de daño que se aplica al proceso de excavación (voladuras o mecánico). Barton (2002) propone un criterio más moderno, apoyado en un gran número de datos y que también considera la resistencia a la compresión simple de la roca matriz.

Las fórmulas de Hoek (2002), Hoek (2004) y Barton (2002) requieren del conocimiento del valor representativo de la resistencia a la compresión simple de la roca matriz, σ_c^i ; Hoek (2002) a su vez toma en cuenta el factor de daño, D , producido al macizo por la técnica de excavación (voladuras o mecánico). En la gráfica de la Figura 4.12 se muestra la relación entre el índice RMR de Bieniawski y el módulo de Young del macizo para cada una de las correlaciones mencionadas anteriormente. Este mismo gráfico también incluye datos de mediciones *in situ* publicadas en varios trabajos.

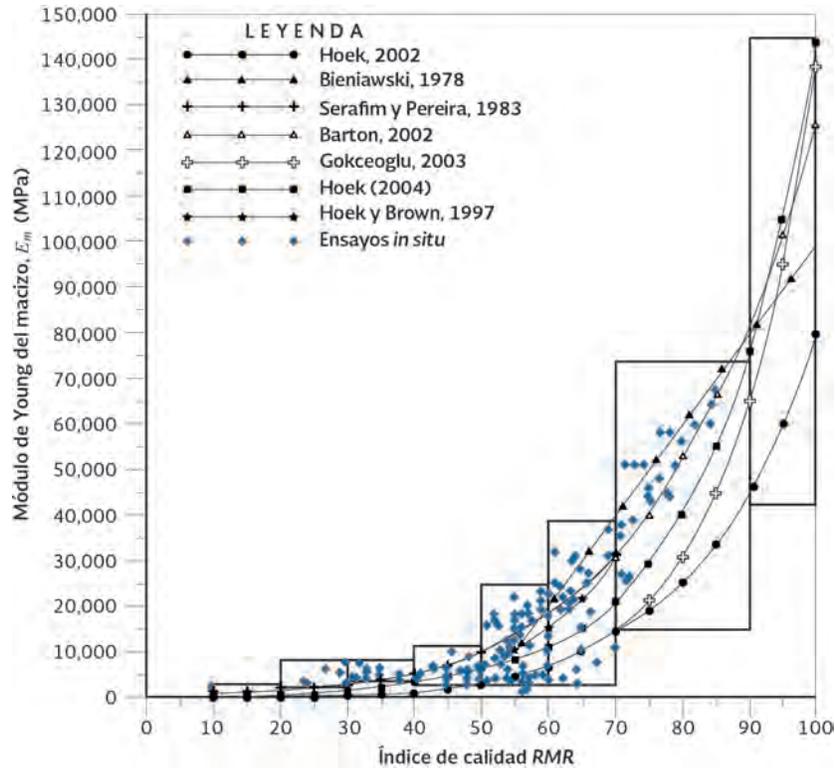


Figura 4.12. Correlación entre la calidad RMR y el módulo de elasticidad del macizo, según las propuestas de varios autores y regresión de ajuste.

Como puede verse en la Figura 4.12 la dispersión de los valores de E_m medidos *in situ* es muy amplia, así como también lo es la de los distintos criterios de correlación^m propuestos. Lo anterior es evidente ya que en la naturaleza existen múltiples factores que influyen en la deformabilidad de una masa de roca (fracturamiento, resistencia y la deformabilidad de la roca matriz, espaciamiento y condiciones de las discontinuidades, así como su orientación, la profundidad en el terreno, las condiciones de agua subterránea, la alteración del macizo, etc.) y, dependiendo de la correlación empleada, se toman en cuenta o se descartan algunos de éstos. Los rectángulos en la Figura 4.12 representan los conjuntos de valores (medidos o calculados) que entran dentro de cada rango de calidad RMR. También puede apreciarse que entre dichos conjuntos se presentan intersecciones importantes, es decir, para distintos rangos de calidad hay un universo de valores de E_m que coexisten. Por lo tanto puede argumentarse que la deformabilidad del macizo rocoso no debe definirse únicamente como función de valores de calidad geotécnica.

Sin embargo, para fines de pre-diseño y dado el hecho de que, sólo en obras muy especiales se justifica realizar medidas de deformabilidad *in situ*, en un proyecto convencional de túnel es necesario establecer un rango razonable con el cual realizar los cálculos tenso-deformacionales y estructurales.

El procedimiento más directo para establecer dicho rango consiste de dos etapas fundamentales: la primera, encontrar una correlación que represente la media aproximada de los valores de E_m que se tienen reportados en la literatura; la segunda etapa consiste en establecer las cotas inferior y superior de variabilidad posible para cada rango de calidad presente en el macizo.

Después de un análisis exhaustivo de todas las correlaciones disponibles en la literatura y del establecimiento de sus niveles de error respecto a los datos de medidas *in situ*, se llegó a la conclusión de que la propuesta de Barton (2002) es la que mejor se ajusta (estadísticamente) a los valores reales.

En la Figura 4.13 se presenta la correlación de Barton (2002), los datos de mediciones *in situ* y los límites máximo y mínimo. Finalmente, la Figura 4.14 resume todas las relaciones empleadas en la metodología desarrollada para la estimación del módulo de elasticidad del macizo rocoso como función de la calidad geotécnica.

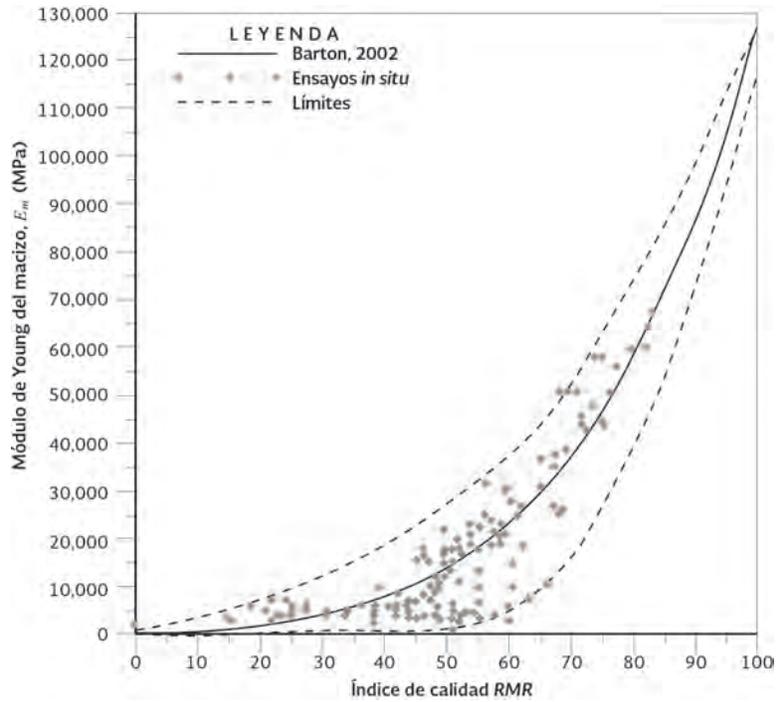


Figura 4.13. Correlación de Barton (2002), los datos de mediciones *in situ* del módulo de elasticidad del macizo rocoso y límites máximo y mínimo.

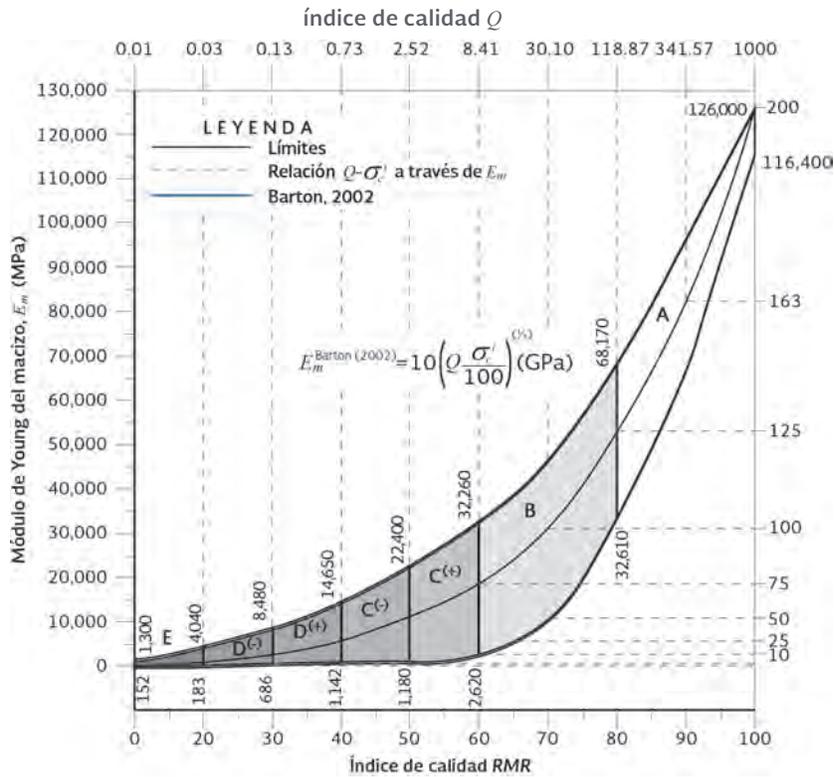


Figura 4.14. Rangos de módulo de elasticidad del macizo para las distintas condiciones geotécnicas definidas en función de la calidad *RMR*.

4.4.1.3. Coeficiente de Poisson, ν_m

En la literatura sobre mecánica de rocas prácticamente no existen correlaciones empíricas para la estimación del módulo de Poisson del macizo. Sin embargo se encuentran algunas tablas con valores típicos para análisis de interacción con estructuras de soporte (Figura 4.15), que van desde $\nu_m = 0.15$ a 0.35 . Por lo tanto este parámetro deberá ser ajustado a un valor dado por experiencias con casos similares y sujeto a un análisis de sensibilidad. Por otro lado, en la actualidad se admite la hipótesis simplificadora de que el coeficiente de Poisson del macizo rocoso es el mismo que el de la roca intacta.

La Tabla de la Figura 4.15 incluye valores orientativos relacionados con la calidad del macizo rocoso. Una consideración que suele hacerse en el caso de excavaciones es que la rigidez de los materiales es mayor para la rama de descarga que para la rama de carga. El macizo rocoso, al ser excavado, está sujeto a un proceso de descarga y por eso es necesario aplicar dicho criterio tanto para el módulo de elasticidad como para el módulo de Poisson. De hecho, los módulos de Young que se obtienen mediante las correlaciones empíricas que se basan en la calidad geotécnica ya tienen en cuenta dicho fenómeno y pueden ser aplicados directamente a los análisis numéricos. Una roca fracturada podría tener un módulo de Poisson similar a 0.30 en un caso de carga, pero para el de descarga es más adecuado utilizar valores cercanos a 0.20 .

4.4.2. Ley de resistencia del macizo rocoso según el criterio de Hoek y Brown¹

4.4.2.1. Estimación de parámetros del criterio de rotura de Hoek-Brown para el macizo rocoso

Según la versión 2002 del criterio (generalizado) de Hoek & Brown, las relaciones entre m_b/m_i y a con el GSI y el D , que a su vez permiten calcular la resistencia a compresión del macizo rocoso son:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right); \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (4.18)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad \sigma_c^m = \sigma_c^i s^a$$

donde m_b y m_i corresponden con el macizo rocoso y la roca intacta respectivamente.

Cuando no es posible obtener el parámetro m_i mediante métodos de aproximación de curvas a partir de una campaña de ensayos triaxiales y ensayos de compresión simple sobre muestras de roca intacta, se hace uso de las tablas que los propios autores de este criterio han publicado al respecto (Figura 4.15).

A modo de verificación, es posible comparar los valores de los parámetros obtenidos con el GSI y el factor D con la tabla propuesta por Hoek para distintos tipos y calidades de macizo rocoso (Figura 4.15.). Cuando no se cuenta con datos de laboratorio, dichas tablas permiten estimar los parámetros de la ley de resistencia, de acuerdo con la experiencia del autor.

Los valores de m_b/m_i y s que se presentan en la Tabla de la Figura 4.15 se obtienen de las expresiones:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad \text{y} \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (4.19)$$

¹ Nota: Para fines de este manual se parte de la premisa de que el lector conoce el criterio de resistencia de Hoek y Brown. Este criterio, es de amplia aplicación en problemas geomecánicos en rocas y macizos rocosos. Si el lector no está familiarizado con este criterio, al final de este capítulo podrá encontrar las referencias bibliográficas pertinentes.

La Figura 4.15 y las ecuaciones (4.19) se recogen en el libro “Support of Underground Excavations In Hard Rock” (1995). Al utilizar estas fuentes es muy importante tener en cuenta que: en la versión antigua (1980) aún no se incluía la corrección para roca sin alterar, mientras que en la versión más moderna (1995) sólo se presentan los valores para dicha corrección, con ciertas restricciones para $GSI < 25$; que actualmente existe la versión 2002 del criterio, que incluye el factor D y nuevas expresiones para los tres parámetros básicos, incluido a ; y que ya no existen restricciones para GSI .

4.4.2.2. Parámetros de Mohr-Coulomb para el macizo rocoso a partir del criterio de Hoek y Brown

Obtener las equivalencias entre los parámetros de Hoek y Brown y los del criterio de rotura de Mohr-Coulomb resulta importante ya que, además de darle un sentido más práctico a la resistencia de H y B, un programa numérico que utilice una ley de resistencia tipo Mohr-Coulomb, se comportará de forma similar a uno que utiliza el criterio de Hoek y Brown, si se le asignan los parámetros equivalentes.

CRITERIO GENERALIZADO DE HOEK Y BROWN		CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES		MUY BUENA	BUENA	REGULAR	MALA	MUY MALA
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_3^i \left(m_b \frac{\sigma_1}{\sigma_3} + s \right)^a$ <p> σ_1 = Esfuerzo principal mayor σ_3 = Esfuerzo principal menor σ_3^i = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca matriz m_b y s = Constantes que dependen de la composición y la estructura del macizo </p>				Muy rugosas, inalteradas, frescas	Rugosas, poco alteradas, algo de óxido	Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas	Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos	Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso y otros rellenos blandos
ESTRUCTURA								
	BLOQUIZADA: Masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades.	m_b/m_1 s a E_m v GSI	0.60 0.190 0.5 75,000 0.2 85	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20,000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.08 0.0004 0.5 3,000 0.25 34	
	MUY BLOQUIZADA: Masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades.	m_b/m_1 s a E_m v GSI	0.40 0.62 0.5 40,000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38	0.07 0 0.53 2,500 0.3 25	
	BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA: Formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad.	m_b/m_1 s a E_m v GSI	0.24 0.012 0.5 18,000 0.25 60	0.17 0.0004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	
	DESINTEGRADA: Trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados.	m_b/m_1 s a E_m v GSI	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	0.04 0 0.60 1,000 0.3 10	

Figura 4.15. Tabla de Hoek (1995) que relaciona calidad del macizo y la estructura con las constantes del criterio de resistencia.

A partir de los parámetros m_b , s y σ_c^i es posible estimar el valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna del criterio de rotura de Mohr-Coulomb de acuerdo con varias correlaciones propuestas por Hoek.

Debido a que el criterio de rotura de Hoek y Brown posee una no-linealidad importante como función de los esfuerzos de confinamiento (σ_3 en el espacio de los esfuerzos principales o σ_N en el espacio de Mohr), su equivalencia con la envolvente de Mohr-Coulomb (en términos de c y ϕ) varía constantemente. Por lo tanto, en el proceso de estimación de los parámetros resistentes del macizo rocoso, es muy importante considerar un rango de esfuerzos acorde con el problema a resolver.

Existen básicamente dos formas de aproximar la resistencia de Mohr-Coulomb a la del criterio de Hoek y Brown. La primera consiste en considerar la variación de los parámetros de acuerdo con rectas de Mohr-Coulomb tangentes a cada punto de la envolvente de Hoek y Brown. Ya que el ángulo de fricción interna y la cohesión son susceptibles de mostrar una fuerte variación para distintos estados de esfuerzos, se recomienda tomar un rango de profundidades en el macizo que vaya desde un par de diámetros por encima de la clave del túnel hasta uno o dos diámetros por debajo del piso, aproximadamente; en caso de excavaciones muy someras se puede considerar el dominio completo del modelo de análisis. Una vez establecido dicho rango, se calculan los esfuerzos principales mayor y menor y, a partir de la *simulación del ensayo triaxial a escala real* (Hoek, 2000), se estiman los valores de c_m y ϕ_m , para cada punto de las envolvente de Hoek-Brown representada sobre el espacio de Mohr (σ_N^m , τ). Para conseguir lo anterior, se utiliza la solución de Balmer (1952), en la cual los esfuerzos normal y cortante se relacionan con los esfuerzos principales:

$$\begin{aligned}\sigma_N &= \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\partial\sigma_1/\partial\sigma_3 + 1} \\ \tau &= (\sigma_N - \sigma_3)\sqrt{\partial\sigma_1/\partial\sigma_3}\end{aligned}\quad (4.20)$$

$$\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3} = 1 + am_b \left(\frac{m_b\sigma_3}{\sigma_c^i} + s \right)^{a-1} \quad (4.21)$$

Luego, el ángulo de fricción interna y la cohesión del macizo, correspondientes con cada valor de σ_N se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$\phi^i = \tan^{-1} \left[AB \left(\frac{\sigma_N^i - \sigma_T^m}{\sigma_c^i} \right)^{B-1} \right] \quad (4.22)$$

donde i corresponde a un punto dado sobre la curva τ - σ_N y A , B son constantes del material que se obtienen mediante una regresión lineal sobre los valores de esfuerzo obtenidos de la *simulación del ensayo triaxial a escala real*. La cohesión en cada punto se calcula como:

$$c^i = \tau^i - \sigma_N^i \tan \phi^i \quad (4.23)$$

Ya que no es común que un programa comercial de cálculo basado en el criterio de Mohr-Coulomb varíe la resistencia tal y como lo hace el criterio de Hoek y Brown, en la versión 2002, Hoek propone dos expresiones para calcular la cohesión y el ángulo de fricción interna de la masa de roca para un intervalo preestablecido de esfuerzos [ecuaciones (4.24) y (4.25)]. Las ecuaciones se derivan de un ajuste lineal promedio sobre la curva obtenida con la ecuación del criterio generalizado de Hoek y Brown, para un rango del esfuerzo principal menor de $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_3^{max}$, donde σ_3^{max} es el límite superior del rango de esfuerzos de confinamiento sobre el que se considera la relación entre ambos criterios (Hoek et al., 2002). El valor de σ_3^{max} se ajusta de tal manera que quedan balanceadas las áreas arriba y abajo entre la envolvente de Mohr-Coulomb y la de Hoek y Brown (Figura 4.16).

$$\phi_m = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma_3^n)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma_3^n)^{a-1}} \right] \quad (4.24)$$

$$c_m = \frac{\sigma_c^i \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma_3^n \right] (s + m_b \sigma_3^n)^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b (s + m_b \sigma_3^n)^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (4.25)$$

donde: $\sigma_3^n = \sigma_3^{max} / \sigma_c^i$

Como ya se dijo, Hoek (2002) propone preestablecer el valor de σ_3^{max} de tal forma que, dependiendo del tipo de problema geotécnico, el rango de esfuerzos para el cual se calculan c_m y ϕ_m sea equivalente a utilizar el criterio de resistencia de Hoek y Brown.

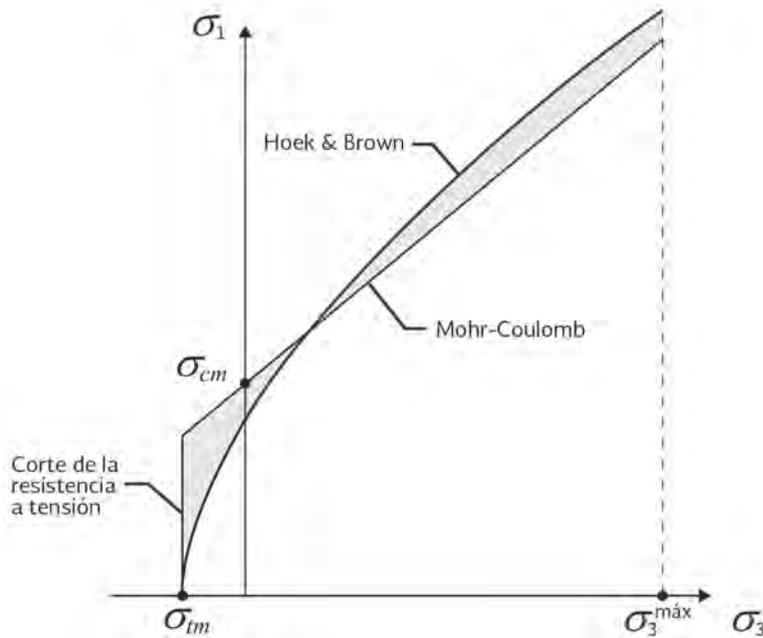


Figura 4.16. Relaciones entre esfuerzos principales para Hoek Y Brown y su equivalente Mohr-Coulomb.

Para determinar un valor razonable de σ_3^{max} , Hoek (2002) realizó cientos de cálculos analíticos por el método de la curva característica, buscando el valor del esfuerzo máximo de confinamiento, tal que el modelo de Mohr-coulomb, con los parámetros c_m y ϕ_m calculados a través de σ_3^{max} arrojaran curvas características equivalentes a las obtenidas con el criterio generalizado de Hoek y Brown. Al final, mediante técnicas de regresión, Hoek propone la siguiente aproximación:

$$\sigma_3^{max} = \sigma_{cm} 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (4.26)$$

donde σ_{cm} es la resistencia a la compresión simple (global) del macizo rocoso calculada a partir del criterio de Mohr-Coulomb, γ es el peso específico del macizo y H la profundidad del túnel.

$$\sigma_{cm} = \frac{2c_m \cos \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \quad (4.27)$$

con c_m y ϕ_m calculados dentro del rango $\sigma_{tm} \leq \sigma_3 \leq \sigma_c^i / 4$ lo cual da (Hoek et al., 2000):

$$\sigma_{cm} = \sigma_c^i \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (4.28)$$

Con esta formulación Hoek intenta establecer un rango acotado de equivalencia entre ambos criterios para cada problema en específico, tomando la profundidad del túnel como la condición básica. Sin embargo, la técnica de aproximación entre ambos criterios y que deriva en la correlación de la ecuación (4.26) no es la más adecuada en la mayoría de casos reales. El *método de la curva característica*, o *método de convergencia confinamiento*, es de una aplicabilidad muy limitada, muy incierta y sólo se justifica en túneles circulares de pequeña sección y en medios parecidos a un continuo; está basado en hipótesis que normalmente se alejan mucho de la realidad de los túneles excavados en roca por métodos convencionales.

Además de basarse en una técnica de cálculo poco realista, el hecho de que en la aproximación se procure que las áreas debajo y encima de la recta de Mohr y la parábola de Hoek y Brown queden compensadas (Figura 4.16) tiene una consecuencia adicional: la parábola tiene una curvatura considerablemente mayor a niveles bajos de σ_3 lo cual hace crecer mucho el área por encima de la recta de Mohr. Entonces, para compensarla hay que elevar mucho la pendiente de dicha recta, aumentando demasiado el ángulo de fricción interna.

Al final, con las ecuaciones (4.24) y (4.25), si se utiliza el rango de esfuerzos definido por σ_3^{max} a través de la ecuación (4.26), pueden obtenerse valores de los parámetros de resistencia poco realistas, sobre todo cuando se trabaja en túneles a poca profundidad, que en el caso de la fricción pueden alejarse por completo de la realidad de los macizos rocosos.

Tal y como se explicó en párrafos anteriores, la cohesión y el ángulo de fricción no deben ser considerados como una propiedad intrínseca del material sino únicamente como la ordenada al origen y la pendiente de una recta tangente a la envolvente de rotura, en un punto determinado, que dependen de una serie de factores externos y que varían sensiblemente en función de estos; mucho menos en el caso de un medio discontinuo, no homogéneo y anisótropo. Estos parámetros son simples cantidades que se miden de acuerdo a la respuesta de un medio, ante una serie de situaciones externas, ajenas a la naturaleza del material: condiciones de confinamiento, orientación de los esfuerzos principales, velocidad de las cargas aplicadas, rotación de los estados de esfuerzos, etcétera.

A pesar de que el criterio de Mohr-Coulomb sigue siendo el más utilizado en geotecnia para calcular la respuesta tensodeformacional en estados de fluencia o de rotura, es ampliamente sabido que la naturaleza de los materiales geotécnicos no obedece a límites de rotura lineales y prácticamente todos los criterios modernos consideran relaciones parabólicas en las que la resistencia friccionante se pierde gradualmente con el confinamiento.

La cohesión, por su parte, adquiere sentido físico sólo cuando representa la resistencia al corte en un estado de nulo confinamiento y hasta el instante antes de que la resistencia friccionante es movilizadas. A partir de que existen esfuerzos de confinamiento en el medio, la cohesión de Mohr-Coulomb es simplemente la intersección de la recta tangente a la envolvente de rotura real del material, en un punto determinado. Es decir, deja de ser una propiedad del material para ser la ordenada de una recta que representa la frontera entre un estado elástico y uno plástico.

Por otro lado, al igual que en el caso del módulo de elasticidad del macizo, los parámetros de resistencia no pueden establecerse como una función únicamente de la calidad geotécnica e incluso este tipo de correlaciones son más difíciles de aproximar que las que se refieren a E_m . De hecho, en la literatura es mucho menos frecuente encontrar ecuaciones empíricas que proporcionen este tipo de relaciones.

La resistencia de un macizo depende de muchos factores, e incluso hay diferentes formas de interpretarla (resistencia global o resistencia local, tal y como propone Hoek en su criterio generalizado del 2002). Los factores que influyen en la resistencia de un macizo pueden dividirse

en tres grandes grupos: *i*) los que sí pueden relacionarse directamente con la calidad geotécnica; *ii*) los que no necesariamente se relacionan con la calidad y corresponden más con la naturaleza litológica de la roca y *iii*) los externos, que obedecen más a estados de esfuerzos en el macizo y la forma en que estos son perturbados por una obra civil.

i. Factores relacionables con la calidad del macizo rocoso:

Los factores considerados en las clasificaciones geomecánicas y que influyen en el comportamiento global de un macizo rocoso son: el fracturamiento, las condiciones de las discontinuidades y la presencia de agua. De esta forma, un macizo muy fracturado tenderá a ser menos resistente que uno masivo; un macizo en el que las discontinuidades sean rugosas será más resistente que uno en el que sean lisas; las características del relleno de las discontinuidades serán un condicionante muy importante en la respuesta global del macizo (sin relleno, relleno de arcilla, relleno de calcita u otros cristales, la dureza y deformabilidad de estos rellenos, su grado de alteración, etc.); las condiciones de estanqueidad, humedad o flujo y presión de agua determinarán en gran medida la resistencia.

ii. Factores no necesariamente relacionables con la calidad del macizo rocoso:

Estos factores se relacionan más bien con la naturaleza litológica de la roca matriz, que determina en buena medida su resistencia. Un macizo sano y de buena calidad podrá estar formado por una roca matriz poco resistente o, por el contrario, un macizo de muy mala calidad y por ende poco resistente (muy fracturado y alterado), podrá estar formado por una roca matriz muy dura. Los factores que determinan la resistencia de la roca matriz pueden ser: la composición mineralógica, el tamaño de los cristales o granos, su homogeneidad o heterogeneidad, la porosidad. De esta forma, un macizo sano de alta calidad geotécnica, formado por una roca matriz detrítica como la marga puede tener menor resistencia que un macizo riolítico muy fracturado y de baja calidad geotécnica.

iii. Factores relacionados con esfuerzos y procesos constructivos

Los estados de esfuerzos y la forma en que una obra civil los perturba pueden condicionar de manera importante la respuesta global de un macizo rocoso. Así, la historia tectónica o la profundidad pueden ocasionar que los estados de esfuerzos estén (o no) cercanos a la rotura; del nivel de confinamiento al que se encuentre la obra dependerá la magnitud del comportamiento friccionante; la distribución inicial de los esfuerzos puede inducir trayectorias y rotaciones desfavorables para el comportamiento de una excavación; el tipo de perturbación inducirá tipos de comportamiento distinto, esto es, si se trata de excavaciones (procesos de descarga) o construcciones (procesos de carga). Adicionalmente, el nivel de daño producido al macizo por los procesos de excavación, especialmente cuando se emplean explosivos, puede influir de forma importante en la resistencia de las zonas más próximas al túnel.

Retomando lo explicado en el inciso 4.4.1.1 puede afirmarse que los grupos de factores *ii* y *iii* son los que diferencian las clasificaciones de Bieniawski y Barton. Entonces, para establecer una correlación entre la calidad geotécnica y el ángulo de fricción interna es necesario tomar en cuenta de alguna manera los grupos de factores *ii* y *iii* anteriormente descritos.

Volviendo a las ecuaciones del criterio generalizado de Hoek y Brown (2002), el procedimiento de cálculo de c_m y ϕ_m sería como sigue:

- a) Definición del coeficiente de Daño D del criterio de Hoek y Brown (2002).
- b) Cálculo de las constantes del criterio de rotura de Hoek y Brown (2002) m_b , s y a a través de las expresiones (4.18).
- c) Definición de la constante $\sigma_3^n = \sigma_3^{max} / \sigma_c^i$. Debido a que se espera que el proceso de rotura del medio excavado inicie en los bordes del túnel, en este caso se recomienda utilizar un nivel de confinamiento muy bajo:

$$\frac{\sigma_c^i}{8} \leq \sigma_3^{\max} \leq \frac{\sigma_c^i}{4}, \text{ tal que } \frac{1}{8} \leq \phi_3^n \leq \frac{1}{4} \quad (4.29)$$

- d) Establecimiento de un rango de valores posibles de los parámetros de la roca intacta σ_c^i y m_i . Si no se cuenta con una campaña de ensayos de laboratorio suficientemente completa y confiable, se puede recurrir a las tablas de Hoek (Figura 4.15.) o a los valores propuestos en el programa Roclab® (o Rocdata), de la casa Rocscience.
- e) Determinación de los rangos posibles de c_m y ϕ_m de acuerdo con las expresiones (4.24) y (4.25).

De acuerdo con lo explicado previamente, es muy importante no definir únicamente una sola pareja de valores de los parámetros de resistencia. Las constantes D , GSI , m_i y σ_3^n tienen una influencia muy grande en los resultados obtenidos con las ecuaciones de c_m y ϕ_m al mismo tiempo que su valor real puede ser muy incierto, sobre todo en la fase de proyecto y diseño. En la Figura 4.17 y Figura 4.18 se puede observar cómo varían las funciones de c_m y ϕ_m en términos de la calidad geotécnica y para distintos valores del coeficiente m_i de la roca intacta y del coeficiente de daño D .

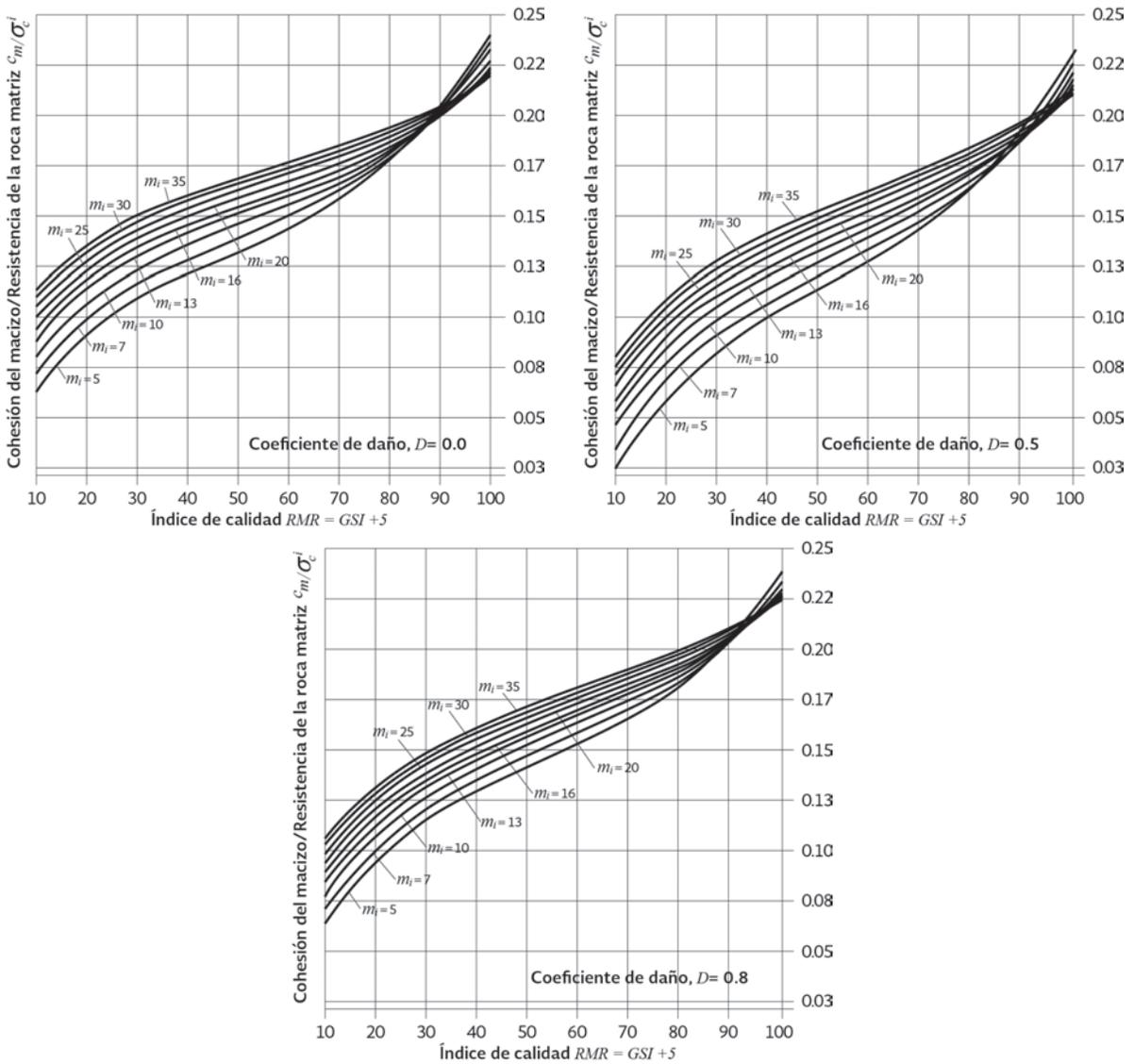


Figura 4.17. Variación de c_m (normalizado) con el índice de Calidad RMR calculada con la ecuación (4.24) con un $\sigma_3^{\max} = \sigma_c^i/8$, para distintos valores del parámetro m_i y valores del coeficiente D de 0.0, 0.5 y 0.8.

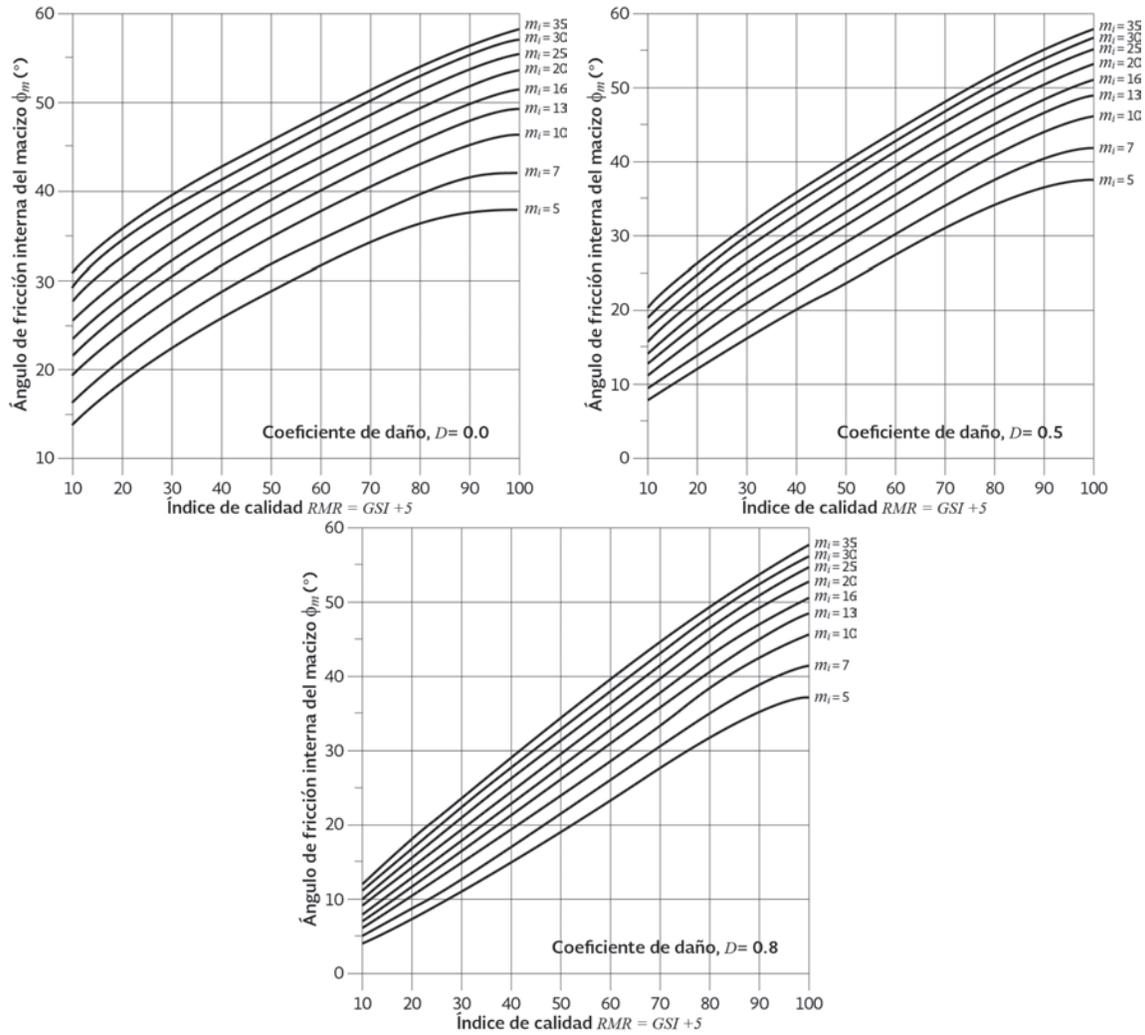


Figura 4.18. Variación de ϕ_m con el índice RMR calculada con la ecuación (4.25), con un $\sigma_3^{max} = \sigma_c^i/8$, para distintos valores del parámetro m_i y valores del coeficiente de daño D de 0.0, 0.5 y 0.8.

Nótese en la Figura 4.17 y Figura 4.18 la fuerte dependencia que tiene el cálculo de los parámetros de la envolvente de Mohr con las constantes D , GSI y m_i . Mediante la metodología aquí expuesta se eliminan las dependencias respecto a la profundidad H y la resistencia a la compresión simple del macizo σ_c^i (a través de la normalización de c_m).

Respecto a la selección adecuada del coeficiente de daño D , las consideraciones básicas que pueden hacerse son: en rocas blandas y en rocas duras de muy mala calidad ($RMR < 30$), la excavación suele realizarse por medios mecánicos, lo cual implica utilizar un rango de $0.0 \leq D \leq 0.2$; en rocas duras y con índices $RMR > 30$ las excavaciones suelen llevarse a cabo mediante el uso de explosivos y en la mayoría de los casos, las voladuras carecen de la calidad adecuada, por lo que se recomienda utilizar $0.6 \leq D \leq 0.8$.

4.4.2.3. Parámetros de resistencia para el macizo rocoso a partir de datos experimentales

a) Resistencia a la compresión simple del macizo rocoso

La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso, σ_{cm} puede aproximarse de varias maneras. La forma más directa resulta de imponer un esfuerzo de confinamiento $\sigma_3 = 0$ en cualquier criterio de resistencia y entonces la componente principal mayor equivale a la resistencia a compresión simple. Sin embargo, en este procedimiento, el concepto de resistencia a la compresión simple o

uniaxial, corresponde simplemente al valor de una ecuación que es función de los parámetros que definen la resistencia al corte. En toda aproximación empírica de la resistencia de un macizo rocoso es importante definir cuál, o cuáles, deben ser los parámetros que rijan la resistencia del macizo y a partir de los cuales pueden aproximarse los demás.

En la literatura de mecánica de rocas es común encontrar un gran número de correlaciones empíricas para estimar la resistencia a la compresión simple del macizo como función de la calidad geotécnica (Figura 4.19). No sucede lo mismo en los casos de la cohesión y la fricción interna; las correlaciones para estos parámetros son escasas y suelen estar condicionadas por múltiples factores que *a priori* son difíciles de controlar.

Por su parte, en túneles, la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso tiene un sentido físico más claro ya que puede asumirse que la rotura generada en los bordes de la excavación obedece directamente a este parámetro, al tratarse de zonas bajo un estado de esfuerzos casi uniaxial (en realidad es biaxial pero la componente desviadora se ve más influida por la diferencia $\sigma_1 - \sigma_3 \approx 0$).

Prácticamente todas las correlaciones empíricas para estimar σ_{cm} se basan en el efecto escala determinado por la cantidad de discontinuidades presentes en el macizo, asociado directamente con la calidad geotécnica (*RMR*, *Q*, *GSI*, etc.). Sin embargo, no suelen tomar en cuenta el volumen del dominio de análisis, siendo que en los casos de roca de buena calidad, cuando las discontinuidades dejan de ser un factor determinante, la resistencia es sobreestimada.

Por ejemplo, el criterio de Hoek y Brown indica que, en un macizo con un índice *GSI* cercano a 100, el parámetro *s* sería similar a 1 y $a = 0.50$, por lo que $\sigma_{cm} = \sigma_c^i s^a \approx \sigma_c^i$. Sin embargo, en diversas investigaciones (Martin, 1996, 1997; Aubertin et al. 2000, 2001, 2002) se ha demostrado que en túneles en roca masiva (*RMR* ≈ 100) la rotura de los bordes de la excavación se produce a esfuerzos entre $0.4\sigma_c^i$ y $0.5\sigma_c^i$, lo cual equivale a un parámetro $0.20 \leq s \leq 0.25$. Martin (1997) atribuye este comportamiento a las trayectorias de esfuerzos que se generan en los bordes de la excavación. Mientras que en laboratorio la resistencia se mide a partir de una carga uniaxial y que aumenta monótonicamente, en el túnel la resistencia se moviliza a partir de una descarga en la roca a través de trayectorias complejas que involucran rotaciones de esfuerzos. La Figura 4.20 muestra varias correlaciones empíricas propuestas por distintos autores entre la resistencia del macizo (normalizada) y el índice de calidad *RMR*.

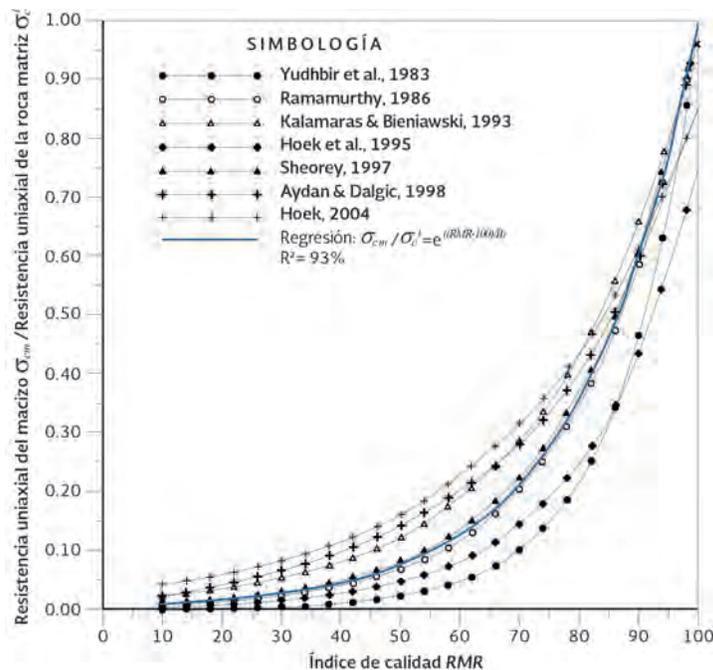


Figura 4.19. Correlaciones empíricas entre *RMR* y σ_{cm} / σ_c^i y regresión estadística.

Nótese en la Figura 4.19 cómo la mayoría de estas correlaciones convergen en un valor de $\sigma_{cm} / \sigma_c^i = 1$. Lo anterior indica que tales correlaciones suponen que si el macizo es de calidad excelente, su resistencia a la compresión simple es igual a la de la roca matriz, lo cual se contradice con los argumentos presentados en el párrafo anterior.

Para contar con un criterio más o menos unificado o un promedio de estas correlaciones, se propone una regresión (línea azul, en la Figura 4.19) tal que:

$$\sigma_{cm} / \sigma_c^i = e^{\frac{RMR-100}{B}} \tag{4.30}$$

donde el valor del parámetro B que mejor ajusta los resultados tiene un valor de $B = 19.397$ con un coeficiente de correlación $R^2 = 93\%$.

Luego, mediante una metodología similar a la desarrollada por Aubertin et al. (2000, 2001), se propone la siguiente relación entre el RMR y σ_{cm} :

$$\sigma_{cm} = \left\{ R_r \left[\frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\pi RMR}{100} \right) \right]^2 + R_0 \sqrt{1 - \left(\frac{RMR}{100} \right)^2} \right\} \times \sigma_c^i \tag{4.31}$$

donde R_r es el factor de relación de resistencias que define el porcentaje entre la resistencia máxima desarrollada por un macizo perfectamente sano pero a una escala muy grande y la resistencia a la compresión simple de una probeta de roca matriz. Tal y como propone Aubertin et al. (2000, 2001) dicho factor se define entre 0.4 y 0.5.

$$0.40 \leq R_r = \sigma_{cm}^{max} / \sigma_c^i \leq 0.50 \tag{4.32}$$

R_0 es la relación de resistencias mínima para $RMR = 0$ que puede estar dentro del rango:

$$0.015 \leq R_0 = \sigma_{cm}^{min} / \sigma_c^i \leq 0.025 \tag{4.33}$$

En la Figura 4.20 se muestra la curva generada por la ecuación (4.31), junto con la regresión (4.30) y los datos experimentales de Aydan y Dalgic (1998) obtenidos de ensayos *in situ* en obras subterráneas en Turquía.

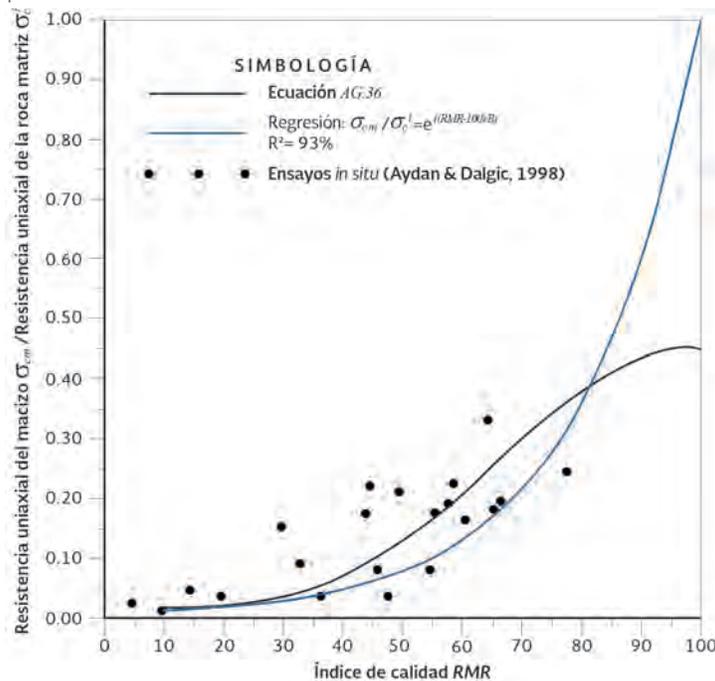


Figura 4.20. Correlaciones entre RMR y σ_{cm} / σ_c^i : regresión estadística sobre ecuaciones empíricas, curva generada con la ecuación (4.31) y datos experimentales.

b) Parámetros de la envolvente de rotura

Como se dijo anteriormente, interesa el sentido físico que adquiere la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso en los bordes de la excavación, ya que es en estos sitios donde iniciará el proceso de fractura. Por lo tanto, se puede establecer este parámetro como el que regirá la estimación de las constantes de Mohr-Coulomb que definen la envolvente de rotura en dichos bordes.

Un criterio de rotura que también resulta útil en el establecimiento de correlaciones es el propuesto por Singh & Singh (2005):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c^i + A\sigma_3 + \frac{A\sigma_3^2}{2\sigma_c^i} \quad (4.34)$$

donde: $A = \frac{2\sin\phi}{(1-\sin\phi)}$ para ϕ en presiones de confinamiento bajas.

El criterio de Singh & Singh, al igual que el de Hoek y Brown es no-lineal (hiperbólico) y tomaa en cuenta el efecto del confinamiento en la resistencia friccionante; además, considera el estado crítico del material, en el que éste pierde totalmente la resistencia friccionante.

Utilizando el criterio de Singh & Singh (2005) y partir de extensas campañas de ensayos triaxiales sobre modelos de rocas fracturadas elaboradas por Brown (1970), Brown y Trollope (1970), Ladani y Archambault (1972), Einstein y Hirshfeld (1973), Hoek (1980), Yazı (1984), Arora(1987) y Roy (1993) se ha podido establecer, por medio de regresiones estadísticas, la siguiente correlación (Singh y Goel, 2006):

$$A = \frac{2\sin\phi_m^{peak}}{1-\sin\phi_m^{peak}} \approx 2.46 \times (\sigma_{cm})^{0.23} \quad (4.35)$$

donde ϕ_m^{peak} es el ángulo de fricción de pico para la roca fracturada. Con esta ecuación y los valores de σ_{cm} obtenidos con la ecuación (4.31) es posible obtener una relación entre el ángulo de fricción interna del macizo y el índice de calidad de Bieniawski, que es válido para los bordes de la excavación y que además, es el que en un modelo se movilizará para propagar el proceso de rotura hacia el interior del macizo.

Por otro lado, a partir de ensayos poliaxiales sobre muestras cúbicas de roca fracturada a niveles altos de σ_2 elaborados en el IIT de Delhi (India) y de los ensayos de Mehrotra (1993), quien realizó una serie muy extensa de ensayos de corte sobre muestras cúbicas para los casos de humedad natural y saturación completa, se pudo determinar la fuerte dependencia que tiene el ángulo de fricción interna con la saturación y establecer una correlación con el índice de calidad *RMR*. En la Figura 4.21 se muestra un gráfico con los resultados de estas campañas, dos curvas de regresión para los casos de contenido natural de humedad (CNH) y condición saturada y una curva de regresión obtenida a partir de la ecuación (4.35).

En cuanto a la cohesión del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, c_m , prácticamente no existen datos experimentales reportados en la literatura. Sin embargo, una vez estimados c_m y ϕ_m^{peak} , la cohesión puede calcularse como:

$$c_m = \frac{\sigma_{cm} (1 - \sin\phi_m^{peak})}{2 \cos\phi_m^{peak}} \quad (4.36)$$

4.4.2.4. Consideraciones finales sobre los parámetros de resistencia del macizo.

A lo largo de este inciso se ha enfatizado sobre la dificultad de establecer correlaciones entre los parámetros de resistencia del macizo rocoso y la calidad geotécnica definida mediante clasificaciones geomecánicas. El criterio de rotura que tiene una relación más directa con un índice de calidad es el de Hoek y Brown (2002). Sin embargo, se trata de un criterio que no necesariamente se encuentra

implementado en todos los códigos de análisis geotécnico comerciales y sus parámetros (m_b , s y a) no llegan a tener un significado físico tan claro o tan familiar como los de Mohr-Coulomb (c_m y ϕ_m). Por su parte, el criterio de Singh & Singh (2005) tiene la peculiaridad de representar adecuadamente los estados críticos del material y sus parámetros son de uso común (σ_{cm} y ϕ_m). Sin embargo, es un criterio que no está incluido en ningún código comercial y programarlo como un modelo de usuario sale del alcance de cualquier proyecto convencional.

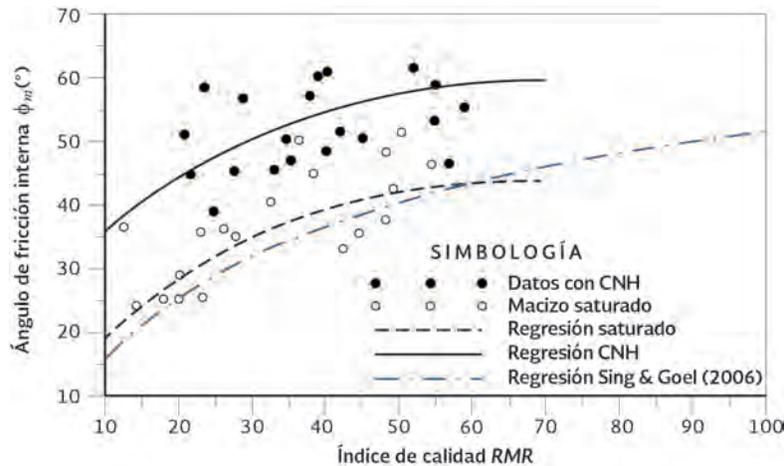


Figura 4.21. Relación entre la calidad RMR y el ángulo de fricción interna. Datos experimentales y regresiones para contenido natural de humedad (CNH), condiciones saturadas (SAT) y Sing & Goel, 2006.

Los modelos de Hoek & Brown (2002) y Singh & Singh (2005) representan la no linealidad de las relaciones entre componentes de esfuerzos que es característica de los macizos rocosos, mientras que Mohr-Coulomb es una recta que es necesario que adaptar a un cierto rango de esfuerzos para que sea representativa de un problema en particular.

Las ecuaciones de Hoek para estimar los parámetros de la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb pueden ser útiles como primera aproximación, sin embargo hay que tener siempre en cuenta que dependen mucho de la fricción del material intacto y del coeficiente de daño que se asigne a la excavación. Sin embargo, para valores bajos de RMR o GSI estas ecuaciones arrojan valores poco realistas y es recomendable no utilizarlas en rangos de $RMR < 30$.

4.5. MODELOS GEOMECÁNICOS

Para el estudio de la excavación de un túnel que se analizará por alguna técnica numérica (Elementos Finitos, Diferencias Finitas, etc.) es necesario, en la etapa previa a la modelación matemática, comprender bien, todos, o por lo menos, gran parte de los factores que podrían influir en el comportamiento de la obra. El programa de computadora para análisis geotécnico utilizado debe permitir tener en cuenta los aspectos fundamentales más importantes para la aproximación del problema real. Hay que destacar que la consideración de tales aspectos, en muchas ocasiones es imprescindible, y el hecho de ignorarlos o desconocerlos puede tener como consecuencia un resultado completamente ajeno al que posteriormente presentará la excavación.

Los modelos geomecánicos se plantean en CAD (*Computer Assisted Drawing*, por sus siglas en inglés, en 2 o 3 dimensiones) ya que será el procedimiento de análisis numérico el que se encargue de proporcionar los resultados que servirán como base del pre-diseño en el proyecto.

Un modelo geomecánico es el resultado de la integración completa de todos los estudios de campo y laboratorio realizados. Esto incluye topografía, clasificación litológica, geología estructural, estudios geofísicos, resultados de pruebas de resistencia de los materiales, estimaciones de estados iniciales

de esfuerzos, aproximación mediante un modelo constitutivo adecuado del posible comportamiento del macizo, etc. Además, el modelo toma en cuenta las características geométricas de la excavación, si ésta se realizará por etapas y la secuencia de las mismas y la interacción con sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento. También contempla los distintos mecanismos de inestabilidad que se pueden presentar en la excavación como son, los sistemas de fracturamiento, estratificación, etcétera.

La determinación de los parámetros mecánicos del macizo rocoso con el objeto de realizar cálculos tenso-deformacionales es uno de los problemas más complejos de cualquier estudio geológico-geotécnico. Un macizo rocoso es en realidad un medio heterogéneo, discontinuo y en muchas ocasiones, anisótropo, cuyas propiedades no pueden ser medidas directamente en laboratorio. Existirá siempre una gran diferencia entre el comportamiento del macizo y el de las muestras ensayadas el cual irá divergiendo cada vez más conforme se amplía el dominio de análisis.

4.5.1. Parte geológica-geomorfológica

4.5.1.1. Topografía:

Al definir el modelo geomecánico de la excavación de un túnel es preciso determinar si la topografía será factor de influencia en el comportamiento tenso-deformacional del terreno. Esta influencia es función directa de la profundidad a la que se va a realizar la obra. Si la profundidad es poca y en superficie se tiene un terreno muy irregular, en las primeras decenas de metros hacia el interior, esta condición será determinante en el estado inicial de esfuerzos y en la forma en que estos se redistribuirán al momento de perturbar el macizo.

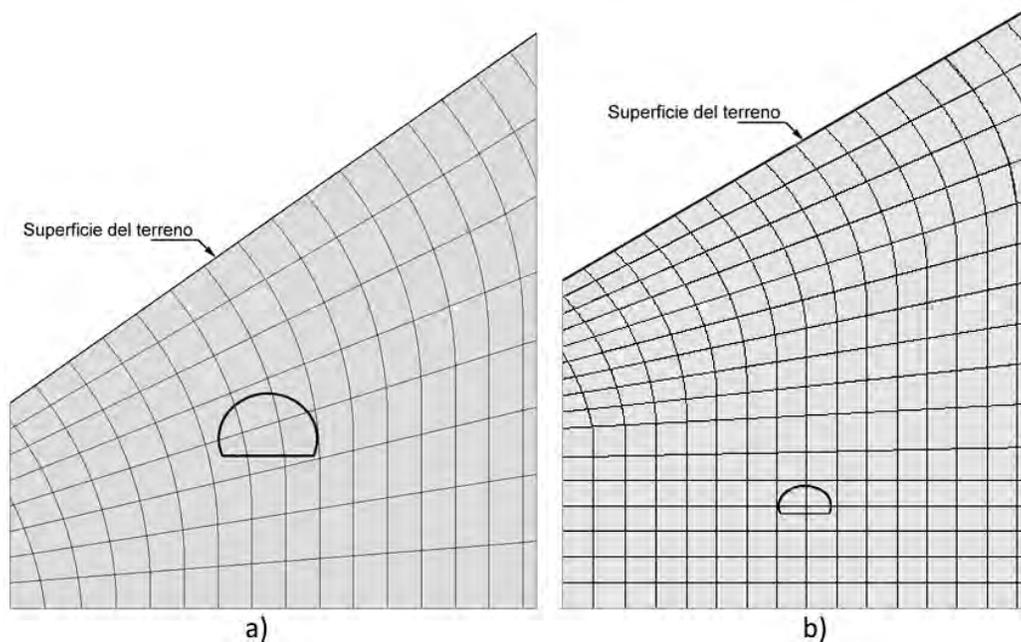


Figura 4.22. Esquemas de influencia de la topografía en el estado inicial de esfuerzos: a) sí influye; b) no influye.

4.5.1.2. Litología y estructura geológica:

El tipo de roca en que se encontrará la obra determinará en buena medida el comportamiento del macizo ante la excavación y la forma en que éste interactuará con las estructuras de soporte y estabilización.

Si la roca es dura, aunque se encuentre sensiblemente fracturada, el macizo se comportará como un medio pseudo-sólido donde las deformaciones, generalmente, no podrán alcanzar magnitudes importantes (a menos que el túnel se encuentre en condiciones de roca fluyente o en materiales expansivos). Además, en este tipo de rocas y sobre todo si el túnel se encuentra a poca profundidad,

la influencia del tiempo en el proceso de redistribución de esfuerzos con su consiguiente estabilización en las deformaciones no llega a tener demasiada importancia. La estabilidad de la excavación podría estar en juego, más que debido procesos deformacionales importantes, a otros efectos como el “aflojamiento” de la roca debida, entre otras cosas, a la descompresión, la cual favorece la apertura de juntas que pueden propiciar la caída de bloques potencialmente inestables, y que es particularmente significativo en la clave de un túnel. Las fracturas, al debilitarse, pueden generar claras direcciones de anisotropía en las que el material es considerablemente más débil. En conclusión, la presencia de discontinuidades en el macizo, será un factor muy importante a considerar en el estudio de la estabilidad de la excavación, por dos razones fundamentales: la posible formación de bloques potencialmente inestables y la generación de una marcada anisotropía que podría ser desfavorable para la obra.

En rocas blandas o suelos los mecanismos que rigen la estabilidad de las excavaciones suelen estar asociados a procesos deformacionales de mayor magnitud que tienden a generar problemas en el frente de excavación o sus proximidades.

4.5.1.3. Esfuerzos In Situ

Uno de los problemas más inciertos en Ingeniería Geotécnica y que condicionan más los resultados de los análisis, es el desconocimiento del estado tensional en el interior de un macizo rocoso. En cuanto al estado de esfuerzos geostático suele asumirse que los esfuerzos verticales obedecen una ley aproximadamente lineal en función del peso específico del macizo y de la profundidad. Sin embargo, los esfuerzos horizontales no varían con relaciones fácilmente identificables. En el análisis y diseño de estructuras subterráneas resulta imprescindible aproximarse al estado de esfuerzos real. En la gran mayoría de los casos los proyectos no justifican la gran inversión económica que representa llevar a cabo medidas in situ de los estados tensionales del macizo rocoso, por lo que es necesario establecer una serie de hipótesis sobre la relación de esfuerzos horizontales y verticales ($k_0 = \sigma_v/\sigma_h$), basadas en la experiencia del proyectista y en las aproximaciones empíricas propuestas por algunos autores (Regla de Heim, Hoek y Brown, fórmula de Jaky, etc.), apoyadas, algunas de ellas, en estadísticas de mediciones reales. La relación $k_0 = \nu/1-\nu$ que propone la teoría de la elasticidad resulta poco aproximada en Mecánica de Rocas. Siempre es conveniente estudiar el posible comportamiento del macizo y las estructuras interactuantes bajo distintas combinaciones de dicha relación.

Hoek y Brown proponen una variación de k_0 con la profundidad de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq k_0 \leq \frac{1500}{z} + 0.5 \quad (4.37)$$

donde z es la profundidad del túnel. Sin embargo esta relación suele arrojar valores que muchas veces no tienen sentido, sobre todo cuando se trabaja a poca profundidad, por lo que hay que tomarla con precaución. En suelos y rocas muy blandas una propuesta algo más realista en este caso sería la fórmula de Jaky: $k_0 = 1 - \text{sen } \phi$. Esta fórmula es de uso muy difundido en geotecnia y de hecho es la que algunos programas de elementos finitos utilizan por defecto. Sin embargo la experiencia en macizos rocosos indica que la fórmula de Jaky puede subestimar los esfuerzos horizontales de forma importante.

Trabajos más recientes como el de Sheery (1994) proporcionan aproximaciones también realistas aunque son más aplicables a profundidades mayores a los 500 metros.

$$k_0 = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{z} \right) \quad (4.38)$$

donde E_h es el módulo de elasticidad del macizo medido en la dirección horizontal.

De acuerdo con Hudson y Harrison (1977) en obras civiles construidas a menos de 500 metros de profundidad es más una regla que una excepción (92% de los casos estudiados) que los esfuerzos horizontales sean mayores a los verticales. En la Figura 4.23 se presentan sobrepuestas las gráficas de los estudios realizados por Hoek y Brown (1980) y Sheary (1994).

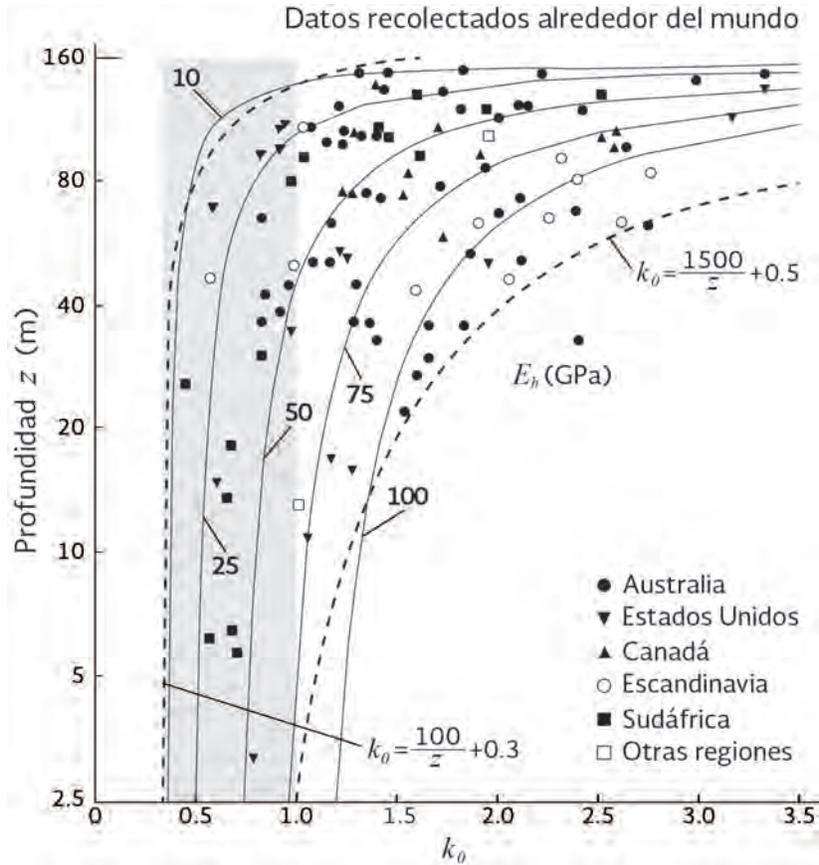


Figura 4.23. Gráficos del coeficiente de esfuerzo horizontal según los trabajos de Hoek y Brown (1980) y Sheary (1994). Gráficas sobrepuestas.

Por todo lo anterior, en el modelo computacional se deben tomar valores distintos del coeficiente k_0 y analizar su influencia en el posible comportamiento de la excavación.

Por su parte, la geología influye, en muchas ocasiones, de manera determinante en el estado primario de esfuerzos en un macizo. Las formas principales de influencia de la geología pueden ser: esfuerzos tectónicos (residuales o activos), anisotropía debida a estratificación y/o fracturamiento o distribuciones asimétricas de esfuerzos relacionadas con la orientación de discontinuidades mayores en la vecindad (Figura 4.24).

Para la generación del estado primario de esfuerzos geostático a utilizar en el análisis numérico, cuando se trata de un estudio convencional, las únicas herramientas que se tienen al alcance son las ecuaciones de la estática. Es posible crear en el modelo un estado de esfuerzos “teórico” previo al análisis de la excavación, que tome en cuenta tanto el peso de los materiales y la profundidad, como la geometría de la superficie del terreno natural cuando se considera que influye.

En una situación en la que la inclinación del terreno se tiene que definir para calcular el estado inicial de esfuerzos, en principio, los esfuerzos principales deben estar orientados paralela y perpendicularmente a la superficie del terreno. Sin embargo, la práctica indica que, así como la magnitud

de estos esfuerzos se incrementa con la profundidad, su orientación también debe ir variando gradualmente, como una función, tanto de la profundidad como de la longitud de la ladera. El programa utilizado para el análisis debe contener herramientas numéricas para simular la influencia de factores como la inclinación y longitud de la ladera, imprescindibles para alcanzar una idealización más o menos realista de los estados iniciales de esfuerzos.

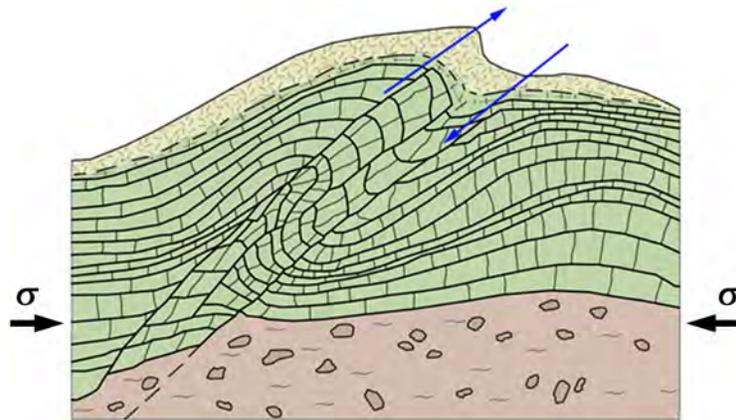


Figura 4.24. Situación en la que los esfuerzos tectónicos afectan la estructura del macizo.

4.5.2. Parte geométrica y constructiva

4.5.2.1. Geometría

El modelo geomecánico puede contemplar la geometría exacta de la sección, así como las dimensiones de las distintas fases y etapas de excavación. También es posible modelar de manera muy aproximada la topografía de las secciones de análisis. Si existe una marcada asimetría de dichas secciones, la malla de análisis se debe diseñar completa, es decir, sin la simplificación de modelar sólo la mitad de las secciones, que es posible realizar en el caso de una completa simetría.

4.5.2.2. Modelación de las fases y etapas de excavación y sostenimiento

Los esfuerzos y deformaciones en muchas estructuras dependen significativamente de la historia y detalles del procedimiento constructivo y las cargas. Aunque se podrían citar muchos ejemplos de diversas disciplinas de la ingeniería civil, el reconocimiento de esta situación es de particular importancia en la ingeniería geotécnica.

Las situaciones que se analizan en los casos de excavaciones subterráneas involucran cambios mayores en la configuración de la estructura debido a la remoción de algunos componentes y la inclusión de otros.

Por lo anterior, resulta de fundamental importancia que el modelo geomecánico incluya todos los detalles del procedimiento constructivo a implementar, desde la geometría y secuencia de las distintas fases de excavación, como el orden y el tipo de elementos de sostenimiento que se planea colocar.

4.5.3. Parte constitutiva

Se refiere a los modelos constitutivos con los que se representará el comportamiento de los distintos materiales que componen el problema geomecánico por analizar. De esta forma, los materiales geotécnicos (rocas, suelos y en algunos casos el concreto) deberán distinguirse en su comportamiento de otros como los aceros usados en los marcos metálicos y anclajes o los polímeros utilizados en geotextiles. En el Capítulo 6 de este Manual se presenta una amplia disertación sobre este particular tema.

La Figura 4.25 resume algunos de los factores más importantes que influyen en el comportamiento de una obra subterránea durante su construcción, mismos que al final representarán los condicionantes básicos para una correcta modelización:

- Forma del terreno en superficie y la profundidad del túnel
- Dimensiones del túnel y geometría de las distintas secciones de avance de la excavación
- Condiciones de flujo de agua subterránea
- Estados de esfuerzos iniciales (σ_1 , σ_2 , σ_3)
- Disposición de las distintas unidades geológicas o geotécnicas
- Presencia y tipo de elementos estructurales del sostenimiento

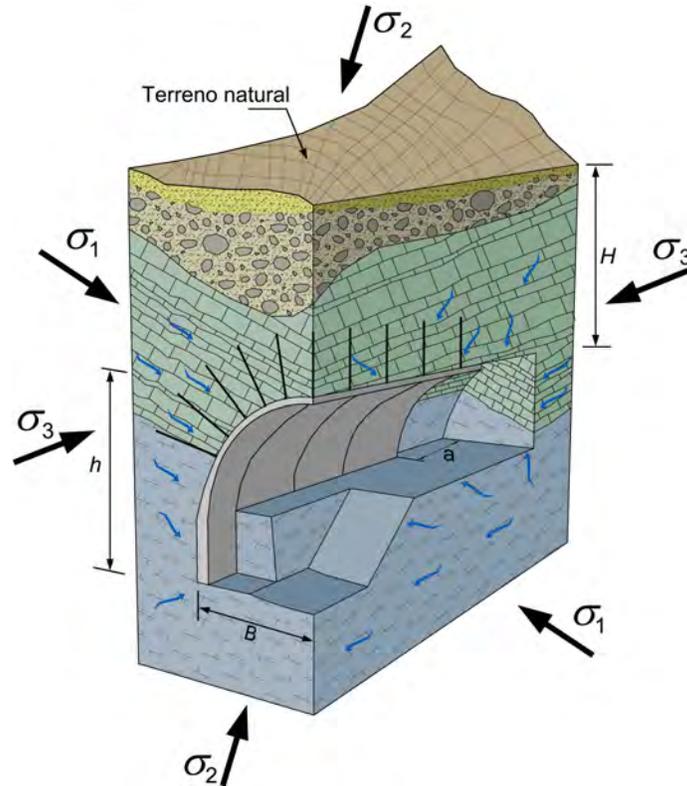


Figura 4.25. Algunos de los factores más importantes que influyen en el comportamiento de una obra subterránea durante su construcción.

4.6. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA DEFINICIÓN DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

En esta sección se describen los criterios y consideraciones que se emplean para definir los esquemas constructivos de proyecto y la relación de éstos con las distintas situaciones geotécnicas que podrán presentarse a lo largo de la construcción de un túnel.

Una vez evaluada la información de campo y laboratorio y tomando en cuenta los distintos parámetros que definen la calidad del macizo rocoso, tales como litología, resistencia, tipo y estado de las discontinuidades principales (fallas, fracturas, espaciamiento, rugosidad, presencia de agua, etcétera), o en el caso de los suelos, su granulometría y composición, se procede a realizar una escala geotécnica útil para tramificar la traza del túnel. De dicha escala serán función los esquemas constructivos que deberán implementarse. Para tal efecto, y en el caso de los túneles en roca, se emplean las clasificaciones geomecánicas clásicas y que fueron descritas en el inciso 4.3 de este Capítulo.

4.6.1. Recomendaciones derivadas de las clasificaciones geomecánicas

En los casos de túneles en roca, las clasificaciones geomecánicas, además de permitir tener una idea preliminar sobre la calidad de la roca que alojará al túnel y de ser útiles para aproximarse a valores reales de sus parámetros mecánicos, presentan una serie de recomendaciones constructivas que sus autores han adaptado a cada caso, según un número importante de factores que influyen en el comportamiento de las excavaciones. Es fundamental mencionar que estas recomendaciones no necesariamente serán las que rijan los procedimientos constructivos y los sistemas de estabilización, soporte y reforzamiento, sin embargo, representan una primera aproximación de la que se puede partir para después adaptarla a la realidad de la excavación.

Bieniawski (1989) presenta una tabla en la que establece algunas recomendaciones de excavación y tipos de sostenimiento en función de la clasificación *RMR* (Tabla 4.6). Es importante hacer notar que esta tabla está diseñada para túneles con un ancho máximo de 10 m, por lo que su aplicación a túneles de carretera convencionales ha de hacerse con sus debidas reservas. Además, considera que el túnel estará bajo un estado de esfuerzos máximo en el que la componente vertical no debe sobrepasar los 250 kg/cm² (lo que equivale a aproximadamente un máximo de 1,000 m de profundidad).

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Anclas de fricción	Concreto lanzado	Marcos
I 100-81	Sección completa Avances de 3 m.	Innecesario, salvo alguna barra ocasional.	No	No
II 80-61	Sección completa Avances de 1 a 1.5 m.	Anclaje local en clave, con longitudes de 2 a 3 m. y separación de 2 a 2.5 m. eventualmente con malla.	5cm. En clave para impermeabilización.	No
III 60-41	Avance y banqueo. Avances de 1.5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m. del frente.	Anclaje sistemático de 3 a 4 m. con separaciones de 1.5 a 2 m. en clave y hastiales. Malla en clave.	5 a 10 cm. en clave y 3 cm. en hastiales.	No
IV 40-21	Avance y banqueo. Avances de 1 a 1.5 m. Sostenimiento inmediato a menos de 10 m. del frente.	Anclaje sistemático de 4 a 5 m. con separaciones de 1 a 1.5 m. en clave y hastiales con malla electrosoldada.	10 a 15 cm. en clave y 10cm. en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Marcos ligeros espaciadas 1.5 m. cuando se requieran.
V ≤ 20	Fases múltiples. Avances de 0.5 a 1 m. Lanzar concreto inmediatamente, incluyendo el frente, después de cada avance.	Anclaje sistemático de 5 a 6 m. con separaciones de 1 a 1.5 m. en clave y hastiales con malla electrosoldada. Anclaje en solera.	15 a 20 cm. en clave, 15 cm. en hastiales y 5 cm. en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Marcos pesados separadas 0.75 m. con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, ancho máximo 10 m., máximo esfuerzo vertical 250 kg/cm²

Tabla 4.6. Recomendaciones de sostenimiento según Bieniawski (1989).

Por su parte, las recomendaciones de sostenimiento del Instituto Geotécnico Noruego (*NGI*) toman en cuenta el tipo de excavación y además incluyen un número más amplio de categorías. Para utilizar la gráfica y las tablas de Barton, es necesario definir la dimensión equivalente, *De*, del túnel, que es un parámetro introducido por el autor para normalizar los diámetros de las excavaciones. *De* es igual al diámetro del túnel dividido por un factor, *ESR* (*Excavation Support Ratio*), que se obtiene de la Tabla 4.7.

Descripción	Valor
Galerías temporales de minas	3-5
Pozos verticales: circulares /rectangulares	25/2
Galerías permanentes en minas, túneles hidráulicos, galerías pilotos o galerías de avance	1.6
Cavernas pequeñas, túneles de acceso, túneles de carretera o FF.CC. poco importantes	1.3
Cavernas, túneles de carretera o FF.CC., boquillas, intersecciones	1
Cavernas para fábricas, centrales, estaciones de FF.CC., plantas nucleares	0.8

Tabla 4.7. Determinación del ESR.

$$D_e = \frac{D^{\text{túnel}}}{ESR} \tag{4.39}$$

A partir del ESR y del índice Q se entra en la gráfica de la Figura 4.25 donde se establecen 38 categorías de sostenimiento. Luego, en la Tabla 4.8 se explican a detalle los sostenimientos propuestos.

En una publicación más reciente (Barton et al., 1992) los autores presentan un gráfico que muestra de manera más intuitiva el sostenimiento necesario según Q y De (Figura 4.26).

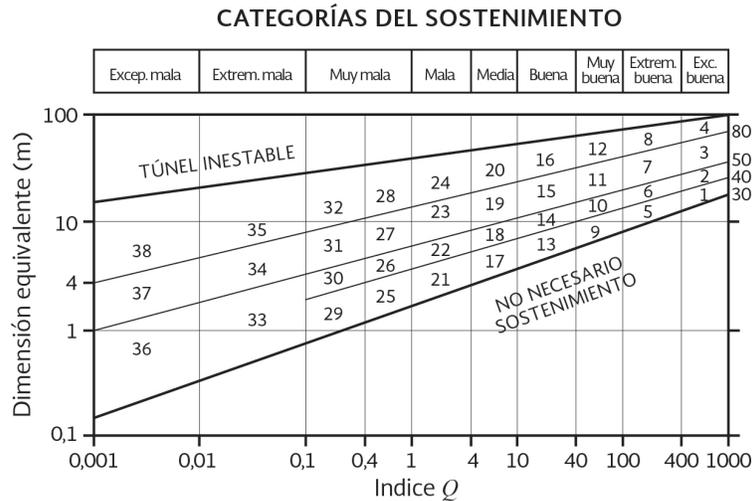


Figura 4.26. Categorías del sostenimiento según Barton et al. (1974).

SOSTENIMIENTO RECOMENDADO POR BARTON (4 < Q < 40)							
Categoría	Q	RQD/Jn	Jr / Ja	Dim. Equivalente	Presión (Kp/cm ³)	Sostenimiento	Notas
13	40-10	> 10	> 1.5		0.5	Sb (utg)	1
			< 1.5			B (utg) 1.5-2 m	
		< 10	> 1.5			B (utg) 1.5-2	
			< 1.5			B (utg) 1.5-2 + s 2-3	
14	40-10	> 10		> 1.5	0.5	B (tg) 1.5-2 + clm	1,2
		< 10		> 1.5		B (tg) 1.5-2 + s (mr) 5-10	1,3
		< 10		< 1.5		B (utg) 1.5-2 + clm	
15	40-10	> 10				B (tg) 1.5-2 + clm	1,2,4
		< 10				B (tg) 5-2 + s (mr) 5-10	
16	40-10	> 15				B (tg) 1.5-2 + clm	1,5,6,12
		< 15				B (tg) 5-2 + s (mr) 10-15	1,5,6,12

15	40-10	> 10				<i>B (tg) 1.5-2 + clm</i>	1,2,4
		< 10				<i>B (tg) 5-2 + s (mr) 5-10</i>	
16	40-10	> 15				<i>B (tg) 1.5-2 + clm</i>	1,5,6,12
		< 15				<i>B (tg) 5-2 + s (mr) 10-15</i>	1,5,6,12
17	10-4	> 30				<i>sb (utg)</i>	1
		10-30				<i>B (utg) 1.1-5</i>	
		< 10		> 6		<i>B (utg) 1-1.5+s 2-3</i>	
		< 10		< 6		<i>s 2-3</i>	
18	10-4	> 5		> 10	1.0	<i>B (tg) 1-1.5 + clm</i>	1,3
				< 10		<i>B (utg) 1-1.5 + clm</i>	1
		< 5		> 10		<i>B (tg) 1-1.5 + s 2-3</i>	1,3
				< 10		<i>B (utg) 1-1.5 + s 2-3</i>	1
19	10-4			> 20		<i>B (tg) 1-2 + s (mr) 10-15</i>	1,2,4
				< 20		<i>B (tg) 1-1.5 + s (mr) 5-10</i>	1,2
20	10-4			> 35		<i>B (tg) 1-2 + s (mr) 10-20</i>	1,5,6
				< 35		<i>B (tg) 1-2 + s (mr) 10-20</i>	1,2,4

SOSTENIMIENTO RECOMENDADO POR BARTON ($0.4 < Q < 4$)

Categoría	Q	RQD/Jn	Jr / Ja	Dim. Equivalente	Presión (Kp/cm ³)	Sostenimiento	Notas
21	4-1	> 12.5	< 0.75		1.5	<i>B (utg) 1 + s 2-3</i>	1
		< 12.5	< 0.75			<i>S 2.5-5</i>	
		< 12.5	> 1.75			<i>B (utg) 1</i>	
22	4-1	10-30	> 1			<i>B (utg) 1 + clm</i>	
		< 10	> 1			<i>S 2.5-7.5</i>	
		< 30	< 1			<i>B (utg) 1 + s (mr) 2.5-5</i>	
		> 30				<i>B (utg) 1</i>	
23	4-1			> 15		<i>B (tg) 1-1.5 + s (mr) 10-15</i>	1,2,4,7
				< 15		<i>B (utg) 1-1.5 + s (mr) 5-10</i>	1
24	4-1			> 30		<i>B (tg) 1-1.5 + s (mr) 15-30</i>	1,5,6,12
				< 30	<i>B (tg) 1-1.5 + s (mr) 10-15</i>	1,2,4,12	
25	1-0,4	> 10	> 0.5		2.25	<i>B (utg) 1 + mr ó clm</i>	1
		< 10	> 0.5			<i>B (utg) 1 + s (mr) 5</i>	
		< 10	< 0.5	> 6		<i>B (tg) 1 + s (mr) 5</i>	
26	1-0,4			< 6		<i>B (tg) 1 + s (mr) 5-7.5</i>	8,10,11
				> 10		<i>B (utg) 1 + s 2.5-5</i>	1,9
27	1-0,4			< 10		<i>B (tg) 1 + s (mr) 7.5-10</i>	
				> 10		<i>B (utg) 1 + s (mr) 5-7.5</i>	
				< 10		<i>CCA 20-40 + B (tg) 1</i>	
				> 20		<i>S (mr) 10-20 + B (tg) 1</i>	
28	1-0,4			< 20		<i>B (tg) 1 + s (mr) 30-40</i>	1,4,5,9
					<i>B (tg) 1 + s (mr) 20-30</i>	1,2,4,9	
				> 35	<i>B (tg) 1 + s (mr) 15-20</i>	1,2,9	
				< 35	<i>CCA (sr) 30-100 + B (tg) 1</i>	4,8,10,11	

SOSTENIMIENTO RECOMENDADO POR BARTON ($0.01 < Q < 0.4$)								
Categoría	Q	RQD/Jn	Jr / Ja	Dim. Equivalente	Presión (Kp/cm ³)	Sostenimiento	Notas	
29	0,4-0,1	> 5	> 0,25		3.0	B (utg) I + s 2-3		
		< 5	> 0,25			B (utg) I + s (mr) 5		
		< 5	< 0,25			B (tg) I + s (mr) 5		
30	0,4-0,1	> 5			3.0	B (tg) I + s 2.5-5	9	
		< 5					s (mr) 5-7.5	9
31	0,4-0,1	> 4			3.0	B (tg) I + s (mr) 5-7.5	8,10,11	
		1.5-4					B (tg) I + s (mr) 5-12.5	9
		< 1.5					s (mr) 7.5-25	9
							CCA 20-40 + B (tg) I	9,11
32	0,4-0,1			> 20	3.0	CCA (sr) 30-50 + B (tg) I	8,10,11	
				< 20		B (tg) I + s (mr) 40-60	2,4,9,11,12	
33	0,1-0,01	> 2			6.0	B (tg) I + s (mr) 2.5-5	9	
		< 2					s (mr) 5-10	9
34	0,1-0,01	> 2	> 0,25		6.0	s (mr) 7.5-15	8,10	
		< 2	> 0,25			B (tg) I + s (mr) 5-7.5	9	
		< 2	< 0,25			s (mr) 7.5-15	9	
						s (mr) 15-25	9	
35	0,1-0,01			> 15	6.0	CCA (sr) 20-60 + B (tg) I	8,10,11	
				< 15		B (tg) I + s (mr) 30-100	2,9,11	
				< 15		CCA (sr) 60-200 + B (tg) I	8,10,11,2	
				< 15		B (tg) I + s (mr) 20-75	9,11,3	
				< 15	6.0	CCA (sr) 40-150 + B (tg) I	8,10,11,3	

SOSTENIMIENTO RECOMENDADO POR BARTON ($Q < 0.01$)							
Categoría	Q	RQD/Jn	Jr / Ja	Dim. Equivalente	Presión (Kp/cm ³)	Sostenimiento	Notas
36	0.01 - 0.001				12.0	s (mr) 10-20	9
						s (mr) 10-20 + B (tg) 0.5-1	8,10,11
37	0.01 - 0.001				12.0	s (mr) 20-60	9
						s (mr) 20-60 + B (tg) 0.5-1	8,10,11
38	0.01 - 0.001			> 10	12.0	CCA (sr) 100-300	9,13
				> 10		CCA (sr) 100-300+B (tg) 0.5-1	8,10,2,11,13
				< 10		s (mr) 70-200	9,13
				< 10		s (mr) 70-200	8,10,3,11,13

Nota: Claves para identificar el sostenimiento:

- sb: Bulonado puntual
- B: Bulonado sistemático, espaciado entre bulones en metros.
- (utg): Bulones pasivos inyectados.
- (tg): Bulones activos inyectados.
- s: Hormigón proyectado, espesor en centímetros.
- (mr): Con mallazo.
- clm: Malla de gallinero.
- CCA: Anillo de hormigón encofrado, espesor en centímetros.
- (sr): Armado con acero.

Tabla 4.8. Sostenimientos según Barton et al., (1974).

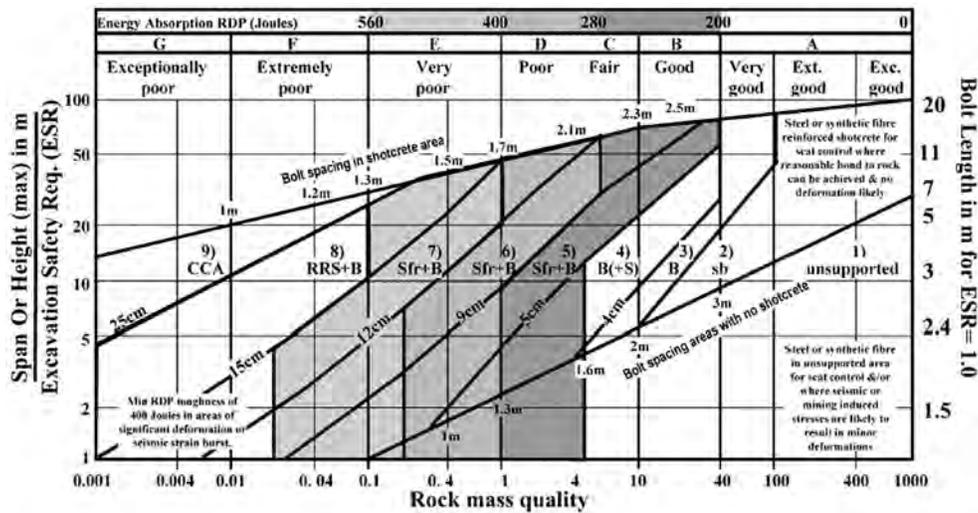


Figura 4.27. Categorías del sostenimiento según Barton (1993).

4.6.2. Definición de Unidades y Condiciones Geotécnicas

En primer lugar, resulta conveniente definir los conceptos de Unidad Geotécnica y Condición Geotécnica para fines de diseño (y control durante la construcción) de una obra subterránea.

Una Unidad Geotécnica puede entenderse como una porción del terreno, dentro del ámbito de la obra, que tiene características, primordialmente geomecánicas, que la distinguen de otras porciones vecinas.

Una unidad geotécnica puede conformar un paquete de roca o suelo de una determinada litología o estar compuesta por intercalaciones de distintas litologías, pero con características mecánicas similares. Algunos ejemplos pueden describirse como sigue:

- En formaciones volcánicas, una sucesión de distintos eventos eruptivos puede conformar un terreno en el que se intercalen paquetes de roca extrusiva de distinta composición química, pero de resistencia similar; además, debido a la tectónica regional, estos pueden compartir los mismos patrones de fracturamiento
- En una formación sedimentaria, puede ser que distintas deposiciones de distintas eras geológicas, aunque tengan diferencias en su composición, guarden también propiedades mecánicas similares así como de estratificación y fracturamiento.
- Cuando distintos grupos litológicos forman una misma unidad pero tienen propiedades mecánicas diferentes; en estos casos puede suceder que la escala de las intercalaciones (y a veces también lo complejo de su geometría), haga inviable separarlas en unidades discretas individuales y el hecho de pretender darles un tratamiento diferenciado en los cálculos resultaría muy costoso en términos computacionales, a la vez que aumentaría el grado de incertidumbre sobre la validez de los resultados obtenidos. En estos casos las distintas capas se homogenizan en unidades de propiedades equivalentes.

En la Figura 4.28 se muestra un ejemplo de un túnel que atraviesa una secuencia de calizas arcillosas (Cz_{ar}), margas (Mg) y lutitas (Lu), a las que a su vez sobreyace una unidad de conglomerados calcáreos (Cg_{Ca}). Nótese que a la escala del dibujo podrían distinguirse las diferentes zonas como unidades de comportamiento mecánico distinto; sin embargo, si se pretende elaborar un modelo de cálculo que abarque varias decenas de metros hacia los lados, hacia abajo y hacia arriba del túnel, la escala del dominio de análisis con respecto a la de los espesores de los diferentes paquetes litológicos de Cz_{ar} -Mg-Lu, haría inviable tal distinción. Entonces, lo conveniente es agruparlas en una

sola unidad geotécnica. Para el cálculo de las propiedades físicas y mecánicas de esta unidad harían falta técnicas de homogeneización. En la misma Figura 4.28 se muestra el equivalente en un modelo geomecánico.

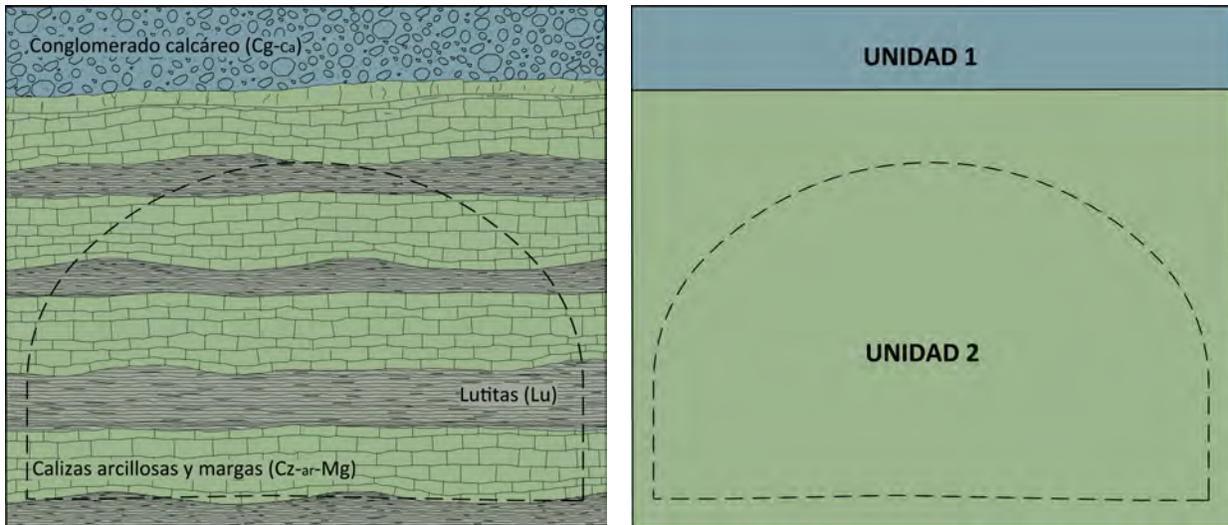


Figura 4.28. Ejemplo de definición de unidades geotécnicas a partir de la homegenización de grupos litológicos.

Asimismo, un mismo grupo litológico puede subdividirse en dos o más unidades geotécnicas, dependiendo de ciertas características que las hacen diferenciables mecánicamente, como son el grado de fracturamiento, de alteración, las condiciones de humedad e incluso, las condiciones topográficas.

Por su parte, una Condición Geotécnica abarca el conjunto de factores determinantes en la respuesta del terreno ante las acciones de excavación. Así, una misma unidad geotécnica puede contener varias condiciones geotécnicas y viceversa.

En la Figura 4.29 se muestra el perfil de un túnel en el que se esquematiza el grado de fracturamiento del macizo rocoso y la presencia de una falla. Se trata de una formación en la que existe una sola litología (Andesitas, Tm-and), cuyo fracturamiento y grado de alteración es muy intenso en zonas cercanas a la superficie y va disminuyendo gradualmente a medida en que se profundiza en el terreno. Durante los estudios geológicos se detectó la presencia de una falla de dimensiones considerables que afecta a un tramo de unos 10 m del túnel. En la misma figura se presenta una tramificación geotécnica en función de los rangos de calidad RMR y Q estimados durante el proyecto.

En este proyecto en particular, se determinó considerar a todo el macizo rocoso como una sola unidad geotécnica (**Unidad I**) y, en función de la calidad de la roca y de las condiciones topográficas, asignar una serie de condiciones geotécnicas distintas, mismas que, a su vez, están asociadas a diferentes procedimientos de excavación y técnicas de sostenimiento.

En la Figura 4.30 se muestra el perfil geotécnico del túnel. Puede verse que la tramificación ahora incluye 6 condiciones geotécnicas denominadas: B, $C^{(+)}$, $C^{(-)}$, $D^{(+)}$, $D^{(-)}$ y E, asociadas a distintos niveles de calidad, llenando de mayor a menor. En el siguiente inciso de este capítulo se describen ampliamente dichas condiciones geotécnicas.

El primer tramo del túnel está en Condición E, que se asocia al terreno de peor calidad, pero además a una situación especial definida por las obras de emportalamiento. Sobra decir que los primeros metros de túnel pueden ser muy delicados en términos de estabilidad por lo que es necesario extremar las medidas de seguridad y por ende, reforzar más la excavación.

En la medida en que el túnel va profundizando y la calidad del macizo mejorando, las condiciones geotécnicas implican cada vez menor cantidad de soporte y/o reforzamiento del terreno; sin embargo, en un caso como el del ejemplo, el túnel cruza una falla geológica, la cual tiene una cierta zona de influencia que se refleja en un empeoramiento de las condiciones de estabilidad de la excavación. Por lo anterior debe definirse una transición entre la condición geotécnica buena (B) que se tiene antes de llegar a la zona de influencia y la condición pésima (E).

Una vez que la excavación sale de la zona de influencia de la falla y la calidad geotécnica vuelve a mejorar, se continúa con el esquema de la Condición B.

Situaciones como la anteriormente descrita suelen presentarse repetidas veces durante la excavación de un túnel, especialmente si éste es relativamente largo.

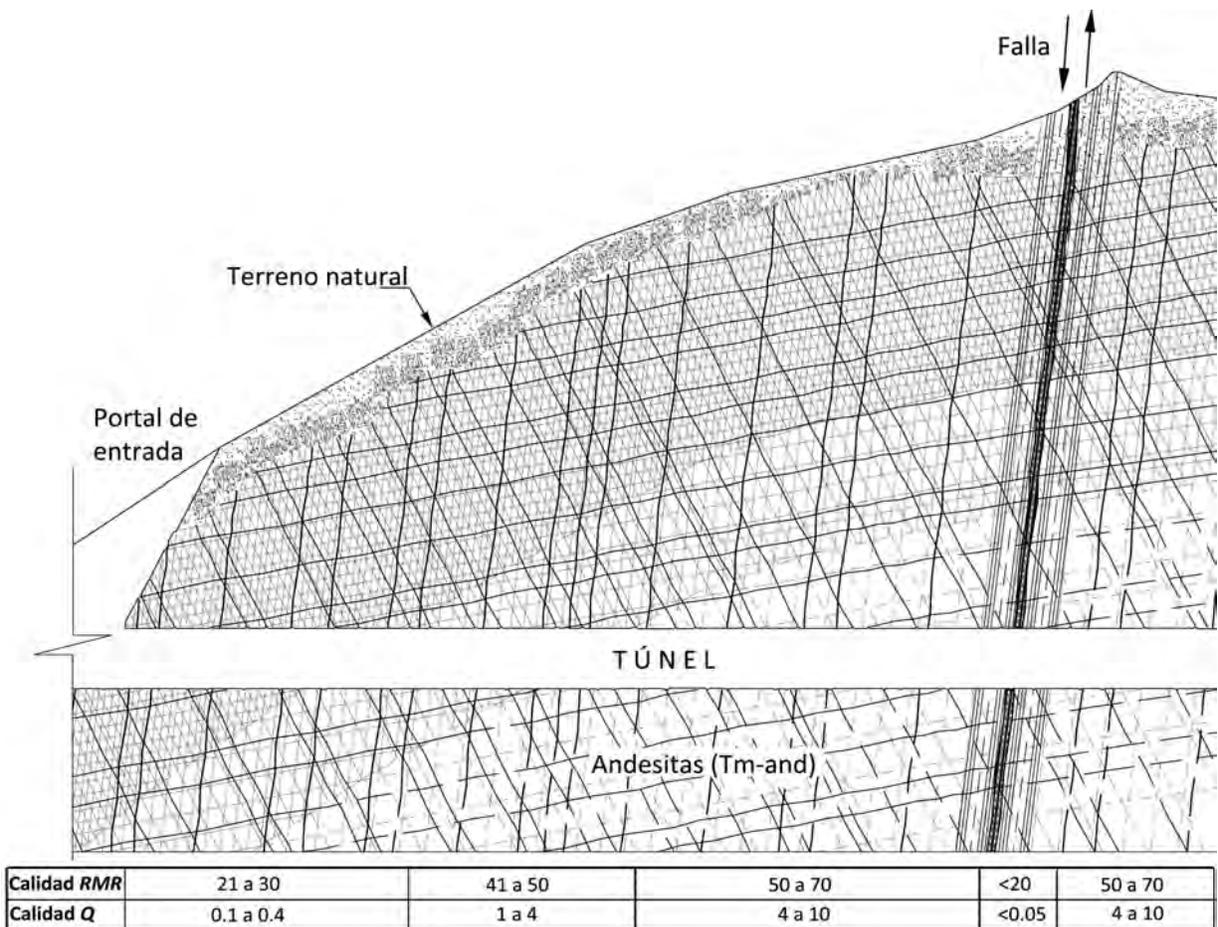


Figura 4.29. Perfil de un túnel en el que se esquematiza el grado de fracturamiento del macizo rocoso, la presencia de una falla y la caracterización geotécnica (*RMR*, *Q*) por tramos.

4.6.3. Definición de procedimientos constructivos para distintas condiciones geotécnicas

A continuación se describe una forma en que pueden asociarse secuencias de excavación y técnicas de sostenimiento a distintas condiciones geotécnicas.

Tomando como clasificación de referencia las escalas de calidad propuestas por Bieniawski (1989), Barton (1974) y Marinos y Hoek (2004), pueden establecerse 5 condiciones geotécnicas básicas a partir de las cuales proponer los esquemas constructivos correspondientes.

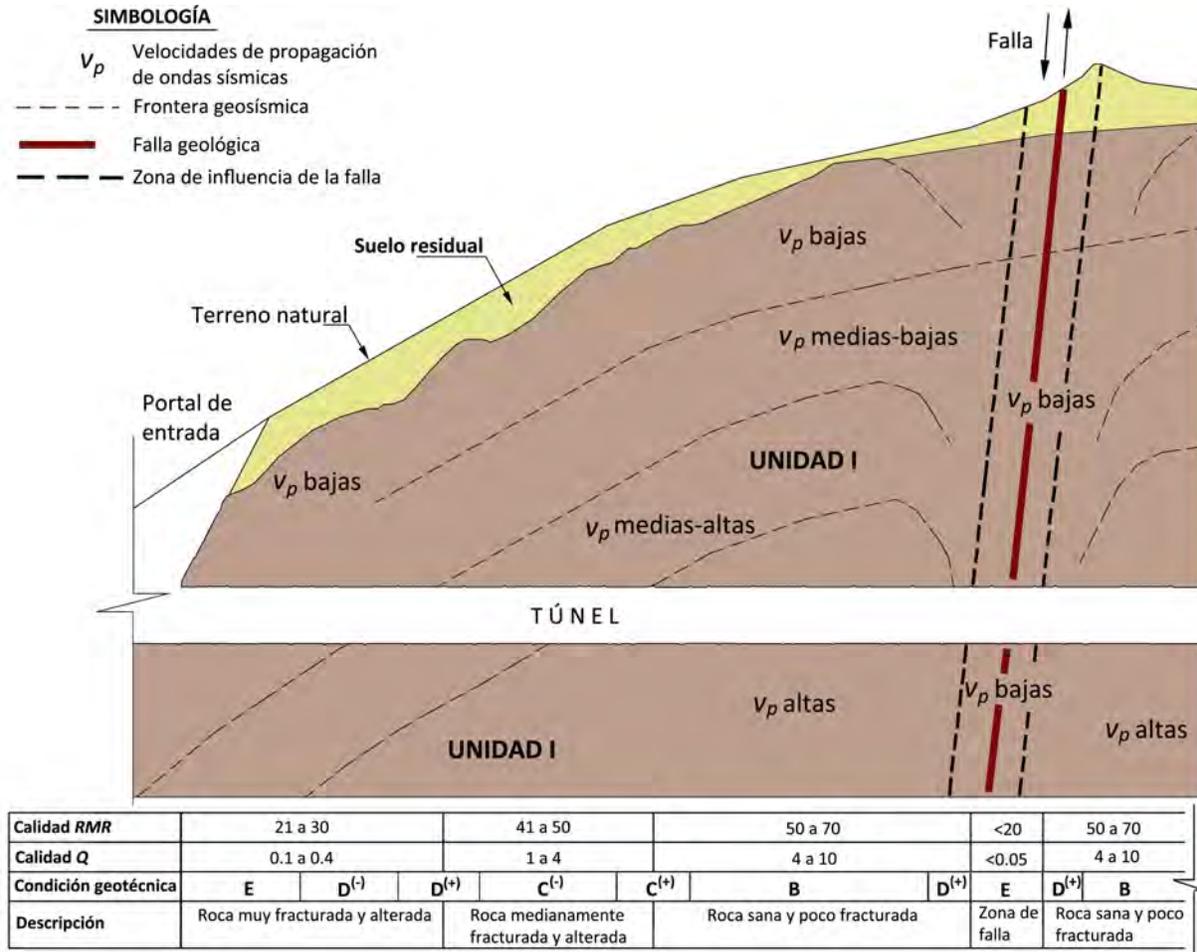


Figura 4.30. Perfil geotécnico del túnel.

En la Tabla 4.9 se muestran 5 condiciones geotécnicas básicas asociadas a 5 rangos de los índices de calidad RMR_{89} , Q y GSI , así como las caracterizaciones que los dos primeros autores dan a los macizos rocosos en cada caso.

CONDICIÓN GEOTÉCNICA	RMR (Bieniawski, 1989)	Q (Barton et al., 1974)	GSI (Marinos & Hoek, 2004)
A	≥ 81 Roca muy buena	≥ 45 Roca muy buena	76 a 95
B	61 a 80 Roca buena	6 a 45 Roca regular a buena	56 a 75
C	41 a 60 Roca regular a buena	1 a 6 Roca mala a regular	36 a 55
D	21 a 40 Roca mala a regular	0.1 a 1.0 Roca muy mala	20 a 35
E	≤ 20 Roca muy mala	0.01 a 0.10 Roca extremadamente mala	5 a 20

Tabla 4.9. Relación entre calidades geotécnicas y esquemas constructivos propuestos.

A modo de ejemplo, en los siguientes incisos se presenta una descripción (típica) de macizos rocosos que correspondería a cada calidad geotécnica y el desarrollo detallado de los índices de calidad geotécnica (también típicos) correspondientes.

a) Condición geotécnica A

Se trata de macizos de calidad muy buena en los que la roca es masiva, resistente y muy sana; macizos con hasta 3 sistemas de discontinuidades que forman bloques cúbicos grandes con buenas

condiciones de trabazón; las fracturas están sanas, cerradas y/o selladas, rugosas y secas y su separación no debe ser inferior a 1.5 m. En la Tabla 4.10 se presenta una clasificación *RMR* tipo para una roca de estas características; en la Tabla 4.11 se hace lo propio para la clasificación *Q*.

Clasificación <i>RMR</i> ₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	$150 \leq \sigma_c^i \leq 250$ MPa	11 – 15
Índice <i>RQD</i>	$90\% \leq RQD \leq 100\%$	19 - 20
Espaciamiento entre discontinuidades	De 1.5 a >2.0 m	16 – 20
Estado de las discontinuidades	Muy rugosas, sin relleno, inalterada y cerradas	25 – 30
Presencia de agua	Seco o ligeramente húmedo	10 - 15
Corrección por orientación de discontinuidades	Muy favorables	0
TOTAL		81 – 100 CLASE I Roca Muy Buena

Tabla 4.10. Intervalo estimado del índice *RMR* para Condición Geotécnica A.

Clasificación <i>Q</i>		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice <i>RQD</i> :	$90\% \leq RQD \leq 100\%$	90 – 100
J_n (número de familias de juntas)	Una familia de juntas y otras ocasionales	3 - 2
J_r (rugosidad de juntas)	Diaclasas discontinuas, onduladas rugosas e irregulares	3 - 4
J_a (alteración de las juntas)	Planos de discontinuidad inalterados a ligeramente alterados, rellenos arenosos no blandos	2 - 1
J_w (presencia de agua)	Seco o pequeña entrada local	1
<i>SRF</i> (stress reduction factor)	Rocas competentes, esfuerzos medios, condiciones de esfuerzos favorables	1
$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$		45 – 200 Roca Buena a muy Buena

Tabla 4.11. Intervalo estimado del índice *Q* para Condición Geotécnica A.

b) Condición geotécnica B

Se trata de macizos de buena calidad, sanos, resistentes y con una estructura de bloques bien trabados, en los que puede haber hasta 3 familias de discontinuidades, con caras rugosas y/o onduladas; algunas de sus juntas podrían estar ligeramente alteradas u oxidadas. Es importante que ninguna familia buze muy desfavorablemente hacia el frente de la excavación y que no exista agua que fluya hacia el interior del túnel. En la Tabla 4.12 se presenta una clasificación *RMR* tipo para una roca de estas características; en la Tabla 4.13 se hace lo propio para la clasificación *Q*.

Clasificación <i>RMR</i> ₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	$100 \leq \sigma_c^i \leq 150$ MPa	8 – 11
Índice <i>RQD</i>	$75\% \leq RQD \leq 90\%$	15 – 19
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.6 a 1.5 m	11 – 16
Estado de las discontinuidades	Ligeramente rugosa a rugosa, con relleno duro y ligeramente alterada	20 – 25
Presencia de agua	Ligeramente húmedo	9 - 11
Corrección por orientación de discontinuidades	Favorables	-2
TOTAL		61 – 80 CLASE II Roca Buena

Tabla 4.12. Intervalo estimado del índice *RMR* para Condición Geotécnica B.

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD :	$75\% \leq RQD \leq 90\%$	75 – 90
J_n (número de familias de juntas)	Una familia y algunas diaclasas aleatorias, a dos familias	4 - 3
J_r (rugosidad de juntas)	Onduladas, lisas a onduladas rugosas e irregulares	2 - 3
J_a (alteración de las juntas)	Planos de discontinuidad ligeramente alterados, rellenos arenosos no blandos	2
J_w (presencia de agua)	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de relleno. En ocasiones pequeñas afluencias.	0.66 - 1
SRF (stress reduction factor)	Rocas competentes, esfuerzos medios a elevados, condiciones de esfuerzos favorables	2 - 1
$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$		6.2 a 45 Roca Regular a Buena

Tabla 4.13. Intervalo estimado del índice Q para Condición Geotécnica B.

c) Condición geotécnica C

Se considera para macizos con un mayor grado de fracturamiento, hasta 4 o 5 familias cuyas juntas pueden ser poco rugosas y estar algo abiertas y/o alteradas; macizos en los que se formen bloques de dimensiones decimétricas (espaciamientos de 0.6 a 0.8 m) y donde la roca matriz sea dura y resistente (por ejemplo calizas, basaltos, areniscas, tobas, granitos, andesitas y riolitas). En este tipo de macizos la trabazón entre bloques duros contribuye en gran medida a la auto estabilización de la bóveda. Alguna(s) familia(s) pueden buzar de forma medianamente desfavorable a la excavación. Puede tratarse también de macizos de buena calidad pero con zonas individuales de debilidad como fallas o zonas de material triturado que afecten la estabilidad de la excavación. Puede existir humedad dentro de la excavación o una cierta afluencia, no muy considerable. En la Tabla 4.14 se presenta una clasificación RMR tipo para una roca de estas características; en la Tabla 4.15 se hace lo propio para la clasificación Q .

Clasificación RMR_{90}		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	$50 \leq \sigma_c^i \leq 100$ MPa	5 – 8
Índice RQD	$50\% \leq RQD \leq 75\%$	9 – 15
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.6 a 0.8 m	11 – 12
Estado de las discontinuidades	Ligeramente rugosa a rugosa, presenta relleno blando < 5mm y relleno duro; se encuentran de moderadamente a ligeramente alteradas	16 – 20
Presencia de agua	Ligeramente húmedo a húmedo	5 - 10
Corrección por orientación de discontinuidades	Regular	-5
TOTAL		41 – 60 CLASE III Roca Regular a Buena

Tabla 4.14. Intervalo estimado del índice RMR para Condición Geotécnica C.

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD :	$50\% \leq RQD \leq 75\%$	50 - 75
J_n (número de familias de juntas)	Dos familias de diaclasas a dos familias y algunas aleatorias	6 - 4
J_r (rugosidad de juntas)	Planas, poco rugosas e irregulares y en algunos casos lisas	1.5 - 2
J_a (alteración de las juntas)	Rellenos de arcillas limosas o arenosas y planos de discontinuidad ligeramente alterados	3 - 2
J_w (presencia de agua)	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de relleno	0.66
SRF (stress reduction factor)	Zonas fracturadas aisladas en rocas competentes, tensiones pequeñas	2.5 - 2
$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$		1.1 - 6 Roca Mala a Regular

 Tabla 4.15. Intervalo estimado del índice Q para Condición Geotécnica C.

d) Condición geotécnica D

Se trata de macizos rocosos compuestos por una roca matriz medianamente débil a débil, en donde el espaciamento entre discontinuidades es pequeño y/o se tienen estratos muy delgados. Las juntas de las discontinuidades son lisas y se encuentran abiertas, alteradas, en ocasiones rellenas de arcilla y húmedas. Además cuando la roca matriz es débil existe una mayor tendencia a generar zonas de material plastificado y/o en estado de rotura de mayor extensión o a crear zonas de aflojamiento en la clave de mayores dimensiones. En estas rocas prácticamente no hay trabazón entre bloques. Ejemplo de estos macizos son las formaciones de lutitas, pizarras, esquistos, margas, brechas y conglomerados. En la Tabla 4.16 se presenta una clasificación RMR tipo para una roca de estas características; en la Tabla 4.17 se hace lo propio para la clasificación Q .

Clasificación RMR_{89}		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	$25 \leq \sigma_c^i \leq 50$ MPa	3 - 5
Índice RQD	$25\% \leq RQD \leq 50\%$	4 - 9
Espaciamento entre discontinuidades	De 0.06 a 0.6 m	6 - 11
Estado de las discontinuidades	Ligeramente rugosa a ondulada, presenta relleno blando < 5mm y también > 5mm; se encuentran de moderadamente a muy alteradas	10 - 15
Presencia de agua	Goteando a húmedo	5 - 7
Corrección por orientación de discontinuidades	Regular a desfavorables	-7
TOTAL		21 - 40 CLASE IV Roca muy Mala a Regular

 Tabla 4.16. Intervalo estimado del índice RMR para Condición Geotécnica D.

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD :	$25\% \leq RQD \leq 50\%$	25 – 50
J_n (número de familias de juntas)	Dos familias y algunas diaclasas a tres familias	9 – 6
J_r (rugosidad de juntas)	Planas, lisas, a rugosas e irregulares	1 – 1.5
J_a (alteración de las juntas)	Relleno de arcillas blandas o de baja fricción; rellenos de arcillas limosas o arenosas y planos de discontinuidad ligeramente alterados	4 – 3
J_w (presencia de agua)	Afluencia importante, presión alta a presión media, con lavado ocasional de relleno	0.5 - 0.66
SRF (stress reduction factor)	Zonas débiles aisladas; contenido de arcillas	2.5
$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$		0.14 – 1 Muy Mala a Extremadament e mala

Tabla 4.17. Intervalo estimado del índice Q para Condición Geotécnica D.

e) Condición geotécnica E

Coincide con las peores condiciones geotécnicas previsibles y además con los primeros metros de excavación en aquellos túneles en los que la calidad del macizo en las zonas de portales sea mala a muy mala. Se trata de macizos de roca completamente descompuesta o alterada en los que el material se puede comportar más como un suelo que como una roca. También incluye zonas de depósitos de talud con matriz arenosa o limosa y que contienen bolos o bloques angulosos de distintas dimensiones. En la Tabla 4.18 se presenta una clasificación RMR tipo para una roca de estas características; en la Tabla 4.19 se hace lo propio para la clasificación Q .

Clasificación RMR_{89}		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz:	$5 \leq \sigma_c^i \leq 25$ MPa	1 - 3
Índice RQD	$RQD \leq 25\%$	3
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.06 a 0.2 m	5 – 9
Estado de las discontinuidades	Lisas o muy poco onduladas, con relleno blando < 5mm y en ocasiones > 5mm; muy alteradas	2 - 9
Presencia de agua	Fluyendo a húmedo	2 - 6
Corrección por orientación de discontinuidades	Muy desfavorables	-10
TOTAL		3 – 20 CLASE V Roca Muy Mala

Tabla 4.18. Intervalo estimado del índice RMR para Condición Geotécnica E.

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD :	$RQD \leq 25\%$	25
J_n (número de familias de juntas)	Tres familias y algunas aleatorias; y tres familias de diaclasas	12 - 9
J_r (rugosidad de juntas)	Planas y perfectamente lisas	0.5 - 1
J_a (alteración de las juntas)	Relleno de arcillas no blandas; partículas arenosas, roca desintegrada	6 - 4
J_w (presencia de agua)	Afluencia importante produciéndose lavado considerable de los rellenos; afluencia a presión alta, con discontinuidades sin relleno	0.33 - 0.5
SRF (stress reduction factor)	Zonas débiles aisladas; con contenido de arcillas o roca desintegrada	5 - 2.5
$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$		0.011 – 0.1 Roca Extremada- mente Mala a Muy Mala

Tabla 4.19. Intervalo estimado del índice Q para Condición Geotécnica E.

A partir de las anteriores descripciones y tablas orientativas, a modo de primera aproximación, puede procederse a consultar lo que los autores de las clasificaciones geomecánicas recomiendan para cada caso.

4.6.4. Recomendaciones constructivas para las distintas condiciones geotécnicas

a) Condición Geotécnica A

- Con base en la gráfica de Barton, con un índice Q de 45 y un diámetro equivalente, D_e de 16 m, la excavación caería en la categoría 2, lo cual implicaría un sostenimiento mediante anclaje pasivo puntual de 4 a 5 m de longitud.
- Según las recomendaciones de Bieniawski podrá excavarse a sección completa con avances de 3 metros, anclaje ocasional, sin concreto lanzado y sin marcos metálicos.

b) Condición Geotécnica B

- Con base en la gráfica de Barton, de acuerdo con el índice Q correspondiente y un diámetro equivalente, D_e de 16 m, la excavación caería en las categorías 3 y 4, lo cual implicaría un sostenimiento mediante anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciados de 2 a 2.5 m para la categoría 3; mientras que para la categoría 4 se propone, anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciadas unos 2.5 m y concreto lanzado de 4 a 5 cm de espesor.
- Según las recomendaciones de Bieniawski se podrá excavar a sección completa con avances de 1 a 1,5 m, colocando anclas de 2 a 3 m en la bóveda en un patrón de 2.5 m y con una capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor en la bóveda.

c) Condición Geotécnica C

- Con base en la gráfica de Barton, de acuerdo con el índice Q correspondiente y un diámetro equivalente, D_e de 16 m, la excavación caería en las categorías 4 y 6, lo cual implicaría para la categoría 4, anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciadas unos 2.5 m y concreto lanzado de 4 a 5 cm de espesor; para la categoría 6, se propone anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciadas de 2 m y concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 9 a 12 cm de espesor.
- Según las recomendaciones de Bieniawski se deberá excavar primero la media sección superior y luego el banqueo con avances de 1.5 a 3 m, colocando anclas de 3 a 4 m en la bóveda y hastiales en un patrón de 1.5 a 2.0 m y con una capa de concreto lanzado de 5 a 10 cm de espesor en bóveda y 3 cm en hastiales.

d) Condición Geotécnica D

- Con base en la gráfica de Barton, de acuerdo con el índice Q correspondiente y un diámetro equivalente, D_e de 16 m, la excavación caería en las categorías 6 y 8, lo cual implicaría para la categoría 6, anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciado de 2 m y concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 9 a 12 cm de espesor; para la categoría 8, se propone anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciadas de 1.5 a 2 m, concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 15 a 20 cm de espesor y marcos metálicos con concreto lanzado.
- Según las recomendaciones de Bieniawski se deberá excavar primero la media sección superior y luego el banqueo con avances de 1 a 1.5 m, colocando anclas de 4 a 5 m en la bóveda y hastiales en un patrón de 1 a 1.5 m y con una capa de concreto lanzado de 10 a 15 cm de espesor en bóveda y 10 cm en hastiales y marcos metálicos ligeros espaciados 1.5 m, cuando sean necesarios.

e) Condición Geotécnica E

- Con base en la gráfica de Barton, de acuerdo con el índice Q correspondiente y un diámetro equivalente, D_e de 16 m, la excavación caería en las categorías 8 y 9, lo cual implicaría para la categoría 8, se propone anclaje pasivo sistemático de 4 a 5 m de longitud, espaciadas de 1.0 a 1.5 m, concreto lanzado reforzado con fibras de acero con espesor mayor a 20 cm y marcos metálicos reforzados con concreto lanzado; para la categoría 9, se propone revestimiento de concreto.

- Según las recomendaciones de Bieniawski se deberá excavar en múltiples fases, colocando anclas de 5 a 6 m en la bóveda y hastiales en un patrón de 1 a 1.5 m y con una capa de concreto lanzado de 15 a 20 cm de espesor en bóveda y hastiales y de 5cm en el frente de la excavación y marcos metálicos pesados espaciados 0.75 m.

4.6.5. Secciones tipo de sostenimiento y procedimientos de excavación

Partiendo de una evaluación de la información generada durante los proyectos, de los datos obtenidos en obras similares ya realizadas y, tomando en cuenta los distintos parámetros que definen la calidad de los macizos rocosos, tales como litología, resistencia, tipo y estado de las discontinuidades principales (fallas, fracturas, espaciamiento, rugosidad, presencia de agua, etc.), se ha procedido a realizar una escala geotécnica útil para predefinir tratamientos y procedimientos de excavación. De dicha escala pueden ser función los esquemas constructivos que se propongan en un proyecto. Para tal efecto y como ya se anticipó, se emplean las clasificaciones geomecánicas clásicas, definiéndose así siete condiciones geotécnicas (las 5 anteriormente mencionadas más dos adicionales), con sus respectivos procesos constructivos y tratamientos (Tabla 4.20).

Condición geotécnica	RMR (Bieniawski, 1989)	Q (Barton et al., 1974)	GSI (Hoek & Marinos, 2002)	Tipo de sostenimiento
A	≥ 81 Roca muy buena	≥ 45 Roca muy buena	76 a 95	ST-1
B	61 a 80 Roca buena	6 a 45 Roca regular a buena	56 a 75	ST-2
C(+)	51 a 60 Roca regular a buena	4 a 6 Roca mala a regular	46 a 55	ST-3
C(-)	41 a 50 Roca regular	1 a 4 Roca mala	36 a 45	ST-4
D(+)	31 a 40 Roca mala a regular	0.4 a 1.0 Roca muy mala	26 a 35	ST-5
D(-)	21 a 30 Roca mala a muy mala	0.1 a 0.4 Roca muy mala a extremadamente mala	16 a 20	ST-6
E	≤ 20 Roca muy mala (Túnel)	0.01 a 0.10 Roca extremadamente mala	5 a 15	ST-E
	≤ 30 Roca mala a muy mala en (Emportalamiento)	≤ 0.4 Roca muy mala a extremadamente mala	≤ 25	

Tabla 4.20. Relación entre calidades geotécnicas y esquemas constructivos propuestos.

Debe tomarse en cuenta que las clasificaciones geotécnicas no sustituyen a los análisis de estabilidad y los diseños rigurosos que, en cada caso particular que lo amerite, deben realizarse a modo de definir más apropiadamente los tratamientos más adecuados a aplicarse durante la excavación del túnel.

De acuerdo con la información geológico-geotécnica recabada, para cada túnel deberán definirse los tramos correspondientes a cada condición geotécnica (Figura 4.30). A continuación se presentan descripciones breves de lo que podrían ser unos esquemas típicos².

a) Condición Geotécnica A

El procedimiento constructivo consiste en la excavación de la media sección superior en una sola fase, con avances de hasta 6 m; colocación puntual de anclas pasivas de fricción de 6 m de longitud y diámetro de $\phi = 1"$, sólo en sitios donde puedan generarse bloques o cuñas potencialmente inestables; en la mayoría de los casos no requerirá concreto lanzado, pero en caso de que se trate de una roca intemperizable, podrá lanzarse una capa de sellado de concreto reforzado con fibras de 5 cm de espesor. Banqueo en una sola etapa de excavación. (Figura 4.31).

² Estas descripciones corresponden únicamente con ejemplos idealizados para los fines de este Manual.

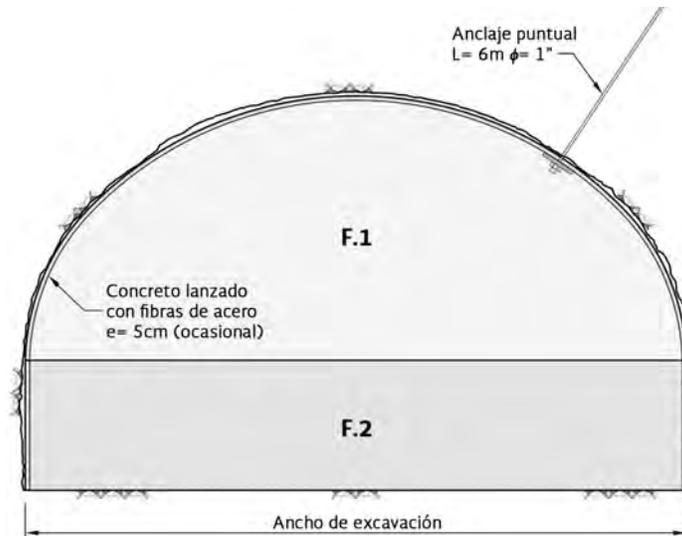


Figura 4.31. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica A.

Alternativamente y si así conviene al contratista, se podrá excavar la sección completa del túnel, en avances de hasta 4 metros. El número de anclas puntuales obedecerá al cálculo de la fuerza de anclaje necesaria en cada caso.

b) Condición Geotécnica B

El procedimiento constructivo consiste en la excavación de la media sección superior en una sola fase, con avances de hasta 4 m; colocación puntual de anclas pasivas de fricción de 6 m de longitud y diámetro $\phi = 1''$, sólo en sitios donde puedan generarse bloques o cuñas potencialmente inestables; colocación de una capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor; excavación del banqueo en una sola fase; colocación de una capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor en las paredes del banqueo. El número de anclas puntuales obedecerá al cálculo de la fuerza de anclaje necesaria en cada caso (Figura 4.32).

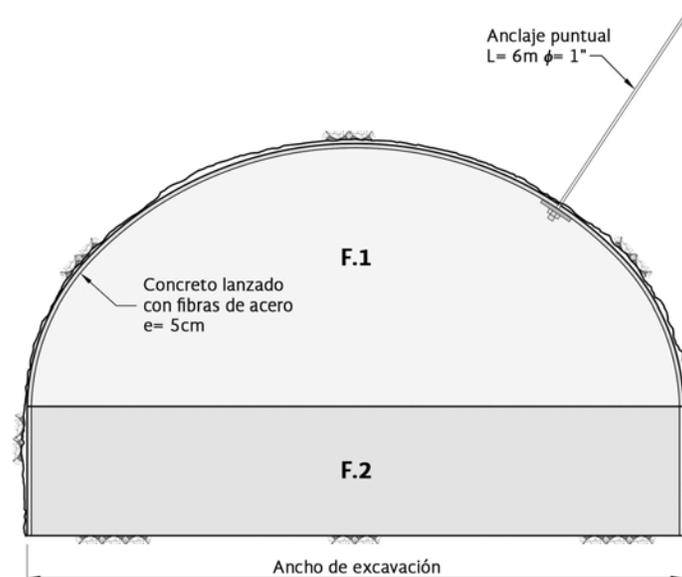


Figura 4.32. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica B.

c) Condición Geotécnica C

La Condición Geotécnica C se refiere al rango de calidad geotécnica considerado como “regular”, sin embargo, debido a la amplitud de dicho rango, se considera conveniente dividir los esquemas de sostenimiento en dos sub-categorías: C⁽⁺⁾ y C⁽⁻⁾.

c.1) Condición Geotécnica C⁽⁺⁾

Consiste en la excavación de la media sección superior en una sola etapa con avances de 3 m. Inmediatamente después de cada avance se procederá a la colocación de una capa de concreto lanzado con fibras de acero de 5 cm de espesor; posteriormente se colocarán anclas de fricción de 6 m de longitud y diámetro $\phi = 1"$, en un patrón de 2.5 m transversal \times 2.5 m longitudinal, al tresbolillo; después, se colocará una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 5 cm de espesor (la colocación de anclas de fricción en las paredes del banqueo sólo será necesaria si durante el seguimiento geotécnico se determinan cuñas o bloques potencialmente inestables que pudieran tener salida en dichas zonas); el banqueo se excavará en una sola fase, colocando dos capas de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor cada una en las paredes o hastiales (Figura 4.33)

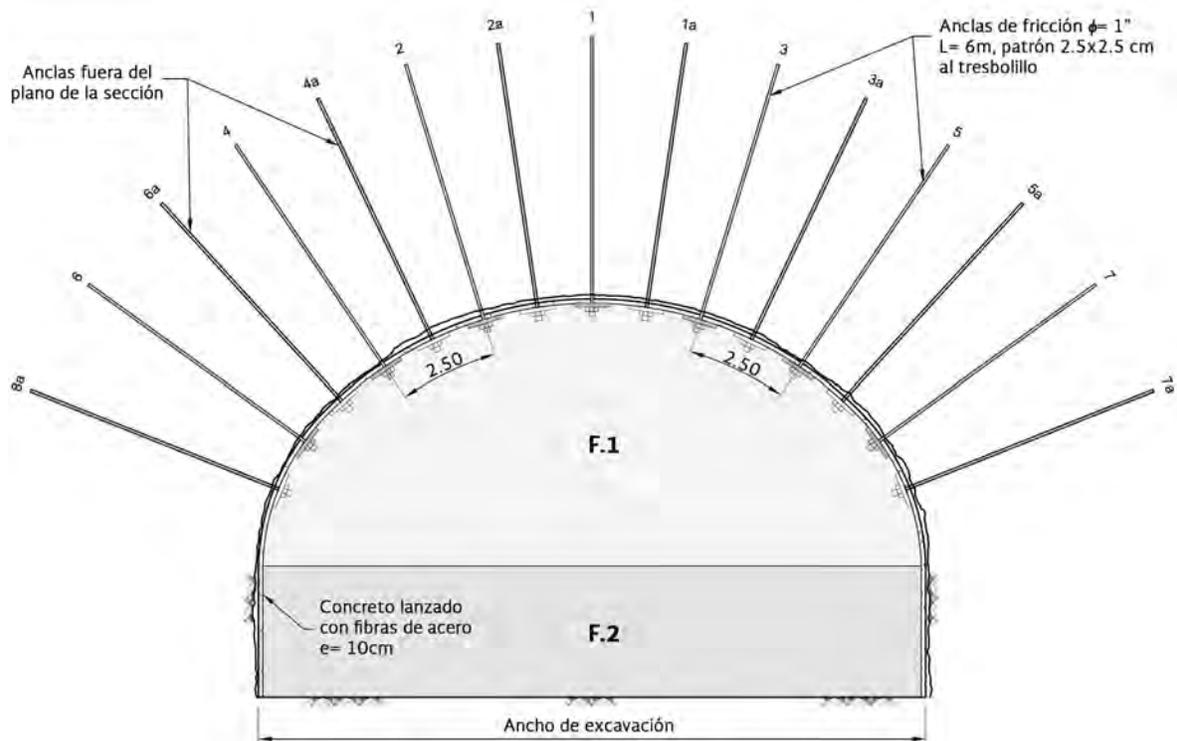


Figura 4.33. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica C⁽⁺⁾.

c.2) Condición Geotécnica C⁽⁻⁾

Consiste en la excavación de la media sección superior en 2 fases (izquierda y derecha) con un desfase no mayor de 3.0 m entre los dos frentes. El ancho de las etapas de excavación de la sección superior se definirá según el tamaño del equipo a utilizar (no es necesario mantener una simetría perfecta).

Inmediatamente después de cada avance se deberá colocar una primera capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor; colocación de anclas de fricción de varilla de acero corrugado de 6 m de longitud y diámetro $\phi = 1"$, en un patrón de 2.0 m transversal \times 2.0 m longitudinal, al tresbolillo; colocación de 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibras de acero

en capas. El banqueo se excavará, en dos fases, izquierda y derecha (el orden no importa), a una distancia mínima de 20 m por detrás el frente de la media sección superior (la colocación de anclas de fricción en las paredes del banqueo sólo será necesaria si durante el seguimiento geotécnico se determinan cuñas o bloques potencialmente inestables que pudieran tener salida en dichas zonas); colocación de 20 cm de concreto lanzado reforzado con fibras colocado en capas en cada una en las paredes o hastiales(Figura 4.34).

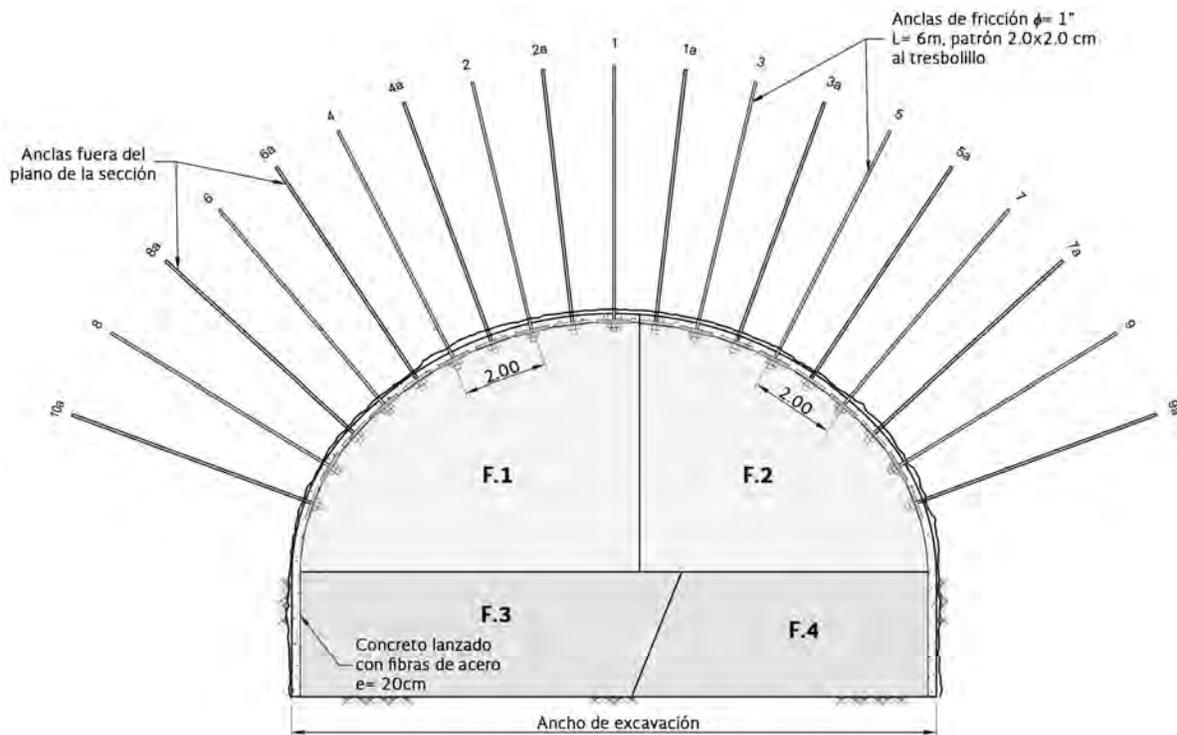


Figura 4.34. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica C⁽⁻⁾.

d) Condición Geotécnica D

La Condición Geotécnica D se refiere al rango de calidad geotécnica considerado como “roca mala”. Al igual que en el caso anterior, debido a la amplitud del rango, se considera conveniente dividir los esquemas de sostenimiento en dos sub-categorías: D⁽⁺⁾ y D⁽⁻⁾.

d.1) Condición Geotécnica D⁽⁺⁾

Consiste en la excavación de la media sección superior en dos fases (dos secciones de avance). El ancho de las etapas de excavación de la sección superior se definirá según el tamaño del equipo a utilizar (no es necesario mantener una simetría perfecta). Primero se excavará una fase, avanzando 3 m y colocando una capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor. A continuación se excavará la fase siguiente para completar la media sección superior con avance de 1.5 m y desfasada 3 m atrás del frente de la fase anterior y se lanzarán 5 cm de concreto lanzado con fibras; posteriormente, se fijará la rastra y los segmentos del marco metálico en toda la media sección superior, con una separación de 1.5 m, lo más cerca posible del frente de excavación.

Una vez fijado y arriostrado el marco se colocará una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 10 cm de espesor en toda la bóveda, retacando los huecos que queden entre los marcos y la roca. Finalmente, se lanzará un relleno de 15 cm concreto sin fibras cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos.

El banqueo se realizará en 2 etapas alternadas (F3 y F4 en la Figura 4.35) hasta una distancia no menor a 20 m del frente de la media sección superior. El frente F3 avanzará en tramos de no más de 3 m y al menos 9 metros por delante del frente 4; el frente F4 se excavará por “bataches” de 3 m de ancho. En cada etapa de excavación se lanzará una capa de concreto reforzado con fibras de 5 cm de espesor en la pared del hastial; después, se colocarán las patas de los marcos para lanzar una segunda capa de concreto con fibras de 10 cm de espesor, también retacando los huecos entre marcos roca. Finalmente se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 15 cm de espesor cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos (Figura 4.35).

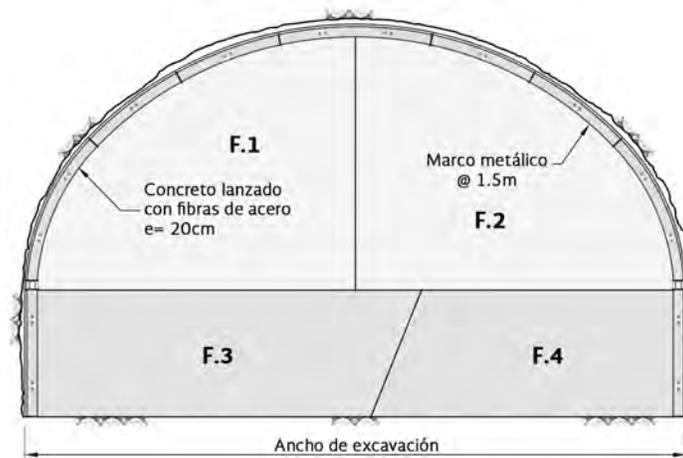


Figura 4.35. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica D^(*).

d.2) Condición Geotécnica D^(*)

Consiste en la excavación de la media sección superior en dos fases (tres secciones de avance); 2 secciones laterales y posteriormente el pilar central. El ancho de las secciones de avance se definirá según el tamaño del equipo a utilizar, pero sin que el pilar central llegue a tener menos de tres metros de ancho. El avance de los frentes laterales podrá ser de hasta 2 m sin colocación de marcos. Inmediatamente después de cada avance de las galerías laterales se deberá colocar una capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor. Posteriormente se deberá retirar el pilar central en tramos de 1 metro, lanzando 5 cm de concreto y colocando inmediatamente después los marcos con una separación de 1.0 m. Una vez colocados los marcos se colocarán tres capas de 5 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras, retacando los huecos que queden entre los marcos y la roca. Finalmente, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm de espesor cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos.

Nota: no se deberá proceder a realizar el siguiente avance de las galerías laterales hasta no haber fijado el último marco.

El banqueo se realizará en tres fases (tres secciones de avance), retirando primero la zona central (hasta una distancia no menor de 30 m por detrás del frente de la media sección superior) y posteriormente las laterales (con un desfase no menor de 9 metros del frente del banqueo central), de manera alternada y por bataches de 3.0 m, lanzando en cada fase lateral una capa de concreto reforzado con fibras de 5 cm de espesor en los hastiales y colocando inmediatamente las patas de los marcos; posteriormente se lanzarán otras tres capas de 5 cm de espesor de concreto reforzado con fibras cada una y se retacarán los huecos con el propio concreto lanzado. Por último, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm de espesor cubriendo completamente las patas de los marcos y el espacio entre ellos (Figura 4.36).



Figura 4.36. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica D ⁽²⁾.

e) Condición Geotécnica E

En estos casos se requerirá de un tratamiento especial de estabilización y refuerzo por medio de un enfilaje frontal (“paraguas”) de micropilotes metálicos, dispuestos sobre marcos metálicos. La excavación de la media sección superior se realizará en una sola etapa una vez colocado el enfilaje. Después de cada avance, se lanzará una capa de concreto con fibras de acero de 5 cm de espesor; posteriormente se colocarán los marcos metálicos a cada 1.0 m, para después colocar tres nuevas capas de concreto lanzado con fibras de acero de 5 cm, retacando los huecos que queden entre los marcos y la roca. Finalmente, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm cubriendo completamente los marcos y el espacio entre ellos.

El banqueo se realizará una vez terminada la media sección superior de todo el túnel. Este tramo deberá realizarse en dos etapas: primero el banqueo central (hasta 20 m atrás de la media sección anterior); posteriormente, se excavarán simultáneamente los banqueos laterales, lanzando una capa de 5 cm de concreto reforzado con fibras, colocando las patas de marcos y lanzado tres capas adicionales de 5 cm de concreto, retacando los huecos entre los marcos y roca. Por último, se colocará un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm de espesor cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos (Figura 4.37).

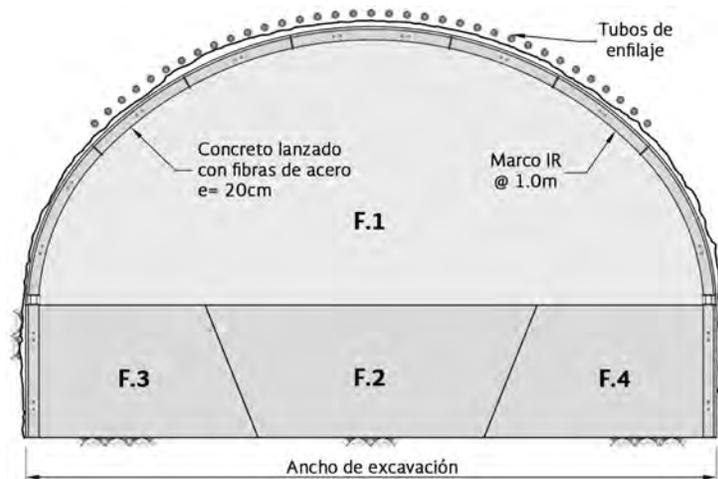


Figura 4.37. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica E.

La Tabla 4.21 resume las características de los sostenimientos para las condiciones geotécnicas definidas.

CONDICIÓN GEOTÉCNICA	No de etapas de excavación	Anclas pasivas de fricción	Concreto lanzado (cm)	Marcos metálicos (s)	Enfilaje frontal
A	1 (m.s.s.); 1(b)	P	ocasional	-	-
B	1 (m.s.s.); 1(b)	P	5	-	-
C ⁽⁺⁾	1 (m.s.s.); 1(b)	s (2.5 × 2.5 m)	10	-	-
C ⁽⁻⁾	2 (m.s.s.); 2(b)	s (2.0 × 2.0 m)	10	-	-
D ⁽⁺⁾	2 (m.s.s.); 2(b)	-	15	1.5 m	-
D ⁽⁻⁾	3 (m.s.s.); 3(b)	-	20	1.0 m	-
E	1 (m.s.s.); 3(b)	-	20	1.0 m	Sí

m.s.s. = media sección superior; b = banqueo; s (anclas) = sistemático (patrón);
 p = puntual; e = espesor (cm); s (marcos) = separación (m)

Tabla 4.21. Características básicas de los esquemas constructivos propuestos.

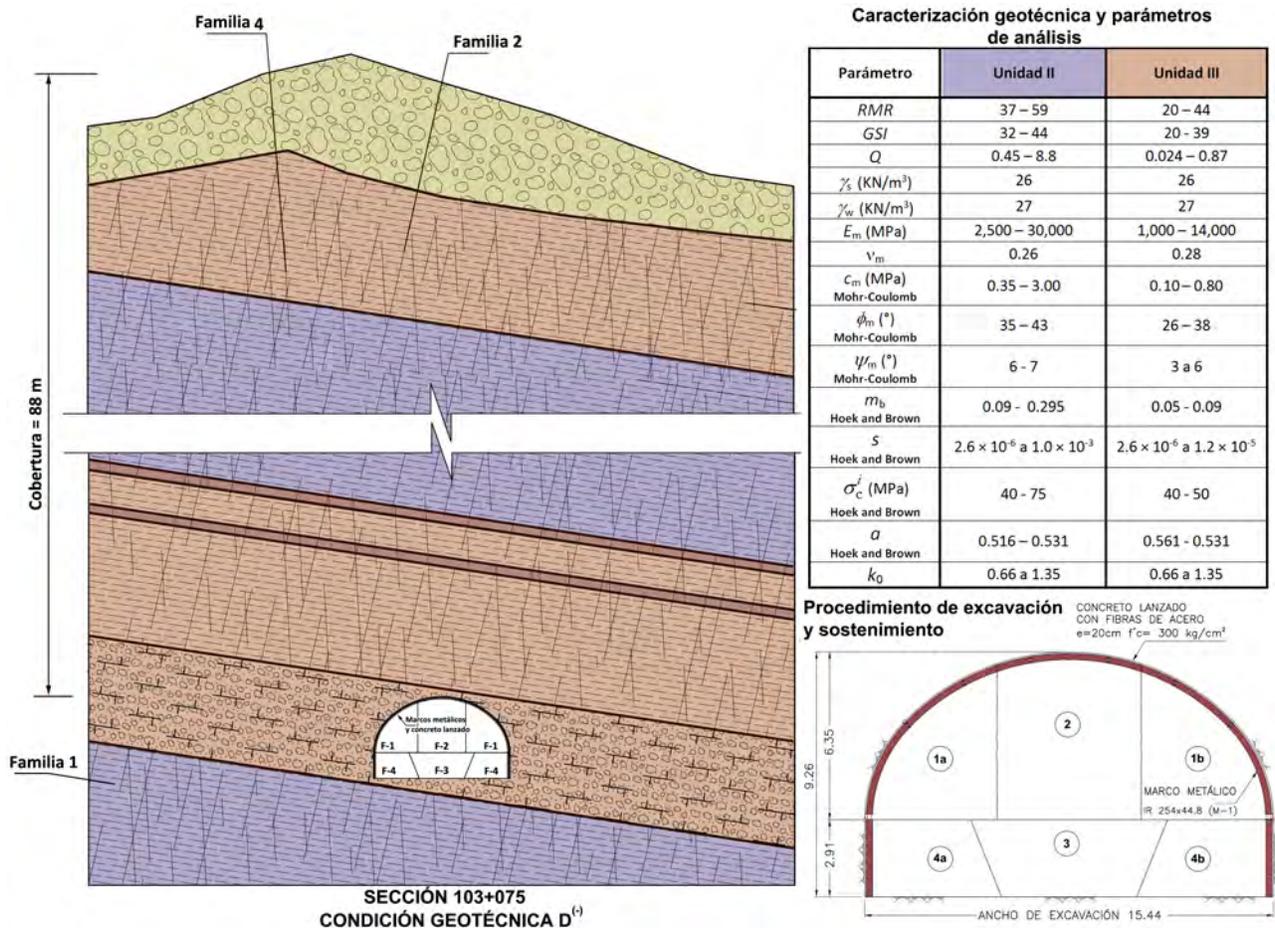


Figura 4.38. Ejemplo de modelo geomecánico para una sección de túnel en condición geotécnica D⁽⁻⁾. Tomado del Proyecto Ejecutivo del Túnel Acapulco (Acatúnel).

4.7. CONCLUSIONES

En un proyecto de túnel, la integración geotécnica es la pieza fundamental que determina la forma en que se desarrollará toda la ingeniería de diseño en lo que se refiere a excavaciones y sostenimientos. El éxito o el fracaso de la obra dependerá en gran medida de lo adecuados que sean los cálculos geotécnicos y de que los procedimientos constructivos propuestos sean los idóneos, no sólo en

términos de seguridad, sino también de eficiencia y por supuesto de economía. Entonces, resulta evidente la enorme importancia de que la realidad geotécnica del terreno y las implicaciones que ésta tendrá en el desempeño de las obras, esté lo mejor aproximada posible.

Como ya fue discutido, la caracterización de los macizos rocosos con base en las clasificaciones geomecánicas lleva intrínseca una serie de componentes empíricas muy grande. Pero a fin de cuentas, dichas clasificaciones se apoyan en una gran cantidad de datos reales, estadísticamente bien tratados y al parecer, dada la complejidad de la naturaleza, esto tendrá que ser siempre así.

Por lo tanto, la adecuada concepción de una obra subterránea dependerá en gran medida del criterio y la experiencia del ingeniero; las aproximaciones que pueden hacerse durante los prediseños pueden ser lo suficientemente buenas para que el proyecto, al momento de ser contruido, cuente con los elementos físicos, financieros y contractuales necesarios para no caer en situaciones insostenibles que lo conduzcan a su fracaso.

Por último, es de fundamental importancia tener en cuenta siempre que toda obra subterránea es susceptible de ser adecuada, mejorada y optimizada durante su construcción y que la mejor manera de lograrlo es a través de un rigurosos seguimiento y control, geológico, geotécnico y de comportamiento del terreno y los sostenimientos.

En la Figura 4.38 se muestra como ejemplo uno de los modelos geomecánicos empleados en el diseño geotécnico del túnel de la carretera Escénica Alternativa de Acapulco.

REFERENCIAS³

- 1 Aubertin M., Li, L., Simon R. 2000. A multiaxial stress criterion for short- and long-term strength of isotropic rock media. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 37 1169-1193.
- 2 Aubertin, M., Li, L., Simon, R. 2001. Evaluating the large scale strength of rock mass with the MSDPu criterion. *Rock Mechanics in the National Interest, Proc. 38th US Rock Mech. Symp.*, Elsworth et al. (eds), Balkema, 2, 1209-1216.
- 3 Aubertin, M., Li, L., Simon, R. 2002. Effet del'endommagement sur la stabilité des excavations souterraines en roche dure, Institut de Recherche Robert-Sauvé en Santé et Sécurité du Travail du Québec (IRSST), Rapport R-312.
- 4 Aydan, O. and Dalgıç, S. (1998). Prediction of deformation behavior of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian fault zone (NAFZ). *Proc. Regional Symp. Sedimentary Rock Engrg.*, Taipei, 228-233.
- 5 Balmer, G. (1952). A general analytical solution for Mohr's envelope. *Am. Soc. Test. Mat.* 52, 1260-1271.
- 6 Barton N., Lien R. & Lunde J.: *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Rock Mechanics, Springer Verlag, vol. 6, 1974.
- 7 Barton, N. (2002). Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel desing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 39, 185-216.
- 8 Bieniawski Z.T. (1984): *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*. Balkema, Rotterdam, 272p.
- 9 Bieniawski Z.T. (1989): *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley, Rotterdam.
- 10 Bieniawski, Z. T. (1978), "Determining rock mass deformability : Experience from histories", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15,237-248.
- 11 Bieniawski, Z.T. 1967. Mechanism of brittle fracture of rock, parts I, II and III. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 4(4), 395-430.
- 12 Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs* 15, 335-344.
- 13 Bieniawski, Z.T. 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In *Advances in Rock Mechanics 2* , part A: pp.27-32. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- 14 Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966): *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rocks*. Tech Rep Air Force Weapons Lab, New Mexico, no AFNL-TR, 65-116.
- 15 Goel, R. K., Jethwa, J. L. and Palhankar, A. G. 1996. Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR – A new approach. *Sci and Geomech* 33, 179 - 181.
- 16 Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. – *Support of Underground Excavations in Hard Rock*; A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (1995).
- 17 Hoek, E. & E. T. Brown, *Underground Excavations in Rock*, Institutions of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- 18 Hoek, E. (1991), "When is a Design in Rock Engineering Acceptable?", In *Proc. 7th Int. Congress on Rock Mechanichs*, ISRM, Aachen, Germany, Vol. 3, pp. 1485-1497.
- 19 Hoek, E. (1994). Strength of rock and masses. *ISRM News Journal*, 2 (2), 4-16.
- 20 Hoek, E. y Brown, E.T. (1980a). Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* 106 (GT9), 1013-1035.
- 21 Hoek, E. y Brown, E.T. (1980b). *Underground Excavations in Rock*, London, Inst Min. Metall.

³ Los textos originales de este capítulo corresponden con la referencia [31].

- 22 Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002), "Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition", In Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting-TAC 2002: Mining and Tunnelling Innovation and opportunity, Hammah, R. et al., eds., Toronto Canada, Vol. 1, pp. 267-273.
- 23 Hoek, E., Kaiser P.K. y Bawden W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Balkema.
- 24 Hoek, E., Wood D. y Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech Eurock' 92, (ed. J.A. Hudson), 209–214. London, Brit. Geotech. Soc.
- 25 Hoek, E.: Practical Rock Engineering; A.A. Balkema 1995.
- 26 Hudson J.A. & Harrison J.P.: Engineering Rock Mechanics, An introduction to the Principles. Elsevier Science Ltd., 1977.
- 27 Marinos, V., Marinos, P. Hoek, E. (2004), *The geological strength index: applications and limitations*. Bull Eng Geol Environ (2005) 64: 55–65. Springer-Verlag 2005.
- 28 Martin CD. Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. Can Geotech J 1997;34:6982725.
- 29 Martin, C. D.; Kaiser, P. K. & Alcott, J. M. 1996. Predicting the depth of stress-induced failure around underground openings. In Proc. 49th Canadian Geotechnical Conference, St. John's, C-CORE, Vol 1, 105-114.
- 30 Mehrotra, V.K. (1993) Estimation of Engineering Parameters of Rock Mass. PhD. Thesis, IIT Roorke, India. 267.
- 31 Sánchez, F. (2014): "Ingeniería de Túneles". Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR.
- 32 Serafim J.L. and Pereira J.P. (1983): Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Constructions, pp. 1133 - 1144.
- 33 Sheery, P.R. 1994. A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 31(1), 23-34.
- 34 Singh M. and Singh B. (2005) A Strength Criterion Based on Critical State Mechanics for Intact Rocks, Rock Mech & Rock Engg , 38 (3), July-Sept 2005, 243–248.
- 35 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens [Brazilian Method] (ASTM D 3967-95a Reapproved 1992) .
- 36 The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006. R. Ulusay & J. A. Hudson Eds. Isrm Turkish National Group, Ankara, Turkey, 2007.
- 37 Zhang L and Einstein H (2004) Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41: 337–341.
- 38 Zhang L, "Engineering Properties of Rocks", Vol. 4, 1-290, Elsevier Publ., Amsterdam, 2005.