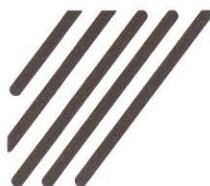


capítulo 1



Nick BARTON y Eystein GRIMSTAD. NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE.

EL SISTEMA Q PARA LA SELECCIÓN DEL SOSTENIMIENTO EN EL MÉTODO NORUEGO DE EXCAVACIÓN DE TÚNELES

1. INTRODUCCIÓN

Con una superficie de 323.000 km² y una población de tan sólo 4 millones de habitantes (lo que supone la densidad de población más baja de Europa), Noruega posee un nivel de construcción de túneles absolutamente inusual. Durante los últimos ocho años, se vienen excavando en dicho país más de 4 millones de m³ de roca anuales de túneles y cavernas. Algunas de estas obras constituyen hitos importantes en el campo de las obras subterráneas, como la Caverna Olímpica de Gjøvik, de 62 m de luz, Fig. 1, los Proyectos Hidroeléctricos de Statkraft's Svartisen y Ulla Førre, el túnel submarino de Byfjord (de 5,8 km de longitud) o los túneles gemelos de Oslo.

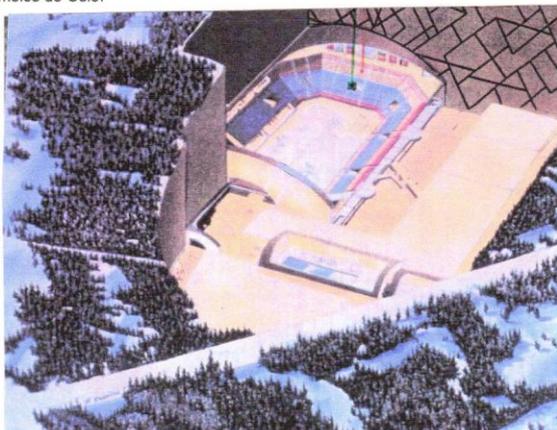


Figura 1. Vista general de la Caverna Olímpica de Gjøvik, en Noruega.

El sector de la excavación de túneles en Noruega se fundamenta en la experiencia acumulada durante años tanto por empresas adjudicatarias de las obras (Selmer A/S, A/S Veidekke, Entreprenørservice A/S, Statkraft, etc.) como por una serie de empresas consultoras (Norconsult, Norpower, Berdal Strømme, Grøner, Noteby, Fortifikasjon, Geoteam, SINTEF, y NGI, principalmente), encargadas de prestar asesoramiento técnico a las empresas en procesos de investigación, diseño y preparación de ofertas para distintas obras subterráneas.

La utilización del hormigón proyectado con fibras de acero aplicado por vía húmeda, así como la clasificación geomecánica cuantitativa de los macizos son dos características comunes a todos los proyectos noruegos de obras subterráneas, constituyendo los pilares básicos de lo que se ha dado en llamar como *Método Noruego de Excavación de Túneles* (MNT). En la Fig. 2 se representa gráficamente las etapas típicas de este método.

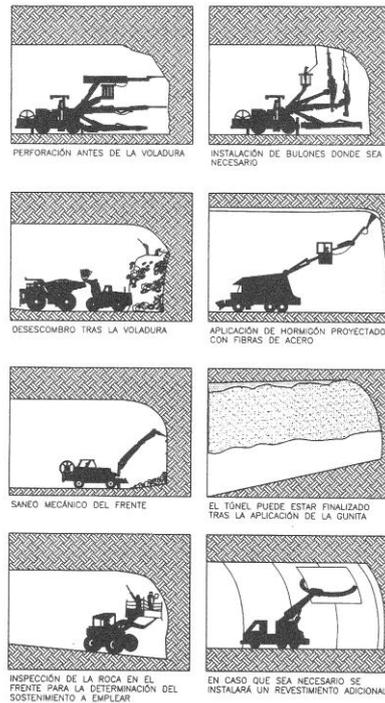


Figura 2. Fases de trabajo en el Método Noruego de Excavación de Túneles.

La clasificación cuantitativa del macizo rocoso se basa en el denominado Sistema Q, que es un sistema de clasificación de las rocas basado en el índice Q, desarrollado por Barton en 1974, a partir de un conjunto de

datos procedentes de distintos casos reales, en los que se contrastó la calidad de las rocas existentes y los sostenimientos aplicados en las distintas obras. El índice Q se popularizó rápidamente, llegando en la actualidad a constituir una referencia esencial, junto con el índice RMR de Bieniawski, en el diseño de toda obra subterránea.

En 1994, 20 años después de su creación, se realiza la última actualización del Sistema Q, basada en las correlaciones empíricas entre el espesor de hormigón proyectado, el espaciamiento entre bulones y la calidad del macizo rocoso de un total de 1.050 nuevos casos registrados, procedentes en su mayoría de los principales túneles de carreteras construidos durante los últimos diez años.

2. EL SISTEMA Q DE CLASIFICACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Después de un extenso período de ensayos y tanteos ejecutados en el año 1973, se consideraron finalmente un total de seis parámetros y un conjunto de categorías dentro del Sistema Q. De acuerdo con este sistema de clasificación, la calidad del macizo rocoso puede definirse mediante la expresión:

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

El rango de valores numéricos que puede tomar el índice Q de calidad de la roca oscila entre 0,001 (excepcionalmente mala) y 1.000 (excepcionalmente buena). Los seis parámetros pueden estimarse a partir de la cartografía geológica de la zona y de la descripción de los testigos procedentes de los sondeos de investigación, pudiendo verificarse, o bien corregirse, posteriormente, durante la excavación. Los seis parámetros vienen definidos en la Tabla 1.

TABLA 1. Definición de los parámetros que forman el índice Q de calidad de la roca.

RQD J _n	Índice de fracturación. Índice de diaclasado.	$\frac{RQD}{J_n}$	Medida del tamaño de bloque.
J _r J _a	Índice de rugosidad de la discontinuidad. Índice de alteración o relleno de la discontinuidad.	$\frac{J_r}{J_a}$	Medida del ángulo de fricción entre bloques.
J _w SRF	Factor de reducción por la presencia de agua o filtraciones a través de las discontinuidades. Factor representativo de las condiciones tensionales de la roca.	$\frac{J_w}{SRF}$	Medida de las tensiones efectivas.

El amplio rango de valores que puede tomar el índice Q (seis órdenes de magnitud) constituye una característica muy importante del Sistema Q y refleja la variación en la calidad de la roca de manera probablemente más rápida que mediante la escala lineal del índice RMR. Debido a esta característica, se logra de manera más fácil la correlación con el resto de parámetros físicos de la roca.

La calidad del macizo rocoso, Q, se correlaciona con el sostenimiento instalado, de forma que los resultados obtenidos con esta correlación se resumen en tablas detalladas, Tabla 2, o simplificadas, tal y como se muestra en la Fig. 7.

TABLA 2. Tablas de valores de los seis parámetros característicos del sistema Q (Barton, Grimstad; Actualización 1994).

1. Calidad del testigo RQD (Rock Quality Designation)		RQD (%)
A	Calidad Muy Mala.	0 - 25
B	Calidad Mala.	25 - 50
C	Calidad Media.	50 - 75
D	Calidad Buena.	75 - 90
E	Calidad Excelente.	90 - 100

Notas:
 i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores a 10 (incluyendo el 0), se toma un valor nominal de 10 para calcular el índice Q.
 ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.

2. Índice de diaclasado		J _s
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa.	0,5 - 1,0
B	Una familia de diaclasas.	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias.	3
D	Dos familias de diaclasas.	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias.	6
F	Tres familias de diaclasas.	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias.	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa	20

Notas:
 i) En intersecciones de túneles, se utiliza la expresión (3-J_s).
 ii) En las bocas de los túneles, se utiliza la expresión (2-J_s).

3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		J _r
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad.		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.		
A	Diaclasas discontinuas.	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares.	3
C	Diaclasas onduladas, lisas.	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas.	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares.	1,5
F	Diaclasas planas, lisas.	1,0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas.	0,5

Nota:
 i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.

c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1,0
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	1,0

Notas:
 i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad.
 ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor J_r = 0,5.

4. Índice de alteración de las discontinuidades		Φ _s aprox.	J _a
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios).			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo.	-	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas.	25° - 35°	1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25° - 30°	2,0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda).	20° - 25°	3,0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También cbrita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8° - 16°	4,0
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (Minerales de relleno en pequeños espesores).			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25° - 30°	4,0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm).	16° - 24°	6,0
H	Sobreconsolidación media o baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm).	12° - 16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J _a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas.	6° - 12°	8 - 12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor).			
K	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada	6° - 24°	6, 8, ó 8 - 12
L	y arcillas (ver clases G, H, y J para la descripción de las condiciones de las arcillas).		
M	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.	-	5,0
O	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H, y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6° - 24°	10, 13, ó 13 - 20

Nota:
 Los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $\tau = \sigma_n \cdot \tan^{-1}(J_r/J_a)$).

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

A través del estudio detallado de los rangos de valores de los parámetros proporcionados en la Tabla 2, se demuestra que los únicos cambios que se han realizado desde 1974 están relacionados con el factor SRF (Tabla 2, parte 6b: problemas tensionales de la roca, casos L, M y N y la columna σ_y/σ_c . Véase también la Nota iv en Tabla 2, parte 6c; condiciones de rocas deformables o con propensión a la fluencia). Estas correcciones y ampliaciones se han añadido para que los casos de rotura violenta de la roca en lajas por descostramiento (*slabbing*) y los fenómenos de estallido de rocas (*rock bursting*), normalmente experimentados en rocas masivas, puedan ser incluidos también en el diagrama de sostenimiento del Sistema Q (a través de la asignación de valores altos para el factor SRF). El sostenimiento consistente en hormigón proyectado con refuerzo de fibras de acero y bulonado sistemático, expresado simbólicamente mediante la notación **S(fr)+B**, se utiliza actualmente como sostenimiento en ambos casos, lo que no era posible en 1974, antes de que se desarrollara el sostenimiento con **S(fr)**.

TABLA 2. (Continuación).

5. Factor de reducción por la presencia de agua	Presión de agua (kg/cm ²)	J _w	b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas.	σ_y/σ_c	σ_z/σ_c	SRF
A Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada.	< 1	1,0	H Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas.	> 200	< 0,01	2,5
B Afluencia o presión medias, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1 - 2,5	0,66	J Tensiones medias, condiciones tensionales favorables.	200 - 10	0,01 - 0,3	1
C Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	2,5 - 10	0,5	K Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10 - 5	0,3 - 0,4	0,5 - 2
D Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.	2,5 - 10	0,33	L Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas.	5 - 3	0,5 - 0,65	5 - 50
E Afluencia, excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	> 10	0,2 - 0,1	M Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas.	3 - 2	0,65 - 1	50 - 200
F Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	> 10	0,1 - 0,05	N Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas.	< 2	> 1	200 - 400
Notas: i) Los valores de las clases C, D, E, y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de J _w . ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			Notas: i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_y/\sigma_c \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75 \cdot \sigma_c$. Si $\sigma_y/\sigma_c > 10$, se tomará en vez de σ_c el valor $0,5 \cdot \sigma_c$, donde σ_c es la resistencia a compresión simple, σ_y y σ_z son las tensiones principales mayor y menor, respectivamente, y σ_e es la tensión tangencial máxima (estimada a partir de la teoría de la elasticidad). ii) En aquellos casos en los que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).			
6. Condiciones tensionales de la roca (Stress Reduction Factor)		SRF	c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas.			
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando.			O Presión de deformación suave.	1 - 5	5 - 10	
A Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).		10	P Presión de deformación intensa.	> 5	10 - 20	
B Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación \leq 50 m).		5	Nota: iv) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) = 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm ³ (Singh, 1993).			
C Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o rocas desintegradas químicamente (profundidad de la excavación > 50 m).		2,5	d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.			
D Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad).		7,5	R Presión de expansión suave.		5 - 10	
E Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación \leq 50 m).		5,0	S Presión de expansión intensa.		10 - 15	
F Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación > 50 m).		2,5	$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_b} \cdot \frac{J_w}{SRF}$			
G Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrenos, etc. (a cualquier profundidad).		5,0				
Nota: i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 25-50 % si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.						

3. EL CÁLCULO DEL ÍNDICE Q EN LA PRÁCTICA

Una manera adecuada de registrar los parámetros que definen el índice Q cuando se realiza la toma de datos a pie de obra, por ejemplo en un túnel, o cuando se evalúa el índice Q a partir del análisis de testigos de sondeos, es la que se muestra en la Fig. 3. Este gráfico de datos contiene los valores de los parámetros básicos descritos en la Tabla 2. Cuanto más a la derecha aparezcan los histogramas mejor será la calidad de la roca que representan, mientras que cuanto más a la izquierda se sitúan, peores son las condiciones. Este gráfico es muy práctico para resumir los datos obtenidos *in situ*. Las funciones de distribución estadísticas aparecen con bastante rapidez y confirman la elección particular del método de sostenimiento a aplicar en la excavación, es decir, el sistema basado en el Nuevo Método Austriaco de Túneles (NMAT), el sistema empleado en el Método Noruego de Túneles (MNT), u otro tipo de alternativas.

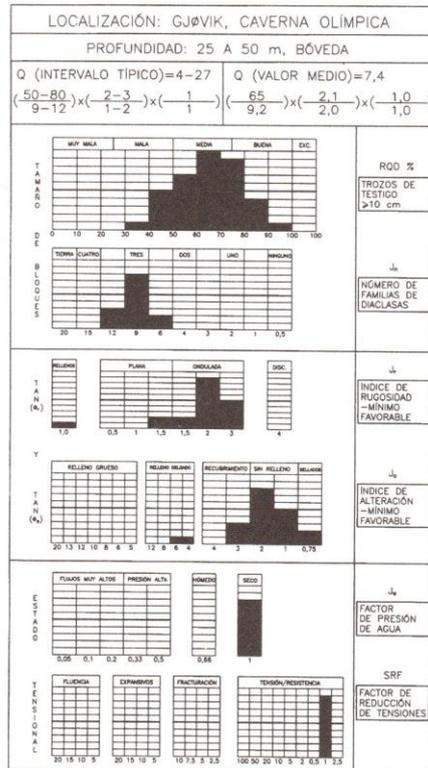


Figura 3. Gráfico de registro de datos que refleja los resultados estadísticos de los parámetros del índice Q.

La forma recomendada de aplicar el Sistema Q dentro del Método Noruego de Túneles (MNT) consiste en diseñar el sostenimiento en función del avance (*design-as-you-drive*), lo cual requiere un registro geológico-ingenieril sobre las condiciones de excavación antes de aplicar el hormigón proyectado. En este caso, es conveniente utilizar un registro gráfico como el que se muestra en la Fig. 4. Se puede observar que las recomendaciones de sostenimiento permanente proporcionadas en la parte izquierda de la figura se componen de **S(mr)+B**. Estos datos son anteriores a 1980. El hormigón proyectado reforzado con fibras, **S(fr)**, no fue comercializado en Noruega hasta 1978. Los dos túneles mostrados pertenecen a una galería de alimentación del Proyecto Hidroeléctrico de Ulla-Førre (izquierda), de 10 m x 16,7 m de sección, y al túnel submarino de desagüe de Bjerkås (derecha), de 4 m de anchura.

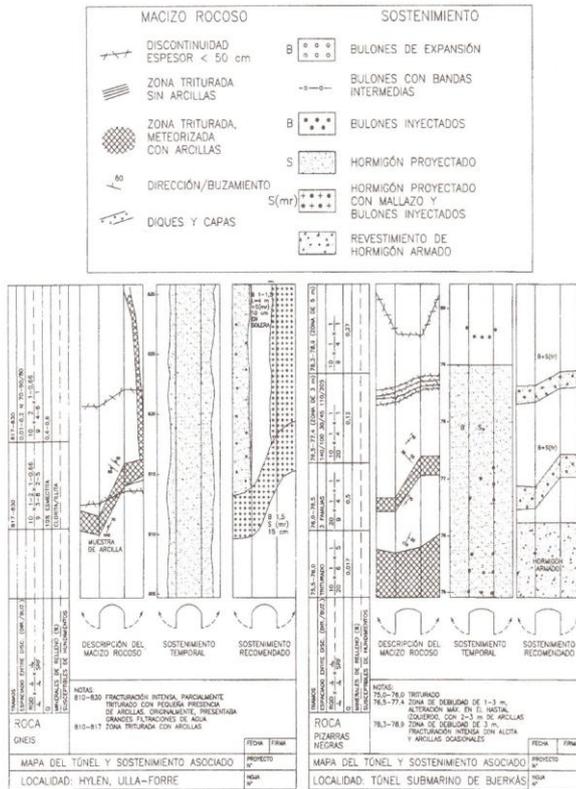


Figura 4. Ejemplos de gráficos de túneles para registrar las estructuras principales, los parámetros del índice Q, y las recomendaciones de sostenimiento temporal y permanente (Barton et al., 1980).

4. EL FACTOR DE TENSIONES SRF

4.1. El factor SRF en rocas duras

La actualización del Sistema Q de 1974 se ha producido en varias etapas durante los últimos años, y se basa, en la actualidad, en 1.050 nuevos casos en los que el sostenimiento instalado en la roca fue correlacionado con los valores medidos del índice Q. Los parámetros originales del Sistema Q no han cambiado, pero algunos de los rangos del factor de tensiones SRF sí se han visto alterados. Estas variaciones se produjeron debido al hecho de que las rocas masivas duras sometidas a altas tensiones requieren mucho más sostenimiento que el recomendado para el valor del índice Q correspondiente. En el Sistema Q original de 1974, este problema era tratado en una nota suplementaria que daba las instrucciones necesarias sobre cómo aplicar el sostenimiento en zonas de rocas con desprendimientos violentos de lascas y bloques (*spalling*) o fenómenos de estallidos (*rock burst*), mediante un espaciamiento suficientemente pequeño de bulones de roca de anclaje puntual y placas de reparto de forma triangular. Recientes experiencias en túneles excavados en rocas duras y sometidos a altas tensiones incluyen una menor densidad de bulonado, pero un uso extensivo de **S(fr)**, un producto desconocido cuando se publicó por vez primera el Sistema Q, en 1974.

Si se conocen las condiciones tensionales y la resistencia a compresión de la roca, es posible predecir teóricamente la tensión de formación y expulsión violenta de bloques y la probabilidad de producirse estallidos en rocas duras o fenómenos de fluencia en rocas blandas. La actualización del Sistema Q ha demostrado que en los casos más extremos, con altas tensiones y rocas duras masivas (sin fracturar), el valor máximo del factor SRF tiene que aumentarse desde 20 hasta 400, con objeto de proporcionar un valor del índice Q que se correlacione adecuadamente con el moderno sostenimiento de rocas mostrado en la Fig. 7.

El conjunto de datos procedente de ocho proyectos de túneles, en los que se llevaron a cabo numerosas medidas de tensiones y una amplia labor de testificación en laboratorio de las propiedades de las rocas, se ha utilizado como base para correlacionar las tensiones tangenciales máximas, σ_t , la resistencia a compresión, σ_c , el nivel de tensiones principales máximas para el macizo virgen, σ_1 , y el sostenimiento aplicado. Se encontró que la reducción de la relación σ_t/σ_1 corresponde de forma muy aproximada con aumentos en la relación σ_t/σ_c . Estos ocho casos han sido descritos con más detalle por Grimstad (1984). Algunos de los túneles referidos aquí están incluidos dentro de los 1.050 casos de túneles en los que se ha basado la actualización del Sistema Q.

El rango de valores del factor SRF en rocas afectadas por tensiones elevadas es difícil de estimar mediante observaciones visuales. Siempre que sea posible, el factor SRF debe estimarse a partir de la relación entre la tensión tangencial y la resistencia a compresión simple, tal y como muestra la Tabla 3. En aquellos países donde el nivel de tensiones se mide rara vez en los proyectos de túneles, el parámetro SRF tiene que clasificarse a través de la observación del comportamiento de la roca y razonamientos realizados por ingenieros expertos.

Tal y como se puede comprobar según la Tabla 3, algunas de las principales características de observación visual pueden utilizarse para determinar el nivel de tensiones. Más aún, la forma de los bloques desprendidos de la roca, tanto si la expulsión de bloques se ve afectada por la orientación de la esquistosidad y la fracturación, como si no, informarán al observador acerca del nivel y la orientación de las tensiones.

Con el fin de facilitar posteriormente la determinación del factor SRF, se ha desarrollado un estudio in torno al sostenimiento instalado en zonas afectadas por tensiones elevadas. Este conjunto de datos de campo se ha representado gráficamente en función de la relación entre el índice RQD y J_n , tal y como se observa en la Fig. 5. Como puede comprobarse, no se observaron problemas tensionales reales en zonas con fracturación intensa o en rocas prácticamente trituradas (es decir, para valores bajos de la relación RQD/ J_n).

TABLA 3. Valores aproximados del SRF en función de las relaciones tensión-resistencia.

NIVEL TENSIONAL	σ_1/σ_3	σ_2/σ_3	SRF (antiguo)	SRF (actual)
Tensiones pequeñas, cerca de la superficie, fracturas abiertas.	> 200	< 0,01	2,5	2,5
Tensiones medias, condiciones tensionales favorables.	200 - 10	0,01 - 0,3	1	1
Tensiones elevadas, estructura muy comprimida. Normalmente, favorable para la estabilidad, quizás desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10 - 5	0,3 - 0,4	0,5 - 2	0,5 - 2
Descostamiento moderado (Slabbing) después de 1 hora en rocas masivas.	5 - 3	0,5 - 0,65	5 - 9	5 - 50
Descostamiento y estallidos de la roca (Rockburst) después de algunos minutos en rocas masivas.	3 - 2	0,65 - 1,0	9 - 15	50 - 200
Estallidos violentos de roca (tensión-estallido) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas.	< 2	> 1,0	15 - 20	200 - 400

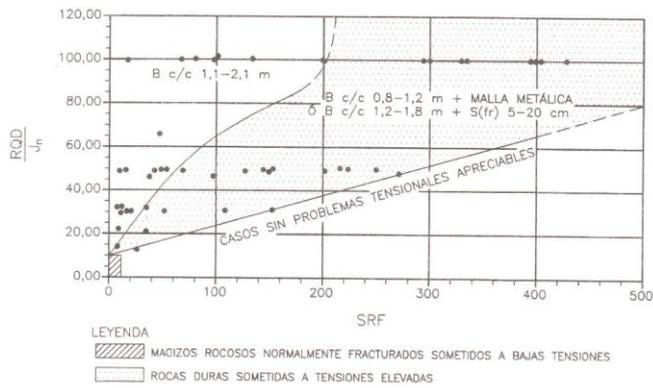


Figura 5. Relaciones entre RQD/ J_n , el factor SRF y el sostenimiento empleado en rocas duras sometidas a tensiones elevadas.

Se distinguieron varios tipos de sostenimiento a instalar según el nivel de tensiones existente. En el área sombreada de la Fig. 5, la malla metálica y los bulones de roca se utilizaban principalmente en túneles anteriores a 1980, y **S(fr)** y bulones de roca en túneles posteriores a 1980. En los casos de tensiones de bajas a moderadas y fracturación de ligera a moderada, se han utilizado tradicionalmente bulones de roca solamente. No obstante, la utilización de **S(fr)** tiene hoy en día una mayor difusión, incluso en zonas que presentan descostramientos o desprendimientos de bloques de importancia moderada. En todos los casos, cuando se observe un incremento de las tensiones, el espesor de hormigón proyectado tiene que aumentarse, y disminuirse el espaciamiento entre bulones.

4.2. El factor SRF en rocas blandas

La fluencia de rocas es un fenómeno bien conocido por su frecuente aparición en zonas de rocas blandas. Singh (1993) confirmó que el fenómeno de fluencia o deformación progresiva puede ocurrir cuando el recubrimiento H (en metros) supera el valor $(350 \cdot Q^{1/3})$. El mismo autor también propuso que la resistencia a compresión del macizo rocoso puede definirse mediante la expresión:

$$\sigma_c(\text{MPa}) = 7 \cdot \gamma \cdot Q^{\frac{1}{3}}$$

donde γ es la densidad de la roca, en g/cm^3 .

Suponiendo un valor bajo del índice Q, como pueda ser 0,01, y una densidad de roca, γ , de $2,5 \text{ g/cm}^3$, las condiciones de fluencia pueden iniciarse para una profundidad del túnel de tan sólo 75 metros, donde la resistencia de compresión efectiva del macizo rocoso está en torno a 4 MPa. A esta profundidad, la tensión tangencial puede estar también en torno a 4 MPa, es decir, que el comienzo del proceso de deformación se produce cuando $\sigma_\theta > \sigma_c$. Los valores de σ_θ/σ_c superiores a 1 se producen en la mayoría de los casos únicamente en condiciones de rocas blandas. Los valores altos del índice Q (es decir, entre 0,1 y 1) implican un comienzo de las deformaciones a profundidades en torno a 160 m y 350 m, respectivamente, debido a los aumentos correspondientes que pueden esperarse en los valores de la resistencia de la roca (8 y 17,5 MPa).

Como en el caso de rocas duras masivas, los valores altos del factor SRF pueden aplicarse en casos especiales de rocas blandas que presentan valores altos en la relación RQD/J_n (es decir, rocas de carácter masivo, pero blandas). En este punto, se requieren más registros de casos antes de suministrar los valores específicos del factor SRF. No obstante, la metodología expuesta anteriormente se presenta muy prometedora para la definición de relaciones entre el factor SRF y la relación σ_θ/σ_c .

Dado que los macizos rocosos triturados o propensos a la fluencia tenderán a tener valores bajos del índice Q' (hallado a partir de los cinco primeros parámetros) incluso antes de aplicar valores altos del factor SRF, es poco adecuado aplicar los valores del factor *nuevo* SRF, estimados precisamente para los fenómenos de descostramiento y explosión en rocas duras masivas. Parece más adecuado que, para macizos rocosos propensos a la fluencia, se apliquen valores en el rango de 5 a 10 cuando los ratios σ_θ/σ_c estén en el intervalo comprendido entre 1 y 5, mientras que los valores del factor SRF del orden de 10 a 20 serán aplicables

cuando la relación σ_d/σ_c sea superior a 5. Las grandes deformaciones que se producen en terrenos de fluencia extrema (a menudo, en el rango de 1 a 3 m) implican que la mayor concentración de tensiones se localiza bastante alejada de la periferia del túnel. El macizo rocoso que está más fuertemente tensionado se encuentra en estado confinado y, por consiguiente, tolera altos valores de la relación σ_d/σ_c , que es el caso de las rocas duras elásticas, donde los valores de $\sigma_d/\sigma_c > 1$ ya anuncian dificultades extremas debido a la proximidad de las altas tensiones a la periferia del túnel.

De gran interés son los estudios de estabilidad llevados a cabo por el NGI a partir de una serie de sondeos realizados sobre rocas débiles porosas, que han mostrado una tolerancia de los niveles tensionales entre 4 y 8 veces más alta de lo previsto según la teoría de la elasticidad y la utilización de la resistencia a compresión simple. Esto se debe a la redistribución de tensiones y a los efectos de fracturación; lo que, en términos cuantitativos, puede traducirse como cambios efectivos del módulo de deformación (Addis et al., 1990).

5. INFLUENCIA DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN

La diferencia entre un túnel excavado mediante perforación y voladura y otro excavado mediante máquinas tuneladoras es importante. Un túnel excavado mediante perforación y voladura será casi siempre irregular y la sobreexcavación obtenida vendrá determinada por las fracturas y/o los planos de estratificación, mientras que un túnel excavado mediante máquinas integrales es normalmente más regular y liso, con forma circular (cuando se excava con TBM) o semicircular (cuando se excava con minadores). Sin embargo, la sobreexcavación también aparecerá, por supuesto, en túneles excavados mediante máquinas integrales si los valores de J_1 y J_2/J_3 son suficientemente adversos, es decir, si hay muchas familias de diaclasas con una baja resistencia a fricción.

En los túneles excavados mediante perforación y voladura, la aplicación de un espesor normal de hormigón proyectado (es decir, entre 5 y 10 cm) no proporciona sostenimiento estructural como en el caso del revestimiento clásico de hormigón, y debe ser complementado mediante bulonado sistemático, o arcos armados reforzados con hormigón proyectado. Por otro lado, en los túneles excavados mediante maquinaria integral, una ligera capa de hormigón proyectado actuará como un anillo o un arco, que será capaz de soportar grandes esfuerzos procedentes del macizo rocoso circundante. Este hecho ha sido ampliamente estudiado y probado en el Túnel Experimental del Sistema Hidráulico de Kielder (véase Ward y Hills, 1976 y Ward et al., 1983).

En un túnel de carretera noruego que fue excavado inicialmente mediante TBM y posteriormente ensanchado en su parte inferior y en un lateral mediante perforación y voladura, la necesidad de bulones para el sostenimiento de la roca aumentó un 77 %, y la cantidad prevista de hormigón proyectado aumentó en un 64 % (Løset, 1992).

Cuando se está evaluando el valor del índice Q de la roca expuesta en una excavación realizada mediante TBM o minadores, la reducción de la necesidad de sostenimiento comparada con el método de perforación y voladura, se reflejará automáticamente en la obtención de valores altos del índice Q en el rango medio de calidades de roca (es decir, $Q \approx 3 - 30$). Por debajo y por encima de este rango de valores, el macizo rocoso reaccionará de forma parecida ante excavaciones efectuadas mediante perforación y voladura o mediante

TBM, es decir, con sobreexcavación en un caso, o con escasa sobreexcavación en el otro, y la estimación del valor del índice Q se verá poco afectada por el método empleado (Løset, 1992).

6. RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO SEGÚN EL SISTEMA Q ACTUALIZADO

El modelo inicial de recomendaciones de sostenimiento a partir del Sistema Q, que data de 1974, estaba dispuesto en forma de tablas, y el sostenimiento era seleccionado de entre 38 categorías de sostenimientos posibles, después de representar el índice Q y la anchura equivalente del túnel en un diagrama cartesiano Anchura-Índice Q. Las pequeñas variaciones en el sostenimiento que aparecían dentro de una categoría dada eran función de los factores condicionantes RQD/J_n (tamaño relativo de los bloques) y J/J_s (fuerzas de rozamiento entre bloques). Estos factores también merecen ser estudiados cuando se utilizan los gráficos de diseño del Sistema Q actualizado, Fig. 6.

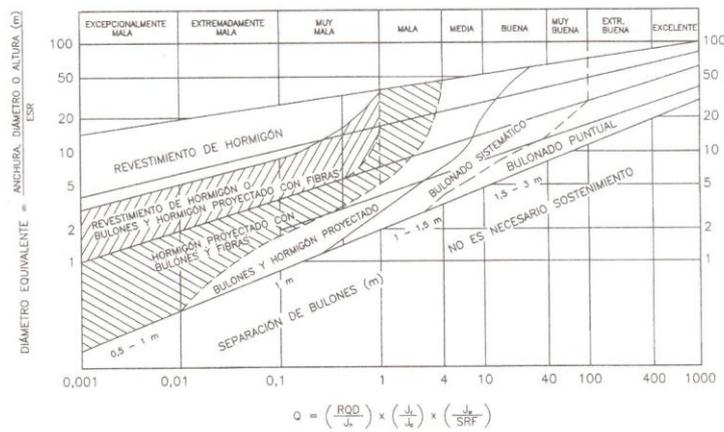


Figura 6. Actualización de 1986 del gráfico de diseño del Sistema Q para túneles y cavernas, basado en los principios de sostenimiento permanente del MNT (Grimstad et al., 1986).

La Fig. 6 es una introducción muy adecuada al Sistema Q de diseño del sostenimiento, proporcionando la distribución aproximada de los métodos de sostenimiento final en función de la anchura equivalente del túnel y la calidad de la roca. El parámetro ESR (que modifica el valor de la anchura real de la excavación) constituye un método para la modificación o integración del nivel de seguridad requerido en la obra, de forma

que cuando se exija un mayor nivel de seguridad, se tomará un menor valor del factor ESR, esto es, se sobredimensionará el sostenimiento recomendado originalmente. Una galería de alimentación de una central hidroeléctrica lejana puede admitir caídas ocasionales de piedras (se utilizará por tanto un factor ESR = 1,6 - 2,0), así como en el caso de galerías y pozos mineros de carácter temporal (se utiliza un factor ESR = 2 - 5). Por otra parte, en excavaciones más importantes como puedan ser túneles ferroviarios o de carreteras principales, o el caso de las propias centrales hidroeléctricas, se requerirán garantías absolutas para evitar la caída de piedras (se utiliza un factor ESR = 0,9 - 1,1). Ocasionalmente, se pueden utilizar valores aún más bajos para este factor, por ejemplo, ESR = 0,8 en el caso de pabellones deportivos públicos, o ESR = 0,5 en el caso de túneles submarinos para tuberías de gas, que aporta un porcentaje significativo o del P.I.B. de Noruega. Los valores inferiores a ESR = 1,0 pueden considerarse como muy conservadores y provocan un significativo, y a menudo innecesario, aumento de los costes.

TABLA 4. Resumen actualizado de los valores recomendados para el factor ESR de determinación del nivel de seguridad.

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

El gráfico de la Fig. 7 constituye la actualización más reciente del Sistema Q, y muestra las recomendaciones de sostenimiento final, tras realizar la síntesis de más de 1.050 registros de nuevos casos procedentes de los principales túneles de carretera excavados últimamente en Noruega. Cabe resaltar la especificación precisa del espesor de hormigón proyectado, el espaciamiento entre bulones y la longitud de los mismos, que se basa en abundantes datos procedentes de distintos casos registrados y la experiencia ingenieril adquirida.

6.1. Espaciamiento entre bulones

Se observará que el espaciamiento entre bulones es entre un 20 % y un 40 % mayor cuando se utiliza el hormigón proyectado que cuando se utilizan exclusivamente los bulones para roca. El efecto arco del hormigón proyectado, particularmente cuando está reforzado con fibras, es obvio.

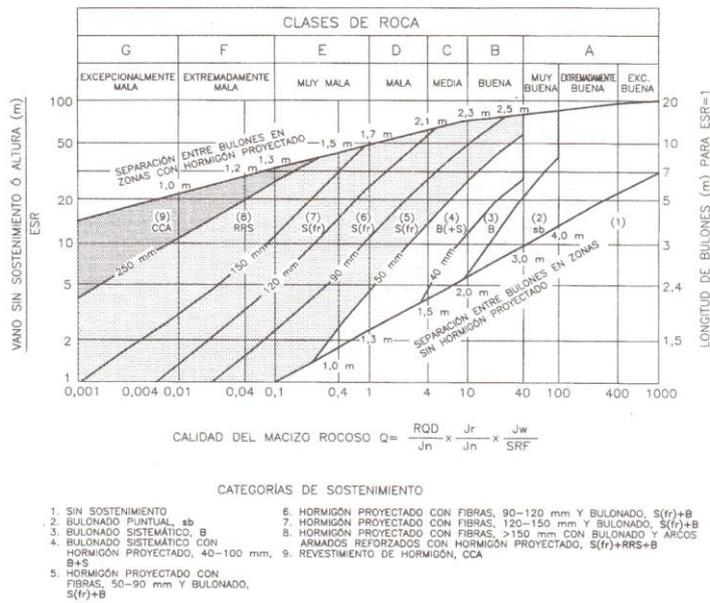


Figura 7. Actualización de 1993 del gráfico de diseño del Sistema Q para túneles y cavernas, basado en los principios de sostenimiento permanente del MNT (Grimstad y Barton, 1993).

6.2. Espesor del hormigón proyectado

El refuerzo de Clase 4 mostrado en la Fig. 7 consiste en bulones de roca y hormigón proyectado sin reforzar, siempre que el tamaño de los bloques sea pequeño ($RQD/J_n < 10$). El espesor típico de S (hormigón proyectado sin fibras) se situará entre 4 y 6 cm en los túneles más pequeños, donde el tamaño de los bloques (RQD/J_n) es limitado. No obstante, en grandes excavaciones con alturas significativas de los hastiales, es habitual utilizar hasta 10 cm de espesor, incluso cuando el índice de calidad de la roca Q presente valores elevados, del orden de 30.

Las clases de refuerzo 5, 6 y 7 consisten en la aplicación de S(fr) con espesores que varían entre 5 y 15 cm, combinado con bulonado sistemático. En estos casos se aplicarán los espaciamientos entre bulones proporcionados por la diagonal superior del gráfico. En estas clases de macizos rocosos que manifiestan una deformación significativa, se debe hacer especial hincapié en la ventaja que supone seleccionar un índice de dureza apropiado para el S(fr), de forma que se ajuste convenientemente al problema. Lo mismo puede aplicarse a la siguiente clase de sostenimiento: el sistema de arcos RRS.

6.3. Arcos armados reforzados con hormigón proyectado

Los arcos armados reforzados con hormigón proyectado (*Reinforced Ribs of Shotcrete, RRS*), señalados como refuerzo de Clase 8, serán necesarios cuando el espesor normal de $S(fr)$ sea insuficiente para soportar las cargas, o si la forma del hueco excavado mediante voladuras es muy irregular y tiene que conseguirse un perfil más circular con el objetivo de sostener la roca. Tal y como muestra la Fig. 8, el refuerzo **RRS** es un método extremadamente flexible en el que el espesor y espaciamiento de los arcos puede variarse según las necesidades. La utilización de paraguas por delante del frente y la vigilancia de la convergencia supondrán, en general, una ventaja en macizos rocosos de calidad extremadamente mala, tal y como los incluidos en esta clase, que poseen valores típicos del índice Q en el intervalo de 0,001 y 0,1. El contraste en lo que respecta al control del terreno cuando se utiliza el sistema **RRS** en lugar de las cerchas de acero de forma regular y cerchas acunadas es bastante claro, y el espesor total de hormigón es, por supuesto, notablemente más reducido.

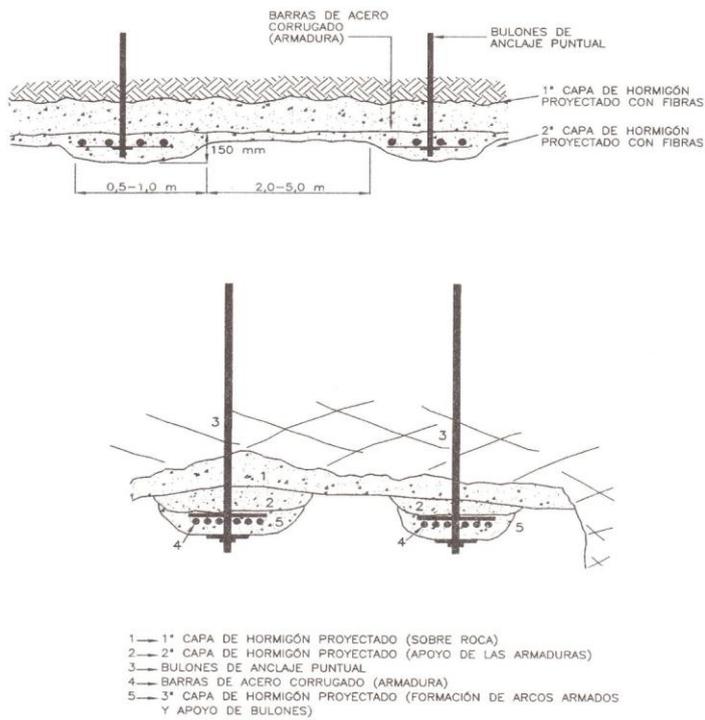


Figura 8. Arcos armados reforzados con hormigón proyectado (RRS).

6.4. Revestimiento de hormigón encofrado

En rocas excepcionalmente malas (condiciones de fluencia o hinchamiento) y en excavaciones amplias será necesario utilizar múltiples galerías temporales, paraguas, pre-inyecciones y medidas de drenaje, y complementar el sostenimiento temporal RRS (o su equivalente) con un revestimiento de hormigón en masa a sección completa (*Cast Concrete Arches, CCA*), encofrándolo mediante planchas de acero. Dependiendo de la cantidad de sobreexcavación que ha tenido lugar previamente a la colocación del sostenimiento temporal formado por **B+S(fr)**, el espesor del **CCA** varía por término medio desde 30 cm hasta 1 m o más en zonas muy localizadas. Una contrabóveda rígida, preferiblemente con forma convexa, será esencial en este tipo de terrenos propensos a la fluencia o al hinchamiento. La vigilancia y control del sostenimiento temporal **B+S(fr)** ó **RRS** antes de la colocación del encofrado del revestimiento final es esencial.

6.5. Sostenimiento de los hastiales

Aunque el gráfico del Sistema Q se desarrolló específicamente para el sostenimiento de la bóveda (y a partir de registros de estas características), también puede utilizarse como orientación para el sostenimiento temporal aplicable y el sostenimiento de los hastiales, tal y como puede comprobarse en la Tabla 5.

TABLA 5. Métodos para la selección del sostenimiento temporal aproximado y el sostenimiento de los hastiales en cavernas utilizando los valores registrados del índice Q (Barton et al., 1977).

1	Sostenimiento temporal	a) aumentar el ESR hasta 1,5 ESR. b) aumentar el índice Q hasta 5·Q (en la bóveda). c) aumentar Q_w hasta 5· Q_w .
2	Sostenimiento de los hastiales. (basado en el índice modificado para los hastiales, Q_w).	a) elegir $Q_w = 5 \cdot Q$ (cuando $Q > 10$). b) elegir $Q_w = 2,5 \cdot Q$ (cuando $Q < 10$). c) elegir $Q_w = 1,0 \cdot Q$ (cuando $Q < 0,1$).
<p>Nota 1: Utilizar la altura total de la excavación (H) para el diseño del sostenimiento de los hastiales. Nota 2: Q representa la calidad general de la roca observada al inspeccionar la bóveda o los hastiales del túnel. En el caso de variaciones locales de la calidad de la roca (bóveda o hastial), se debe realizar una cartografía local y cambiar el sostenimiento hasta conseguir el más apropiado. (Q_w no es el valor de Q obtenido en el hastial de la caverna).</p>		

7. COMPARACIÓN ENTRE LOS SOSTENIMIENTOS S(mr) Y S(fr)

La revolución del proceso por vía húmeda para la aplicación del hormigón proyectado reforzado con fibras de acero, que se ha producido en Noruega en los últimos 16 años, ha culminado con la aplicación de entre 60.000 y 70.000 m³/año de **S(fr)** en los aproximadamente 100 km de nuevos túneles que se están construyendo anualmente en este país. Los modernos equipos robotizados, Foto 1, pueden aplicar entre 10 y 25 m³/h de **S(fr)** sobre superficies del túnel situadas en los laterales, por encima, o por debajo del operador. Por razones obvias, el sostenimiento **S(mr)** ya no se utiliza desde 1984, aproximadamente, adaptándose a los desarrollos descritos anteriormente.



Foto 1. Equipos autónomos robotizados de aplicación de hormigón proyectado con fibras.

Además de la facilidad de aplicación, el producto **S(fr)** posee ventajas importantes sobre el tradicional sostenimiento con refuerzo de malla metálica **S(mr)** y, sobre todo, sobre los procesos por vía seca de aplicación del hormigón proyectado, todavía utilizados en muchos países. Posee un bajo índice de rebote (5 - 10 %), la aplicación robótica para realizar el sostenimiento de rocas inestables ofrece un mayor nivel de seguridad, y se produce un ahorro significativo en los costes y en tiempos de ejecución, el hecho de que ya no se emplee malla metálica implica que se reduzcan ampliamente los volúmenes de cemento empleado, haciendo del **S(fr)** un método imprescindible para excavar túneles de manera más económica, rápida, segura y aceptable para el entorno. Por estas razones, los costes de los túneles noruegos no han aumentado realmente en los últimos diez o doce años.

El mayor atractivo del método de sostenimiento del MNT estriba en la infinita flexibilidad que presenta su aplicación, todavía más que el **S(mr)**. Tanto las combinaciones moderadamente flexibles como las muy rígidas de **S(fr)+B** pueden elegirse como sostenimiento temporal o permanente de acuerdo con los niveles de deformación esperables. Estas deformaciones pueden estimarse contrastando la relación $Q/anchura$ con los datos de deformación recogidos por Barton et al. (1994) a partir del registro de numerosos casos. La calidad del cemento empleado y la longitud de las fibras de acero determinan la capacidad del **S(fr)** para soportar grandes deformaciones en las inmediaciones del frente de avance, o su grado de endurecimiento si se utiliza como sostenimiento final por detrás del frente. La clasificación de la roca (llevada a cabo en la fase de diseño inicial y durante la fase de diseño activo a medida que se va excavando) constituye la base para elegir una alternativa de sostenimiento final potencialmente acertada.

El sostenimiento **S(fr)** ha sido especialmente comparado con **S(mr)** en aquellas zonas de diaclasado intensivo o discontinuidades con rellenos de arcillas que provocan sobreexcavación y una potencial inestabilidad. El perfil del túnel en estos casos es, a menudo, irregular, y la colocación de mallazo no sólo es una acción arriesgada sino que crea huecos o *sombras* durante la proyección del hormigón, y provoca, en general, una utilización excesiva de cemento (y tiempo), dado que no puede adaptarse muy bien al perfil del túnel.

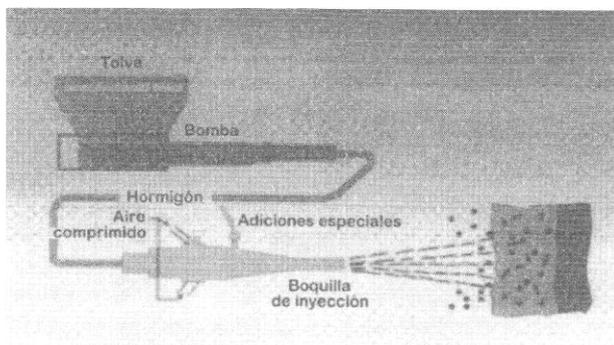


Figura 9. Esquema del proceso de formación del hormigón proyectado con fibras por vía húmeda (Cortesía NGI).

7.1. El problema de la corrosión

Una crítica que suele realizarse sobre el sostenimiento basado en **S(fr)** es que se trata de un método inapropiado a largo plazo, debido a la posibilidad de corrosión de las fibras de acero. La experiencia ha demostrado que se trata de un temor infundado, incluso en ambientes salinos marinos, siempre y cuando se tomen las debidas precauciones. La clave del éxito estriba en la buena calidad del hormigón aplicado. Si se utilizan cementos de alta calidad (preferiblemente, de resistencia C45), con adiciones de agentes plastificantes, superfluidificantes, humo de sílice, estabilizadores y un correcto control de la hidratación del mismo, puede conseguirse un hormigón con contenidos extremadamente bajos de agua, altamente impermeables y de muy baja porosidad. Puesto que las fibras no suponen un material continuo, éstas no sufren corrosión anódica o catódica, tal y como suele ocurrir con la malla metálica o con las armaduras del hormigón encofrado. Incluso empleando cementos de calidad media (C35), utilizados comúnmente en la aplicación de **S(fr)** sobre túneles submarinos construidos hace diez años, el hormigón del sostenimiento no presenta corrosión de las fibras metálicas.

En lo que respecta al campo del bulonado, se han desarrollado con éxito bulones revestidos con materiales epoxídicos o con triple forro de PVC como elementos de protección contra la corrosión. Estos bulones pueden anclarse y tensionarse en la formación del sostenimiento temporal y, posteriormente (después de aplicar el hormigón proyectado con fibras), pueden ser completamente inyectados, mediante una sencilla operación, tanto en la parte interior como exterior del revestimiento de PVC.

Por tanto, ya no hay posibilidad de que los críticos puedan acusar al sostenimiento final basado en **S(fr)+B** de tener una vida limitada, y no hay mejor respuesta que la ausencia de problemas en los cerca de 160 km de túneles noruegos en los que se aplicó **S(fr)** como sostenimiento final, algunos de ellos incluso en túneles submarinos.

8. COMPARACIÓN ENTRE EL NMAT Y EL MNT

La filosofía del NMAT, cuando se utiliza correctamente por contratistas y consultores experimentados, se debe atribuir al mérito de algunos éxitos destacables (y también su parte de responsabilidad respectiva en ciertos fracasos ocasionales) cuando ha sido aplicado en terrenos blandos de calidad extremadamente mala, necesitando un anillo completo de soporte de las cargas como sistema de sostenimiento. Estos terrenos son rocas blandas o macizos rocosos fluentes o deformables, probablemente con un rango de valores del índice Q que está comprendido entre 0,001 y 0,01 (es decir, excepcionalmente malos o pobres).

En terrenos de mejor calidad que éstos, la utilización, típica en el NMAT, de cerchas reticuladas, **S(mr)** y un control exhaustivo puede suponer un consumo ineficiente de tiempo, volúmenes de cemento y recursos; y es en estos casos donde el MNT se presenta como una alternativa apropiada.

TABLA 6. Características esenciales del MNT (según Barton et al., 1992).

1	<p>Zonas de aplicación usual: Rocas fracturadas con formación de sobreexcavación; escala muy variable de resistencias a compresión $\sigma_c = 3 - 300$ MPa. Zonas con presencia de arcillas, descostramiento tensional de la roca (<i>slabbing</i>). Q = 0,001 - 10 ó más.</p>
2	<p>Métodos usuales de excavación: Perforación y voladura, TBM para rocas duras, máquina excavadora para las zonas de arcillas.</p>
3	<p>El refuerzo temporal de la roca y el sostenimiento permanente del túnel pueden ser cualquiera de los siguientes: CCA, S(fr)+RRS+B, B+S(fr), B+S, B, S(fr), S, sb, Ninguno. (Pueden verse las claves de la notación y su distribución en la parte inferior de la Fig. 3).</p> <ul style="list-style-type: none"> • Los elementos de refuerzo temporal forman parte del sostenimiento permanente. • No se utiliza hormigón proyectado reforzado con malla metálica. • No se utiliza la vía seca en la aplicación del hormigón proyectado. • No se utilizan cerchas de acero o vigas reticuladas; en su lugar se utiliza el método RRS y S(fr) en las zonas con presencia de arcillas y en zonas de rocas débiles con tendencia a la fluencia. • El contratista es quien selecciona el sostenimiento temporal. • El propietario o consultor es quien selecciona el sostenimiento permanente. • Los revestimientos finales de hormigón no suelen utilizarse frecuentemente; es decir, B+S(fr) constituye, normalmente, el sostenimiento final.
4	<p>Caracterización del macizo rocoso para:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Predicción de la calidad del macizo rocoso. • Predicción de las necesidades de sostenimiento. • Actualización de ambas predicciones durante la excavación (con controles sólo en casos críticos).
5	<p>El MNT permite una reducción de los costes y:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ritmos de avance más rápidos en los túneles excavados mediante perforación y voladura. • Mejora de las condiciones de seguridad. • Mejora de las condiciones medioambientales.
<p>CCA = Revestimiento de hormigón encofrado; S(fr) = Hormigón proyectado reforzado con fibras de acero; RRS = Arcos armados reforzados con hormigón proyectado; B = Bulonado sistemático; S = Hormigón proyectado; sb = Bulones puntuales o esporádicos; Ninguno = No necesita sostenimiento.</p>	

El NMAT se basa en una clasificación descriptiva del terreno (normalmente se trata de seis clases de terrenos, más o menos) y un control exhaustivo de la deformación de éste, aplicando un sostenimiento basado en hormigón proyectado con refuerzo de malla metálica y cerchas reticuladas, con el objetivo de cumplir con las curvas características de reacción del terreno. Posteriormente, se instala un revestimiento final de hormigón encofrado, a veces, con membranas impermeabilizantes.

Para los casos de túneles que muestran una elevada sobreexcavación y fenómenos de explosión de rocas, el uso de **S(fr)** en oposición a **S(mr)** puede suponer un recorte de los costes de sostenimiento de al menos un 50 %, obteniendo además unos túneles más seguros. No obstante, cuando se crea un perfil regular mediante la utilización de maquinaria de excavación en rocas blandas, el uso de **S(mr)** y la formación de un anillo completo de entibación, es obviamente apropiado todavía. Las deformaciones iniciales pueden reducirse, no obstante, mediante la utilización de equipos robotizados para la aplicación de **S(fr)**, dado que el efecto de refuerzo se consigue en un tiempo más corto que en el caso de aplicar **S(mr)**.

Cuando el diseño del NMAT es completado con la colocación de geomembranas o láminas de impermeabilización y la aplicación de hormigón encofrado resistente a la presión del agua, las diferencias en los costes, si se compara con un túnel realizado mediante el MNT, que posee instalaciones de drenaje pero que es estanco en su interior, se ven, por supuesto, notablemente acentuadas. Hay muchos casos en los que las geomembranas y el hormigón encofrado son producto más del conservadurismo que de la necesidad, puesto que existen muchas formas adecuadas de mantener los túneles de carretera y ferrocarril en condiciones secas mediante combinaciones de pre-inyección, drenaje, paneles de aislamiento de aguas, y elementos ligeros de revestimiento de carácter temporal.

8.1. Combinación del NMAT y el MNT

En el pasado, se han publicado algunos intentos específicos de combinar el Sistema Q con el NMAT. Ciertamente, resulta muy atractivo conseguir una descripción más cuantitativa que las seis o siete clases de roca definidas en el NMAT, bien mediante la utilización del Sistema Q, o mediante el uso del método RMR de Bieniawski (1989). Sin embargo, la versión $\frac{1}{2}$ Q-NMAT, propuesta hace ya algunos años en Sudáfrica, no es muy recomendable, debido al excesivo recorte (50 %) en los refuerzos recomendados por el Sistema Q para su utilización como sostenimiento temporal, previo al estilo propio del NMAT en cuanto al control y al sostenimiento final. Esto quizás permita al terreno deformarse excesivamente antes de la fase del NMAT en la que se podría asegurar la estabilidad.

Recientemente, se ha propuesto una atractiva combinación del MNT con los principios del NMAT para un túnel principal parcialmente emplazado en rocas blandas y parcialmente en rocas duras. La predicción de las necesidades de sostenimiento en el frente utilizando el Sistema Q, con un sostenimiento temporal cercano al frente basado en **B+S(fr)**, un control del funcionamiento resultante del refuerzo instalado, y el ajuste de la clase de sostenimiento (si fuera necesario) en la aplicación del sostenimiento definitivo, bastante por detrás del frente de avance, parecen ser una combinación ideal de tres técnicas bien ensayadas, denominadas Sistema Q, MNT y NMAT, que han sido utilizadas con éxito en numerosos túneles a lo largo de los últimos 15 a 25 años, respectivamente.

en la deformación del túnel (sobre las mismas argilitas, arcillas consolidadas) entre el moderno sostenimiento basado en **S+B** (deformaciones en torno a 3 mm) y el sistema de cerchas metálicas (deformación en torno a 30 mm).

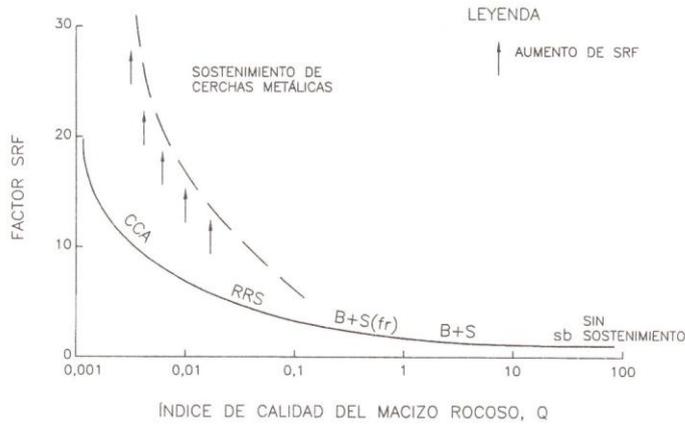


Figura 11. El factor SRF en función del índice Q y el método de sostenimiento de la roca, en el caso de rocas fracturadas.

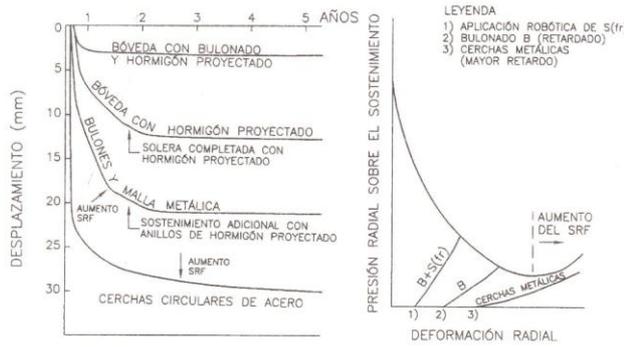


Figura 12. Izquierda: Resultados de la excavación de un túnel experimental en arcillas consolidadas o argilitas (Ward et al., 1983). Derecha: Efectos conceptuales sobre el factor SRF al colocar antes o después el sostenimiento.

Es posible que las condiciones de deformación o fluencia, frecuentemente observadas en algunos proyectos hidroeléctricos en el Himalaya, pueden, en ocasiones, ser función de la descompresión del macizo rocoso, que sucede como consecuencia de que los métodos de sostenimiento no son los ideales. En la actualidad, pocos contratistas de túneles que operan en el Himalaya poseen equipos robotizados de gunitado y modernos jumbos de perforación. El típico sostenimiento temporal compuesto por cerchas de acero puede, en ocasiones, acelerar el estado de deformación o fluencia (o producirse a menores profundidades) en comparación con el comportamiento del túnel en caso que pudieran aplicarse $S(fr)$ y un bulonado eficiente.

Es interesante observar los siguientes rangos de profundidades mínimas de túneles (H) que se han registrado para que se produzca la fluencia o deformación, Tabla 7, y comprobar la resistencia aparente a compresión del macizo rocoso, q, evaluada mediante la utilización de las ecuaciones de Singh et al. (1992) y Singh (1993):

- Profundidad crítica:

$$H \geq 350 \cdot Q^{\frac{1}{3}}$$

- Resistencia aparente a compresión del macizo rocoso:

$$q \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{\frac{1}{3}}$$

En la parte derecha de la Tabla 7 se proporciona la interpretación de las condiciones previsibles del macizo rocoso, donde se distinguen fenómenos clásicos y plásticos.

TABLA 7. Predicción de la profundidad, H, en terrenos deformables, y predicción de la resistencia efectiva del macizo rocoso, q, a partir de los valores del índice Q (obtenido mediante las ecuaciones de Singh).

CLASE DE ROCA	RANGO DEL ÍNDICE Q	H (m)	q (MPa)	FENÓMENO PROBABLE
A	40 - 1000	1196 - 3492	62 - 182	Deformación explosiva.
B	10 - 40	754 - 1196	39 - 62	Descostamiento y lijado de la roca.
C	4 - 10	555 - 754	29 - 39	Fluencia de bloques.
D	1 - 4	350 - 555	18 - 29	Fluencia de bloques.
E	0,1 - 1	162 - 350	8,4 - 18	Rotura, trituración y fluencia.
F	0,01 - 0,1	76 - 162	3,9 - 8,4	Fluencia, deformación plástica.
G	0,001 - 0,01	35 - 76	1,8 - 3,9	Fluencia, deformación plástica.

Nota: En la ecuación $q = 7 \cdot \gamma \cdot Q^{\frac{1}{3}}$, se ha supuesto una densidad $\gamma = 2,6 \text{ g/cm}^3$.

El gráfico actualizado de sostenimientos del Sistema Q, Fig. 7, utilizado en combinación con la Tabla 2,

indican la necesidad de usar valores altos para el parámetro SRF (Tabla 2, parte 6b) cuando se trata de rocas masivas y elásticas, que están bajo la influencia de tensiones muy altas. En este tipo de rocas, el comienzo del proceso de descostramiento de la roca, debido a la alta concentración de tensiones, se produce cuando el factor σ_0/σ_c supera el valor de 0,5 ó 0,6.

10. OBTENCIÓN DE LOS VALORES DEL ÍNDICE Q A PARTIR DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS

Como resultado de las campañas de testificación sísmica, con ensayos tipo *cross-hole*, Foto 2, realizadas en varios países y la utilización de las tomografías resultantes para representar en dos dimensiones la velocidad sísmica entre barrenos, ha hecho posible desarrollar una correlación aproximada entre la velocidad de las ondas P, V_p , y el índice Q. Los datos de campo (la mayoría en zonas superficiales, algunos en zonas más profundas) han sido obtenidos de proyectos realizados en Noruega, Suecia, Inglaterra, Hong Kong y China, e incluyen zonas de fallas y brechas, arcillas interestratificadas en areniscas, limolitas o limos consolidados, capas finas y gruesas de areniscas, gneises con fracturación de moderada a intensa, granitos y tobas. La correlación aproximada para rocas no porosas (impermeables) es la siguiente (en este momento, sin corregir por efecto de la profundidad):

$$V_p(m/s) = 1000 \cdot \log_{10} Q + 3500$$

$$Q = 10^{\frac{V_p - 3500}{1000}}$$



Foto 2. Preparación de un ensayo *cross-hole*.

Una forma simple para recordar estos resultados la constituyen los resultados mostrados en la Tabla 8.

TABLA 8. Correlación aproximada entre el índice Q y V_p para rocas no porosas emplazadas a poca profundidad.

V_p (m/s)	1500	2500	3500	4500	5500	6500
Q	0,01	0,1	1	10	100	1000

En el caso de rocas no porosas, el módulo de deformación, M, viene determinado aproximadamente por la expresión:

$$M(\text{GPa}) = 25 \cdot \log_{10} Q$$

donde el índice Q posee valores superiores a 1. Por consiguiente, para valores de $V_p > 3500$ m/s, el valor de M es aproximadamente igual a:

$$M(\text{GPa}) = \frac{V_p - 3500}{40}$$

De cualquier manera, el efecto de las altas presiones de confinamiento sobre el módulo M es incierto y, por supuesto, difícil de someter a ensayos a gran escala.

Sjøgren et al. (1979) hallaron extensas correlaciones entre V_p y las respectivas medidas de fracturación, bien en forma de índice RQD (%) o en forma de factor F (m^{-1}) (número de diaclasas por metro en un testigo de perforación). Su correlación entre el índice RQD y V_p para rocas duras (basada en cerca de 100 km de ensayos sísmicos y cerca de 3 km de testigos procedentes de sondeos) se muestra en la Fig. 13. En el mismo diagrama se ha indicado la correlación $V_p - Q$ y las sugerencias para la división en clases de rocas o clases de sostenimientos en un proyecto específico de excavación de túneles. Las clases de roca 2 y 3 pasan a estar separadas por el valor del índice Q igual a 1,0 o por el valor de 3,5 km/s para V_p .

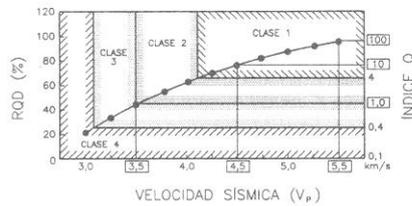


Figura 13. Relación entre las clases de sostenimiento y la velocidad sísmica a través del índice Q. La relación entre el RQD y V_p procede de Sjøgren et al. (1979).

La correlación $Q - V_p$ proporcionada por la Tabla 8 se muestra en un formato más gráfico y completo en la Fig. 14. También se ha intentado corregir la relación ante los efectos de profundidad (o de tensiones) y para el caso de rocas porosas, teniendo ambos efectos una gran influencia sobre la citada relación. Se requieren más datos para perfeccionar las tendencias mostradas en la Fig. 13. No obstante, representa un punto de partida muy útil para relacionar la calidad de la roca (en el más amplio sentido respecto a la excavación en túneles) con la velocidad sísmica. La influencia de las altas presiones de confinamiento sobre V_p es evidente. También se puede predecir un marcado efecto sobre el módulo de deformación, M , pero son necesarios más datos para corroborar esta hipótesis.

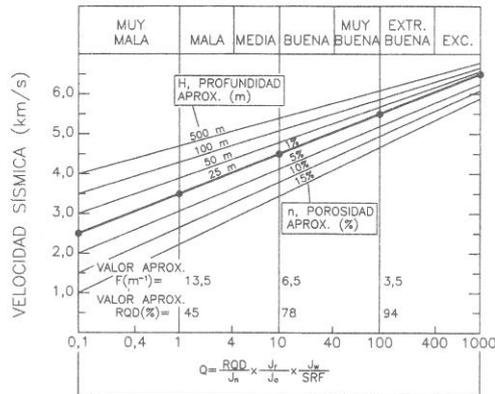


Figura 14. Tendencias V_p - Q corregidas según la profundidad y la porosidad de la roca. Los valores aproximados de RQD y el factor F proceden de Sjøgren et al. (1979).

11. APLICACIÓN DEL SISTEMA Q EN PROYECTOS DE EXCAVACIÓN DE TÚNELES MEDIANTE TBM

En los túneles excavados con TBM, la sobreexcavación se produce cuando, por ejemplo, J_n es demasiado elevado (con multitud de familias de diaclasas) o cuando la relación J_r/J_o es demasiado baja (con un grado de rozamiento muy pequeño), o cuando la presión creada por la presencia de agua actúa conjuntamente con estos factores. Esto es lo que ocurría normalmente en el Túnel del Canal de La Mancha, excavado sobre margas cretáceas, en ciertos tramos de los primeros kilómetros excavados desde el extremo británico. Por supuesto, si se puede controlar la sobreexcavación (mediante la instalación de pernos por medio de bulonadoras de cola, inmediatamente detrás de las TBM, o mediante anillos prefabricados de hormigón dispuestos en el interior del *back-up* del escudo) entonces, un delgado revestimiento circular, ya sea de hormigón proyectado o bien de elementos prefabricados de hormigón, puede ser capaz de soportar grandes presiones.

Los recientes desarrollos de los *topos abiertos* o TBM para rocas duras, con instalaciones para el bulonado y la proyección de hormigón situadas en dos o más emplazamientos por detrás de la cabeza de corte, hacen que el uso de los métodos de clasificación de rocas y la perforación de sondeos de reconocimiento sean extremadamente reveladores a la hora de optimizar el sostenimiento del túnel. En algunos de los túneles más profundos situados bajo los Alpes, que fueron excavados con TBM, no se pueden realizar las funciones de sostenimiento mediante la colocación de elementos prefabricados de hormigón debido a la falta de uniformidad y a la innecesaria alta concentración de presiones que ejercen los citados elementos en la roca circundante al túnel. Las rocas con solicitaciones muy grandes pueden exigir una redistribución de las cargas a mayor distancia del perfil del túnel mediante el control de la deformación y un exhaustivo bulonado de la roca.

En estos casos, la realización de sondeos de reconocimiento y la colocación de sondas de velocidad sísmica, tal y como ilustra la Fig. 15, pueden resultar un método alternativo para predecir las calidades de la roca (y, por supuesto, problemas relacionados con la presencia de agua) 100 m o más por delante de las máquinas de excavación (es decir, se perforarán estos barrenos durante el turno de mantenimiento). La medición de la distribución de las velocidades sísmicas después de las debidas correcciones a realizar a causa de los efectos de profundidad/tensiones pueden ayudar a realizar una división en clases a través del valor del índice Q, como se muestra en la Fig. 13.

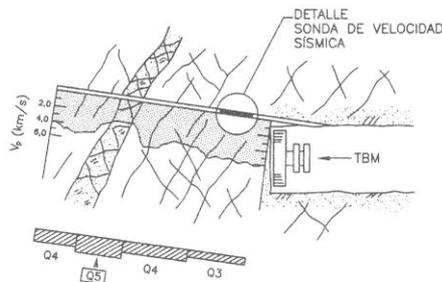


Figura 15. Diagrama sónica de un barreno de reconocimiento en una excavación mediante TBM para una estimación preliminar del índice Q a partir del valor medido de V_p .

El método propuesto de aplicación del diseño del sistema de excavación basándose en los principios del MNT y la relación $V_p - Q$, se ilustra en la Fig. 16. En varias excavaciones de grandes dimensiones, se dispone de máquinas para rocas duras con estaciones para el bulonado y la aplicación de hormigón proyectado. En el ejemplo mostrado, se ha supuesto una roca de Clase 4 (es decir, $Q = 0,1 - 0,4$). La recomendación de sostenimiento según el MNT modificado para excavación mediante TBM es $S(fr) = 120$ mm y bulonado $B = 1,5$ m c/c (representando c/c el espaciamento entre bulones) para rocas pertenecientes a la Clase 4. Esto se ha obtenido tomando los menores valores del rango de recomendaciones generales de sostenimiento para

El sistema Q para la selección del sostenimiento en el método Noruego de excavación de túneles

la Clase 4, consistente en S(fr) (120 - 150 mm) y B (1,3 - 1,5 m c/c), en un rango de diámetros del túnel que oscila entre 0,1 - 0,4 m hasta 10 m. Se ha tomado el sostenimiento más ligero teniendo en cuenta las características fundamentalmente positivas que ofrece el perfil circular obtenido mediante la excavación de túneles con TBM.

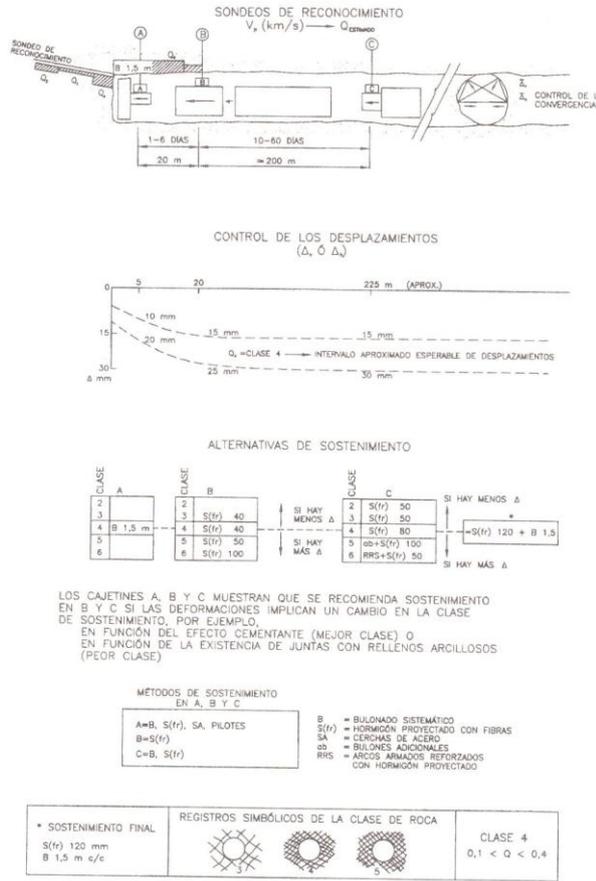


Figura 16. Estimación del sostenimiento en el diseño de la excavación mediante TBM para rocas duras, basada en los ensayos de V_p , la estimación de Q, el sostenimiento del MNT y el control de la convergencia producida.

El sostenimiento final recomendado se aplica en etapas adecuadas teniendo en consideración el número de barrenos que pueden perforarse durante cada recorrido de la TBM y la prioridad de aplicar hormigón proyectado, si es posible, por detrás de la cabeza perforadora, es decir, en la estación B. El control de la convergencia está indicado para confirmar la clase de roca, o para sugerir posibles correcciones hacia las clases de roca adyacentes, con la consiguiente aplicación de mayor (o menor) sostenimiento en la siguiente estación de **B+S(fr)**, que correspondería a la estación C.

12. CONCLUSIONES

1. El sistema Q original de recomendaciones para el sostenimiento de túneles, con 20 años de utilización, estaba basado mayoritariamente en el hormigón proyectado reforzado con mallazo y bulonado como sostenimiento final. La reciente actualización del gráfico de sostenimiento, basada en el registro de 1.050 nuevos casos procedentes de los principales túneles de carretera excavados, está basada en el principio de sostenimiento del Método Noruego de Túneles (MNT) donde los principales componentes del sostenimiento final consisten en hormigón proyectado con refuerzo de fibras de acero por vía húmeda, **S(fr)**, y un bulonado formado por bulones totalmente inyectados en cemento y protegidos contra la corrosión.
2. El uso combinado de un sistema de clasificación de carácter cuantitativo (Sistema Q) y las técnicas de sostenimiento infinitamente flexibles del MNT se considera que supera al NMAT en el caso de macizos rocosos fracturados y con presencia de arcillas, en los que se observa una marcada sobreexcavación tras el avance. La utilización de **S(mr)** y vigas reticuladas, que tan bien se ajustan a los perfiles uniformes obtenidos por las máquinas de excavación de rocas blandas, a menudo, no son apropiados en los túneles excavados mediante el sistema de perforación y voladura, dado que la presencia de sobreexcavación ocasiona un aumento en el consumo de hormigón. Según el MNT, la estructura de sostenimiento puede construirse de forma más eficiente mediante la construcción de arcos armados de hormigón proyectado (**RRS**), que se adapta fácilmente a perfiles irregulares mediante la aplicación adecuada de arcos de hormigón proyectado con el espaciamiento que se desee.
3. La utilización de sondas para medir la velocidad sísmica por delante del túnel, particularmente en el caso de túneles excavados mediante TBM, se considera como un método prometedor para predecir la calidad del macizo rocoso, siguiendo el criterio de correlacionar V_p y el índice Q. El diseño de la excavación mediante el sistema Q (comprobando y midiendo la convergencia cuando el valor de Q sea inferior a 0,01) es apropiado para proporcionar al túnel el sostenimiento más adecuado para enfrentarse con las condiciones de la roca y, por consiguiente, representa un mínimo coste al constructor de la obra.

13. BIBLIOGRAFÍA

- ADDIS, M.A.; BARTON, N.; BANDIS, S.C. y HENRY, J.P. (1990): "Laboratory studies on the stability of vertical and deviated boreholes". 65th Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum Engineers. New Orleans. Septiembre 1990.
- BARTON, N.; LIEN, R. y LUNDE, J. (1974): "Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support". NGI Publication 106, Oslo. Rock Mechanics, Vol. 6, N° 4: 189-236.

- BARTON, N.; LIEN, R. y LUNDE, J. (1977): "Estimation of support requirements for underground excavations". Proc. of 16th Symposium on Design Methods in Rock Mechanics. Minnesota, 1975. Published by ASCE, New York, 1977. Discussion.
- BARTON, N.; LØSET, F.; LIEN, R. y LUNDE, J. (1980): "Application of Q-System in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations". International Conference on Sub-surface Space. Rockstore, Stockholm. Sub-surface Space, Vol. 2. Pergamon.
- BARTON, N. (1991): "Geotechnical Design". World Tunnelling.
- BARTON, N.; BY, T.L.; CHRYSANTHAKIS, P.; TUNBRIDGE, L.; KRISTIANSEN, J.; LØSET, F.; BHASIN, R.K.; WESTERDAHL, H. y VIK, G. (1991): "Predicted and Measured Performance of the 62 m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik". J. Rock Mechanics, Mining Science & Geomechanics Abstract. Pergamon.
- BARTON, N.; BY, T.L.; CHRYSANTHAKIS, P.; TUNBRIDGE, L.; KRISTIANSEN, J.; LØSET, F.; BHASIN, R.K.; WESTERDAHL, H. y VIK, G. (1992): "Comparison of prediction and performance for a 62 m span sports hall in jointed gneiss". 4th Int. Rock Mechanics and Rock Engineering Conf. Torino, Italia. Ed. G. Barla.
- BARTON, N.; GRIMSTAD, E.; AAS, G.; OPSAHL, O.A.; BAKKEN, A.; PEDERSEN, L. y JOHANSEN, E.D. (1992): "Norwegian Method of Tunnelling". WT Focus on Norway. World Tunnelling, Junio/Agosto.
- BARTON, N. y GRIMSTAD, E. (1994): "The Q-System following Twenty Years of Application in NMT Support Selection". Geomechanik, Felsbau 12, N° 6. Austria.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989): "Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering". J. Wiley.
- CUNDALL, P. (1980): "A generalized distinct element program for modelling jointed rock". Report PCAR-1-80, Contract DAJA 37-79-C-0548. European Research Office, US Army. Peter Cundall Associates.
- GARSHOL, K.F. (1993): "Crossing of the major shear zone in the Fjellinjen twin tube highway tunnel in central Oslo. Design of rock support with steel fibre reinforced sprayed concrete". Proc. of the International Symposium on Sprayed Concrete. Fagernes, Norway. Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association.
- GRIMSTAD, E. (1981): "Engineering-geology at the Holmestrand Tunnel" (in Norwegian). Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk, 30.1-30.8. Tapir Press.
- GRIMSTAD, E. (1984): "Rockburst Problems in Road Tunnels". Low Cost Road Tunnels. Proceedings. Tapir Press. Trondheim, Noruega.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. y LØSET, F. (1986): "Classification of Rock Masses

with Respect to Tunnel Stability - New Experiences with the Q-System". Proc. Of Oslo Conf. On Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk, (en Noruego). Tapir Press.

- GRIMSTAD, E. y BARTON, N. (1993): "Updating of the Q-System for NMT". Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support. Fagernes, Norway. Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association. Oslo.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N. y LØSET, F. (1993): "Rock Mass Classification and NMT Support Design Using a New Q-System Chart". World Tunnelling. Septiembre.
- LØSET, F. (1990): "Use of the Q-method for securing small weakness zones and temporary support". NGI Internal Report N° 548140-1.
- LØSET, F. (1992): "Support Needs compared at the Svartisen Road Tunnel". Tunnels and Tunnelling. Junio.
- MAKURAT, A.; BARTON, N.; VIK, G.; CHRYSANTHAKIS, P. y MONSEN, K. (1990): "Jointed rock mass modelling". International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings.
- NORWEGIAN CONCRETE ASSOCIATION (1993): "Publication N° 7, Guidelines for shotcrete". Oslo, Junio.
- OPSAHL, O.A. (1982): "Steel Fibre reinforced Shotcrete for Rock support". Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (NTNF), project 1053.09511.
- ØVSTEDAL, E. y KOMPEN, R. (1993): "Durability of Sprayed Concrete Exposed to Saline Water in Subsea Tunnels". Proc. of the International Symposium on Sprayed Concrete. Fagernes, Norway. Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association.
- RABCEWICZ, L.V. (1964/65): "The new Austrian tunnelling method". Water Power, part 1 and 2, Noviembre 1964, Enero 1965.
- SINGH, B. (1993): "Workshop on Norwegian Method of Tunnelling". CSMRS. Nueva Dehli.
- SINGH, B.; JETHWA, J.C. y DUBE, A.K. (1992): "Correlation between observed support pressure and rock mass quality". Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 7, N° 1.
- SJØGREN, B.; ØFSTHUS, A. y SANDBERG, J. (1979): "Seismic classification of rock mass qualities". Geophysical Prospecting, 27.
- SWANNELL, N. (1993): "Fibre-reinforced shotcrete linings". Letters, Tunnels and Tunnelling. Abril.
- TERZAGHI, K. (1946): "Rock defects and loads on tunnel supports". Proctor, R.V. and T.L. White: "Rock

- tunnelling with steel supports". Youngstown, Ohio. Commercial Shearing and Stamping Co., Harvard University. Graduate School of Engineering. Publication 418. Soil Mechanics Series 25.
- WARD, W.H. y HILLS, D.L. (1976).: "Sprayed Concrete: Tunnel Support Requirements and the dry Mix Process". Shotcrete for Ground Support. Proceedings. An Engineering Foundation Conference. Octubre.
 - WARD, W.H.; TEDD, P. y BERRY, N.S.M. (1983).: "The Kielder Experimental Tunnel: Final Results". Geotechnique 33, N° 3.

(Capítulo traducido por Ignacio J. Vecillas Fernández, Ingeniero de Minas. U. D. de Proyectos. E.T.S. de Ingenieros de Minas de Madrid).