



**UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID
FACULTAD DE CIENCIAS GEOLÓGICAS**

**EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS
MASTER DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**

**TEMA I
SOPORTE TUNELES**

Versión 2014

**Francisco J. Castanedo Navarro
Ingeniero de Caminos
UCM**

TEMA I

SOPORTE TÚNELES

INDICE

1. CRITERIOS DE ASIGNACIÓN DE SOSTENIMIENTOS	3
<i>1.1 - Criterios históricos, con sostenimientos que luego van reforzándose.</i>	<i>3</i>
<i>1.2- Métodos basados en la previsión del comportamiento del terreno.....</i>	<i>6</i>
<i>1.3 Criterios empíricos, basados en las clasificaciones geomecánicas del macizo y que luego permitirían asignar el sostenimiento.</i>	<i>11</i>
<i>1.4 Modelo geológico.....</i>	<i>45</i>
<i>1.5 Influencia de la estructura geológica</i>	<i>47</i>
<i>1.6 Tramificación, sectorización e individualización fallas.....</i>	<i>50</i>
<i>1.7.- Condicionantes hidrogeológicos</i>	<i>54</i>
<i>1.8.-Método de convergencia –confinamiento (líneas características)</i>	<i>61</i>
<i>1.8.1.- Generalidades</i>	<i>61</i>
<i>1.8.2.- Líneas características o de reacción del terreno.....</i>	<i>62</i>
<i>1.8.3.- Reacción del sostenimiento</i>	<i>64</i>
<i>1.8.4.- Obtención del comportamiento de la sección</i>	<i>68</i>

TEMA I

SOPORTE TÚNELES

1. CRITERIOS DE ASIGNACIÓN DE SOSTENIMIENTOS

La asignación de sostenimientos en túneles se realiza como criterio general en base a 3 criterios:

1.1 - Criterios históricos, con sostenimientos que luego van reforzándose.

Dentro de este criterio podrían diferenciarse varios métodos de asignación:

- Método histórico, todavía utilizado en algunos países, generalmente en suelos, y basados en los procedimientos históricos de ejecución de túneles y galerías mineras como puede verse en el ejemplo de la figura 1.1.

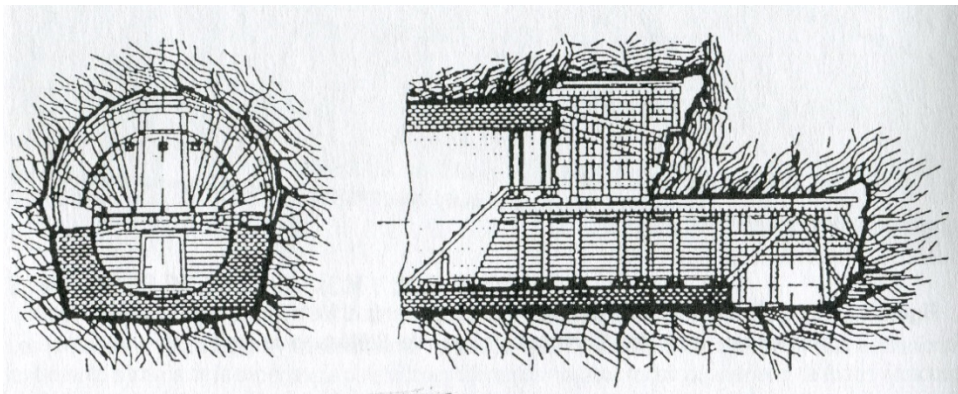


Figura 1.1.- Sección de entibación con métodos históricos de sostenimientos de túneles

Un método de este tipo sería el Método tradicional o belga modificado utilizado en el Metro de Madrid, el Método Alemán, etc.

En general, es característico de estos métodos, que el dimensionado de entibación y sostenimiento definitivo de hormigón está solo basado en la experiencia histórica, y que salvo pequeñas modificaciones continúan utilizando entibación de madera para el sostenimiento inicial.

En la figura 1.2 puede verse un esquema del proceso de ejecución del Método tradicional o método Madrid, y en la foto 1.1 una vista de un túnel de Metro en ejecución mediante este procedimiento.



Foto 1.1.- Vista túnel Metro en Madrid ejecutado por método tradicional

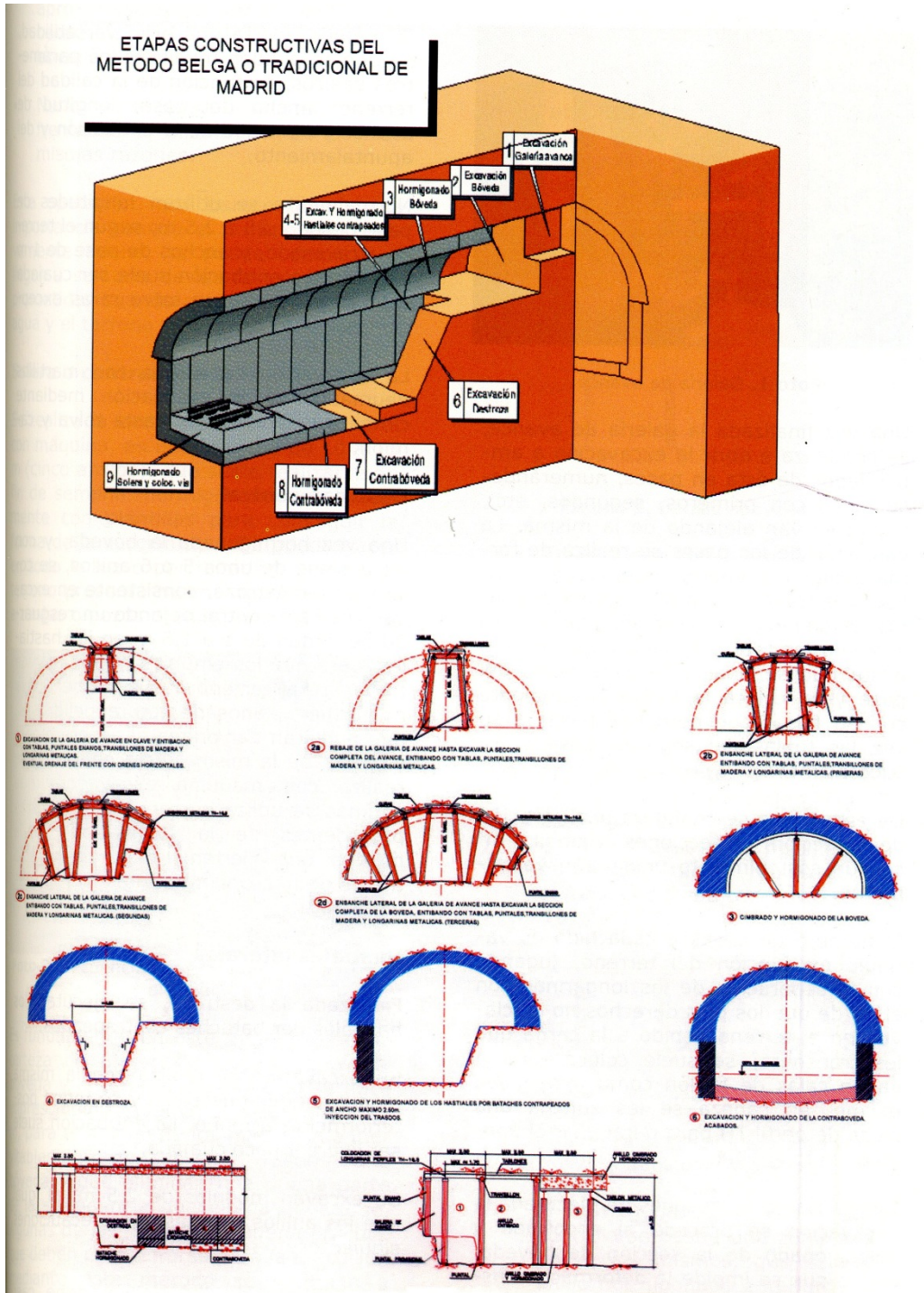


Figura 1.2.- Proceso constructivo túnel método Madrid

1.2- Métodos basados en la previsión del comportamiento del terreno.

Cumplirían todas las condiciones de este método los procesos de definición de sostenimientos basados exclusivamente en el N.A.T.M, en que el proceso de asignación de sostenimiento seguiría el siguiente proceso:

- Definición de los grupos geotécnicos de macizos (macizo= roca matriz + juntas) y de las condiciones geométricas (profundidad, tensiones geostáticas verticales y horizontales y asimetría) e hidrológicas (presencia de agua y flujo al interior del macizo).

- Definición de los tipos de comportamiento de cada uno de los grupos litológicos con condicionantes geométricos e hidrológicos dentro de los 8 tipos definidos en el N.A.T.M. y que se incluyen en la tabla adjunta.

CRITERIO DE COMPORTAMIENTO	CARACTERÍSTICAS COMPORTAMIENTO
BT1	Cavidades autoportantes salvo caídas puntuales de cuñas o bloques
BT2	Cavidad autoportante con riesgo de caídas de bloques o campanas
BT3	Plastificación superficial del entorno del túnel en espesor menos del 25% del diámetro
BT4	Plastificación profunda (>25% diámetro) en el entorno del túnel. Grandes deformaciones (Squeezing)
BT5	Repentina y violenta rotura frágil de la roca con proyección de fragmentos (rock Bursting)
BT6	Pandeo de capas con escaso espaciamiento que se encuentran verticalizadas
BT7	Formación de campana ascendiendo como chimenea por falta de confinamiento lateral (baja cobertera)
BT8	Flujo incontrolado de harina de falla o fragmentos de roca muy triturada (ravelling)
BT9	Flujo incontrolado de agua, suelo y roca triturada que invade el frente (flooding)
BT10	Hinchamiento progresivo de la roca del contorno por su interperismo y composición mineralógica
BT11	Macizo muy heterogéneo con características muy cambiantes e impredecibles.

- La principal ventaja de este método NATM es que permitiría ajustar el sostenimiento estrictamente necesario para el terreno que se está atravesando, en base al comportamiento real que se está teniendo en el túnel, lo que resulta seguro si se cumplen las tres siguientes condiciones:

*No se sobrepasa el porcentaje de cierre de la sección a partir del cual a mayores deformaciones se tendrían mayores empujes (zona de reblandecimiento en la ley de fluencia o rotura).

*Se garantiza con el sostenimiento mínimo (sin refuerzos) que se esté colocando, que no hay riesgo de roturas puntales o caídas de bloques y cuñas, de acuerdo con el esquema de la figura 1.3.

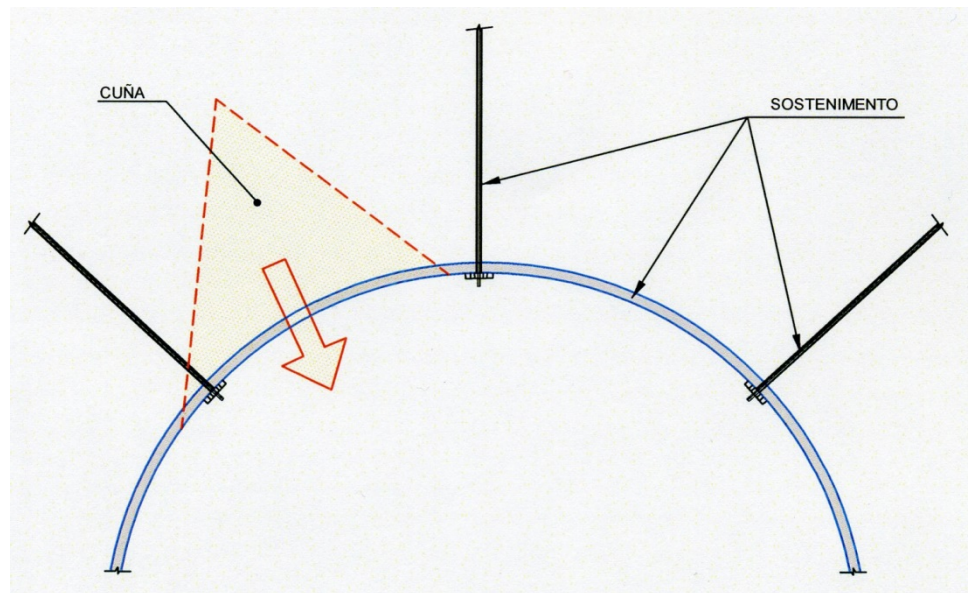


Figura 1.3.- Esquema de caída de cuñas o bloques

*No se permite que se formen mecanismos en la estructura del sostenimiento, compensado el efecto de la fisuración con nuevas coronaciones (bulones a cada lado de las fisuras) como puede verse en la figura 1.4.

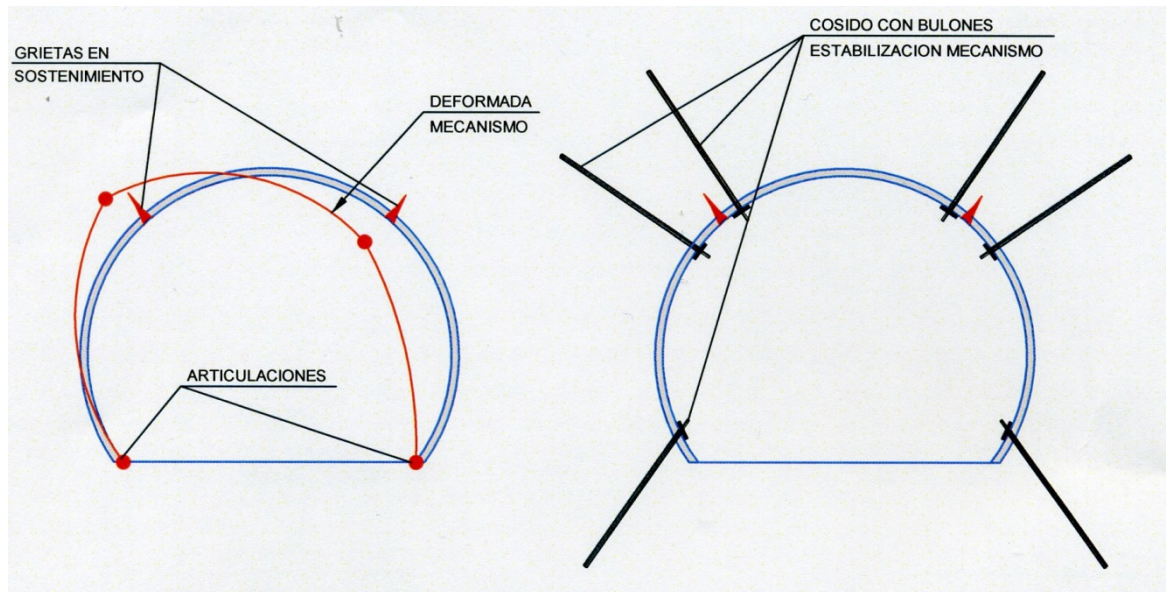


Figura 1.4.- esquema reparación riesgo de mecanismos

Una adecuada aplicación de este método por el personal altamente especializado tanto en el la fase de Proyecto como en la de ejecución de la obra, puede permitir que se realice el túnel sin grandes incidentes y con una densidad y por tanto coste del sostenimiento mucho menos que con otros métodos.

Los principales problemas de este método son:

- Exige personal altamente especializado tanto en la elaboración del Proyecto como en el seguimiento de la obra para análisis del comportamiento y definición de refuerzos.
- La solución de refuerzos en elementos como el hormigón puede tener un comportamiento conjunto mucho menos eficaz que el de una capa de hormigón colocada en una fase, ya que en los refuerzos es difícil garantizar la adherencia entre capas según el esquema de la figura 1.5.

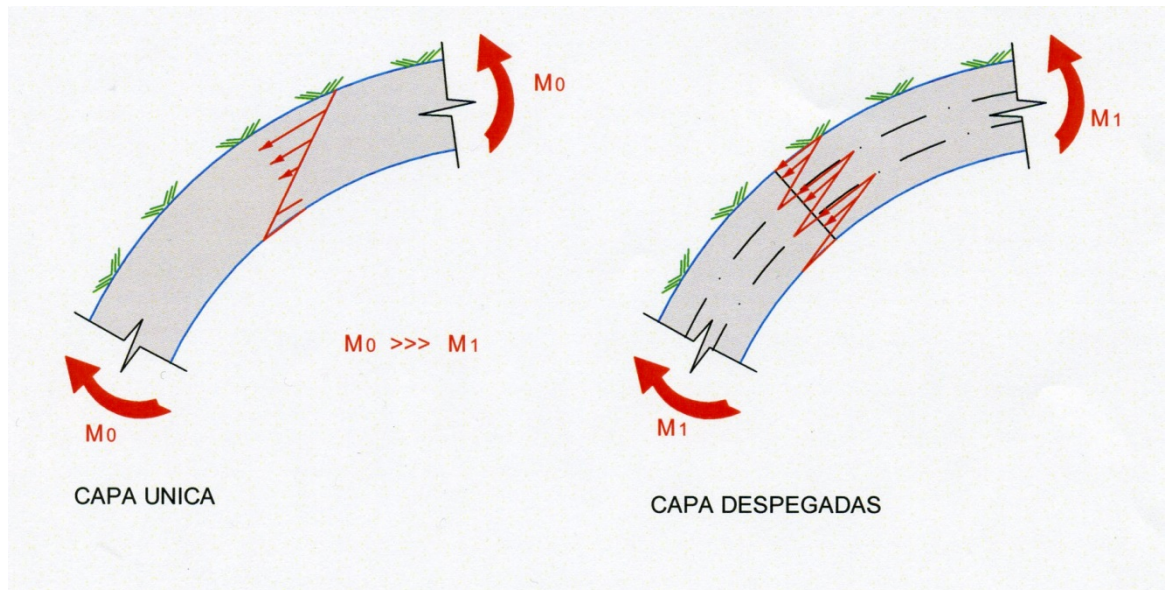


Figura 1.5.- Esfuerzo en sección única o por capas

- La realización en tiempo y densidad de refuerzos, sin criterio puede llevar a dimensionados y tipos de refuerzo inadecuados y en densidades muy superiores a las necesarias, y además el riesgo de que la sección del túnel deformada invada el espacio del revestimiento.
- Deformaciones locales de una parte del terreno en el contorno de la excavación con sostenimiento inicial, según el comportamiento del esquema de la figura 1.6.

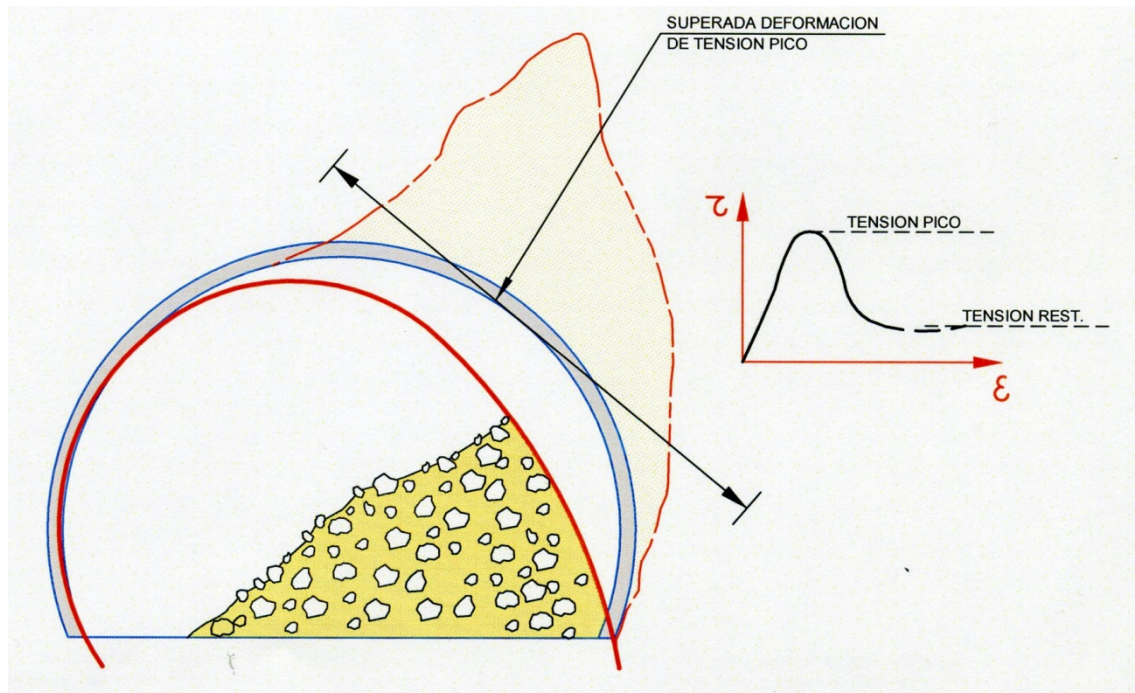


Figura 1.6.- Esquema colapso parcial sección del túnel por superarse la tensión pico

- Deformaciones superiores a la admisible frente al riesgo de colapso en zonas parciales del contorno, no tienen por qué detectarse con los resultados de mediadas de convergencia, aunque si son normalmente previsible por personal técnico altamente especializado.

1.3 Criterios empíricos, basados en las clasificaciones geomecánicas del macizo y que luego permitirían asignar el sostenimiento.

Inicialmente las clasificaciones geomecánicas fueron específicamente desarrollados para la asignación de sostenimientos en túnel sin comportamientos especiales, y básicamente fueron:

- Clasificación de Lauffer
- Clasificación de Bieniawski

- Clasificación de Barton
- Clasificación de Palstrom

a) Clasificación de Lauffer

Considera los tipos de comportamiento ya destacados al comentar el NATM, y que fue tomada de la diferenciación de este autor, realizada en 1985.

Según los tipos de comportamiento definidos de A a G, se definieron las longitudes de pase y tiempos de estabilidad de las zonas excavadas y no sostenidas, que se representan en la figura 1.6A.

TIPO	LONG. LIBRE (m)	TIEMPO DE ESTABILIDAD	DESCRIPCIÓN ROCA
A	4	20 años	Sana
B	4	6 meses	Algo fracturada
C	3	1 semana	Fracturada
D	1,5	5 horas	Friable
E	0,8	20 minutos	Muy friable
F	0,4	2 minutos	De empuje inmediato
G	0,15	10 segundos	De grandes empujes

Figura 1.6a.-Clasificación de Lauffer

Las recomendaciones de sostenimiento de esta clasificación se representa en la figura 1.6b.

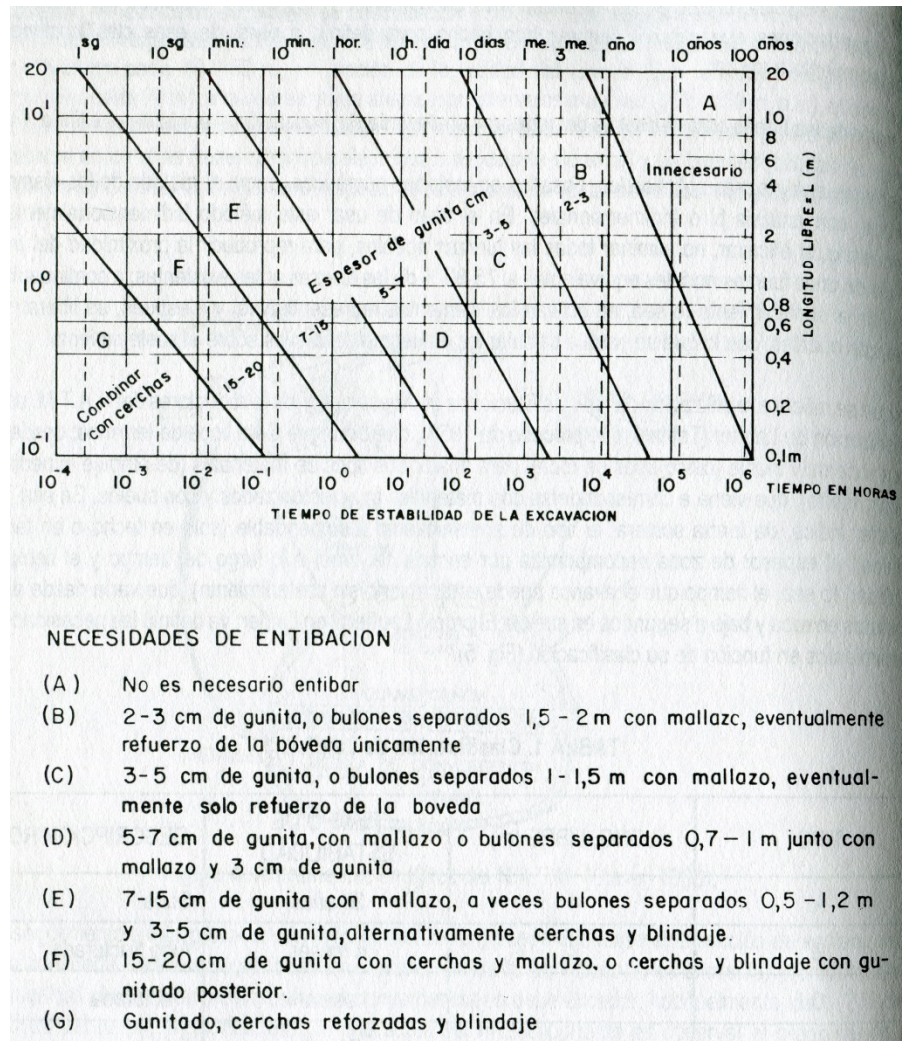
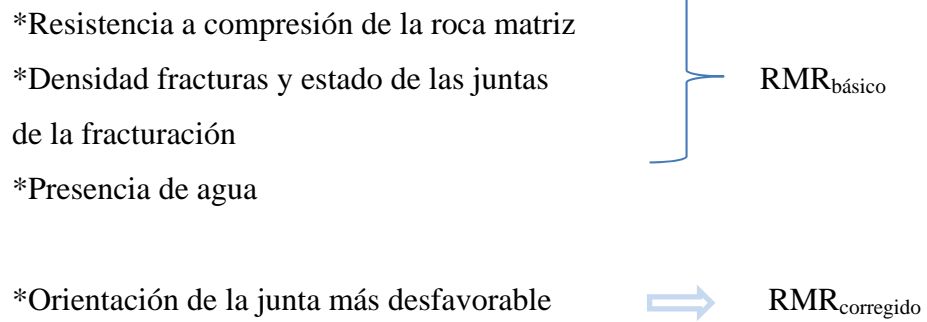


Figura 1.6b.-Necesidades de entibación según lauffer y Linder (1958)

b) Clasificación RMR de Beniawski

Establece una calificación del macizo a atravesar por el túnel en base a los siguientes aspectos:



En la figura 1.7 pueden verse los rangos de valoración de cada uno de los parámetros considerados en la clasificación de Beniaowski (1989).

Parámetros de Clasificación

1	Resistencia de roca sana	Ensayo de carga puntual (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	En valores bajos se da ensayos a compresión uniaxial		
		Compresión simple (MPa)	>250	100-250	50-100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
	Valoración	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			
	Valoración	20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas (m)	> 2	0.6 - 2	0.2 - 0.6	0.06 - 0.2	< 0.06			
	Valoración	20	15	10	8	5			
4	Estado de las diaclasas	Muy rugosas Discontinuas Sin separaciones Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes blandos	Espejos de falla o con relleno < 5 mm o abiertas 1-5 mm. Diaclasas continuas	Relleno blando > 5 mm o abertura > 5 mm. Diaclasas continuas			
	Valoración	30	25	20	10	0			
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Nulo	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Relación Presión agua Tensión prin. mayor	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goleando	Fluyendo			
	Valoración	15	10	7	4	0			

Corrección por la Orientación de las Diaclasas

Dirección y Buzamiento		Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables
Valoración para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

CLASE	I	II	III	IV	V
CALIDAD	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
VALORACIÓN	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

Características

CLASE	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO Y LONGITUD	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min con 1 m de vano
COHESIÓN (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
ÁNGULO DE ROZAMIENTO	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

Orientación de las Diaclasas

DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL TÚNEL				DIRECCIÓN PARALELA AL EJE DEL TÚNEL		BUZAMIENTO 0°-20° CUALQUIER DIRECCIÓN
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	
Muy Favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy Desfavorable	Media	Desfavorable

Figura 1.7.- Valoración parámetros en clasificación Beniawski

Para la asignación de sostenimiento en base al índice $RMR_{\text{corregido}}$, pueden seguirse dos tablas de valores:

*La tabla de Bieniawski (1989) para una achura de excavación no superior a 10 metros, y que se representa en la figura 1.8.

TABLA 1. Recomendaciones indicativas para la excavación y el sostenimiento de túneles excavados en roca (Bieniawski, 1989).

CLASE	RMR	EXCAVACIÓN (PASE)	SOSTENIMIENTO		
			BULONES (Longitud en m)	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS METÁLICAS
I Muy buena	81-100	Sección completa (3 m)	Ocasionalmente	No necesario	No necesarias
II Buena	61-80	Sección completa (1-1.5 m). Sostenimiento terminado a 20 m del avance	Localmente en clave. L = 3 m. Espaciados a 2.5 m con mallazo ocasional	50 mm en clave donde sea necesario	No necesarias
III Media	41-60	Avance y destroza (1.5-3 m en avance) Sostenimiento empezado en el frente y terminado a 10 m del frente	Sistemáticamente en clave y hastial. L = 4 m. Espaciados 1.5 a 2.0 m. Mallazo en clave.	50-100 mm en clave. 30 mm en hastiales.	No necesarias
IV Mala	21-40	Avance y destroza (1.0-1.5 m en avance) Sostenimiento empezado simultáneamente con la excavación y hasta 10 m del frente	Sistemáticamente en clave y hastiales. L = 4 a 5 m. Espaciados a 1.0-1.5 m. Con mallazo.	100-150 mm en clave. 100 mm en hastiales.	Ligeras a medias, espaciadas a 1.5 m donde sea necesario
V Muy mala	1-20	Galerías múltiples. (0.5-1.5 m en avance) Sostenimiento simultáneo con la excavación. Hormigón proyectado inmediatamente después de la voladura.	Sistemáticamente en clave y hastiales. L = 5-6 m. Espaciados a 1.0-1.5 m. Con mallazo. Bulonar la contrabóveda.	150-200 mm en clave. 150 mm en hastiales. 50 mm en el frente.	Medias a pesadas, espaciadas a 0.75 m, con forro y longarinas donde sea necesario. Contrabóveda

Notas (de Bieniawski): Sección del túnel en herradura. Ancho 10 m. Tensión vertical < 25 MPa. Excavado por voladuras.

Figura 1.8.- Asignación de sostenimientos (Bieniawski, 1989)

*La tabla de Romana, para anchos de hasta 15 metros y que se representa en la figura 1.9.

RMR	CLASE	BULONADO			HORMIGÓN PROYECTADO			ARMADURA		CERCHAS		MÉTODOS ESPECIALES
		L (m)	b/m ²	s' (m)	e (cm)	CAPAS	SELLADO	MALLAZO	FIBRAS	TIPO	S' (m)	
100	I a	-	-	-	-	-	-					
90	I b	2/3	0,10	Ocasional	2	Ocasional	No	SENCILLO OCASIONAL				No
80	II a	3	0,10/0,25	Ocasional	5	1	Ocasional					No
70	II b	3	0,25/0,44	2 x 2/1,5 x 1,5	6-10	1/2	Si	SENCILLO OCASIONAL	FIBRAS	TH-21	TH-29	No
60	III a	3/4	0,44/0,66	1,5 x 1,5/1 x 1,5	8-15	2/3	Si					Ocasional
50	III b	4	0,66/1	1 x 1,5/1 x 1	12-20	2/3	Si	SENCILLO OCASIONAL			HEB	1,5
40	IV a	4/4,5	0,80/1	1 x 1,25/1 x 1	16-24	3	Si					1
30	IV b	4,5/5	1	1 x 1	20-30	3	Si	DOBLE				0,75/1
20	V a	-	-	-	30-40	3/4	Si					0,5/0,75
10	V b	SISTEMAS ESPECIALES										BERNOLD PARAGUAS
0												

Notas

1. Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros (m); densidad en bulones por m² (b/m²) y s, espaciamiento en metros (m)
2. La unidad para e, espesor mínimo de hormigón proyectado, es el centímetro (cm). No se ha tenido en cuenta la sobreexcavación.
3. El número de capas de hormigón proyectado incluye la capa de sellado
4. La unidad para S, separación entre cerchas, es el metro (m).
5. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente.
6. Las líneas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

Figura 1.9.- Tabla asignación de sostenimientos según Romana (2000)

Según el valor del índice RMR, se diferencian según Beniawski las calidades de roca de la figura 1.10.

Clasificación					
CLASE	I	II	III	IV	V
CALIDAD	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
VALORACIÓN	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

Figura 1.10.- Distribución calidades de macizo en función RMR

Los principales aspectos cuestionados de este criterio han sido:

*Respecto a la calificación del macizo.

- Excesiva valoración del rango de afección del agua (15 puntos de anchura de rango)
- Excesiva y cuestionable valoración de la orientación de las juntas.

La mayor consideración negativa de las juntas longitudinales verticalizadas obedece a las experiencias de Cording y Mathar (1974) en la construcción de los metros de Chicago y Nueva York, y así ya fué recogida en la clasificación de Lauffer.

- No considera la naturaleza del relleno en las juntas.

*Respecto a la asignación de sostenimientos:

- No considera elevadas coberteras
- Es discutible su validez en suelos duros o rocas muy blandas
- No considera las bajas coberteras, en que cambia la forma de rotura a chimenea
- No considera las dimensiones de la excavación, sino solo la dimensión máxima a la que puede aplicarse

Considerando los puntos anteriores para modificar los criterios de asignación de sostenimiento, **los criterios en base al índice RMR de Beniaowski son de los más habituales usados y válidos en las siguientes condiciones:**

- **Túneles con cobertera mayor de 1,5 diámetros y menor de 300 metros, con sostenimiento definitivo.**

- **Túneles con cobertera alta, como sostenimiento inicial, que puede ser necesario ir reforzando según se produce el cierre de la sección, como se expondrá en el próximo capítulo.**

c) Clasificación Q de Barton

Aunque toma el nombre de su especialista principal, puede decirse que esta es la clasificación elaborada por un Organismo Público de solvencia técnica reconocida como es NGI (NarweiganGeotechnicalInstitute) y que ha ido mejorándose durante los últimos 30 años.

Independientemente de los criterios de valoración del macizo, debe destacarse que es una valoración específica para túneles considerando no solo las propiedades del terreno sino también los condicionantes geométricos e hidrogeológicos.

El índice Q de Barton tiene el valor:

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

Siendo:

Q= Índice de Barton y Grimstaad, de acuerdo con las últimas modificaciones.

RQD= En el caso de sondeos o scan-lines de frentes, longitud en cada metro de los testigos obtenidos de tamaño superior a 10cm.

Puede obtenerse también según la expresión de Palstrom y siguientes, siendo J_v el índice volumétrico de fracturas o nº de ellas por m^3 de formación.

$RQD = 113 - 3,3 \times J_v$ para bloques tabulares o prismáticos

$RQD = 110 - 2,5 \times J_v$ para bloques poliédricos, romboédricos y equidimensionales

J_v = Número de familias de juntas diferenciables en el frente del túnel, en los afloramientos o en los sondeos.

En la figura 1.11 se representa en esquema de las distintas formas de bloques (Palstrom, Ingeotúneles vol.10).

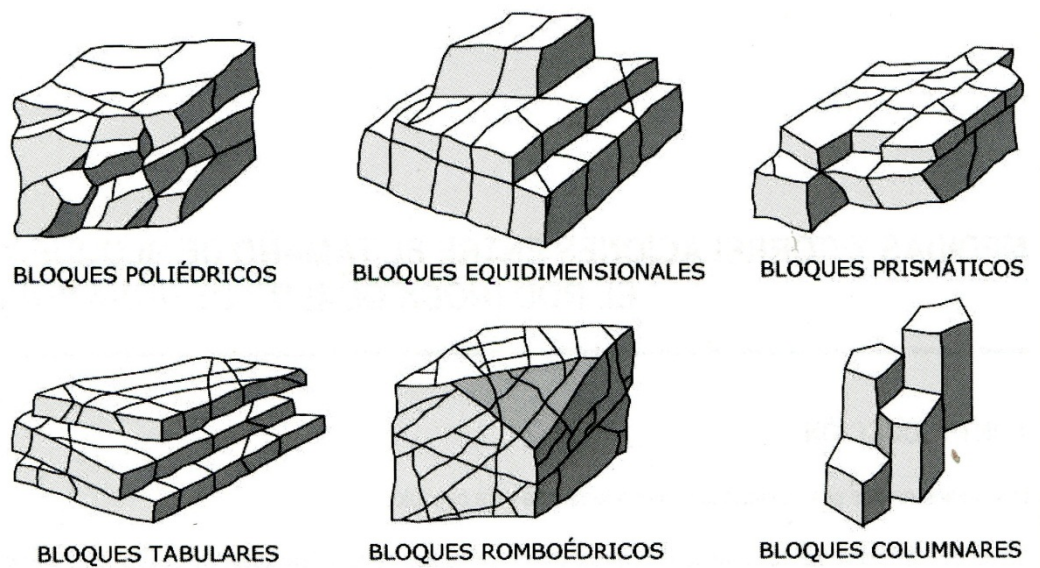


Figura 1.11.- Geometría de bloques en macizos fracturados

También puede estimarse el RQD en función de la frecuencia de fracturas (según esa dirección), según la expresión de Hudson y Priest, 1979:

$$RQD = 100 \times (1 + 0,1 \lambda) \times e^{-0,1 \times \lambda}$$

Siendo λ el número de fracturas por metro

La valoración simplificada del resto de índices J_n se representa en las tablas de la figura 1.12, 1.13 y 1.14.

Masivo o casi sin diaclasas	$J_n = 0,5 - 1$
Una familia de diaclasas	2
Una familia de diaclasas más aleatoria	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias de diaclasas más aleatoria	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias de diaclasas más aleatoria	12
Cuatro o más familias de diaclasas, frecuentemente diaclasado, "terron de azúcar", etc.	15
Roca triturada, como tierra	20

Figura 1.12.- Tabla de valoración del índice J_n

REGULARIDAD DE LA SUPERFICIE DE LA DIACLASA A PEQUEÑA ESCALA	Ondulación del plano de la junta a gran escala				
	Planar	Ligeramente ondulada	Ondulada	Muy ondulada	Escarpada o Encajada (gran escala)
Irregular o escarpada (pequeña escala)	3	4,5	6	9	12
Muy rugosa	2	3	4	6	8
Rugosa	1,5	2	3	4,5	6
Lisa	1	1,5	2	3	4
Pulida o Espejo de falla*)	0,5 - 1	1	1,5	2	3
Para relleno de juntas $jR = 1$					

*) Para espejos de falla, los valores de jR dependen de la presencia y aparición de estrías; el mayor valor se usa para estrías profundas.

Figura 1.13.- Tabla de valoración del índice J_r

J_r = Factor de rugosidad de las juntas, que puede obtenerse del cuadro simplificado de la figura 1.13, elaborado por Palstrom a partir de las publicaciones de Barton.

A. CONTACTO ENTRE LAS DOS PAREDES DE LA JUNTA O DIACLASA			
CARÁCTER DE LA PARED DE LA DIACLASA		DESCRIPCIÓN	Valor de J_A
DIACLASAS LIMPIAS	Diaclasas cerradas o soldadas	Relleno sin reblandecimiento, impermeable (cuarzo, epidota, etc.)	0,75
	Paredes de diaclasa limpias	Sin relleno en la junta, excepto oxidación	1
	Paredes de diaclasa alteradas	Un grado de alteración mayor que la roca	2
Dos grados de alteración mayor que la roca		4	
CAPA O RELLENO ESCASO DE:	Materiales de fricción	Materiales de arena, limo, calcita, etc. sin contenido de arcilla	3
	Materiales cohesivos	Materiales de arcilla, clorita, talco, etc.	4
B. DIACLASAS RELLENAS SIN CONTACTO O CON CONTACTO PARCIAL ENTRE LAS PAREDES			Sin contacto entre las paredes
Tipo de relleno	Descripción	Relleno escaso [$< \text{aprox. } 5 \text{ mm}$]	Relleno espeso o arcilloso
Materiales de fricción	Arena, limo, calcita, etc. Sin contenido de arcilla	4	8
Materiales cohesivos duros	Relleno compacto de arcilla, clorita, talco, etc.	6	10
Materiales cohesivos blandos	De media a bajo sobreconsolidación de arcilla, clorita, talco, etc.	8	12
Materiales arcillosos expansivos	Los materiales de relleno presentan propiedades expansivas	8 - 12	12 - 20

Figura 1.14.- Tabla de valoración del índice J_A

J_A = Factor de alteración y relleno de las juntas, cuya valoración puede tomarse del cuadro de la figura 1.14.

En la figura 1.15, pueden verse las tablas de valoración del SRF en la actuación de 1994, y en la figura 1.16 una actualización del año 2000 para los macizos de rocas duras.

6. Condiciones tensionales de la roca (<i>Stress Reduction Factor</i>)		SRF
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando.		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación \leq 50 m).	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o rocas desintegradas químicamente (profundidad de la excavación $>$ 50 m).	2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad).	7,5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación \leq 50 m).	5,0
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación $>$ 50 m).	2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, 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.		

Figura 1.15.- Valoración del SRF (1994)

SRF= Factor función del estado tensional, en que se tiene en cuenta las condiciones de profundidad del túnel y naturaleza general del macizo.

NIVEL TENSIONAL	σ_r/σ_1	σ_θ/σ_c	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
Descostramiento moderado (<i>Slabbing</i>) después de 1 hora en rocas masivas.	5 - 3	0,5 - 0,65	5 - 9	5 - 50
Descostramiento y estallidos de la roca (<i>Rockburst</i>) 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 1.16.- Valoración del SRF para rocas duras (2000)

Como puede verse el riesgo de rock-bursting y squeezing se tiene en cuenta aumentando notablemente el índice SRF. Esto indica, que como se indicará en el capítulo siguiente, que el criterio de diseño que se propone frente a estos fenómenos es el método activo, **esto es un aumento y rigidización**

todos los refuerzos sin permitir la relajación por incremento de deformación o cierre de la cavidad.

El riesgo de que se produzcan fenómenos de comportamiento especiales, puede verse en la tabla de la figura 1.17, también debida a Barton y que tiene en cuenta la predicción de squeezing de Singh et al (1992) y Singh (1993).

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 lajado 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 $q = 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, se ha supuesto una densidad $\gamma = 2,6 \text{ g/cm}^3$.

Figura 1.17.- Riesgo de comportamientos especiales

Una vez obtenido el índice Q puede obtenerse en función de la dimensión máxima de la zona excavada y no sostenida corregida con el valor de ESR las necesidades de sostenimiento de acuerdo con el grafico de la figura 1.18.

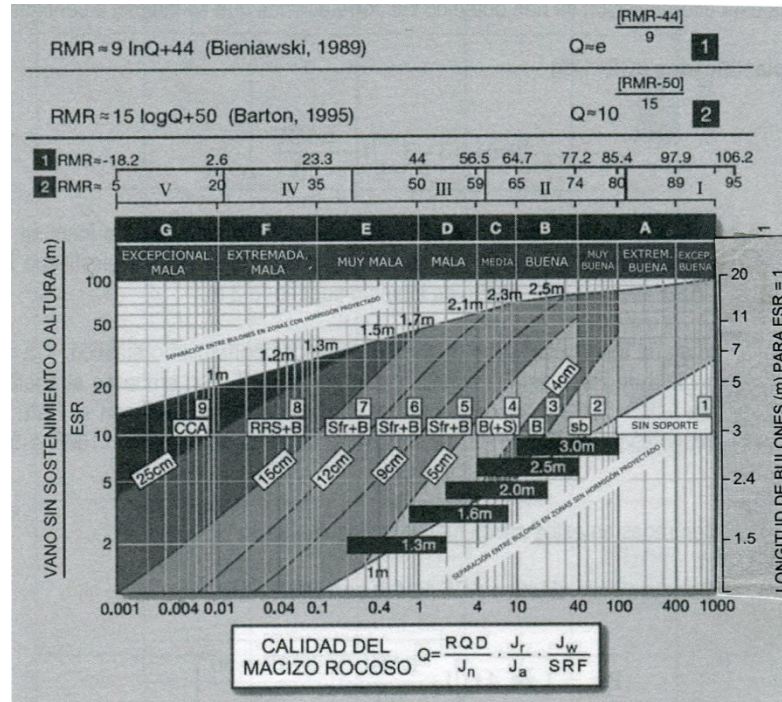


Figura 1.18.- Grafico de Barton y Grimstad

El valor del ESR puede tomarse de la tabla de la figura 1.19.

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

Figura 1.19.- Tabla de valores de ESR

Como elementos que se consideran en el sostenimiento pueden adoptarse los siguientes:

RRS: Cerchas flexibles tipo TH o cerchas reticuladas espaciales.

CCA: Cerchas rígidas tipo HEB-160 con al menos 30cm de gunita con fibra.

El empleo de arcos reforzados de gunita (RRS) como los que se representan en la figura 1.20 no se utilizan en España y muchos otros países.

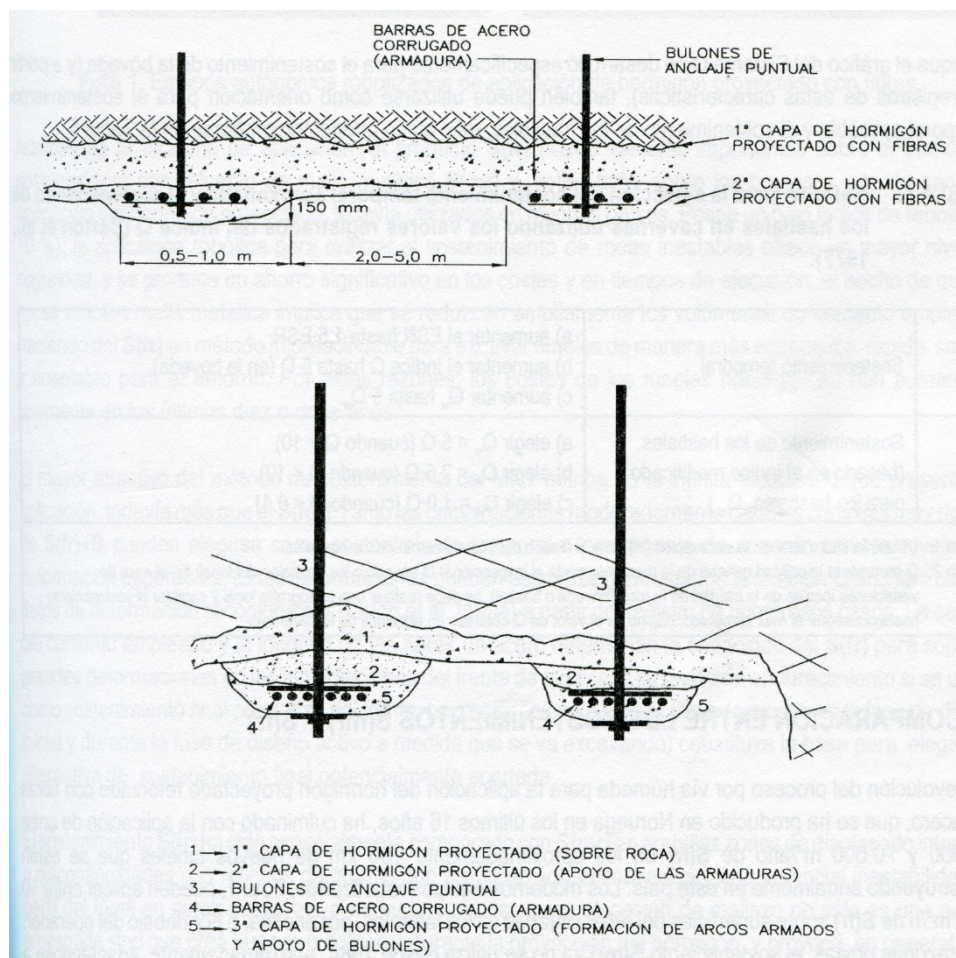


Figura 1.20.- Arcos armados de refuerzo de hormigón proyectado (RSS)

Otra ventaja que presenta el índice Q de Barton, es que se ha correlacionado con la velocidad sísmica de las ondas de compresión P, de acuerdo con la siguiente formula empírica:

$$Q = 10^{\frac{V_p - 3500}{1000}} \text{ para rocas porosas}$$

La variación del índice Q así obtenido, puede corregirse con la profundidad del túnel o porosidad de la roca, según el grafico de la figura 1.21 debido a Sjøfgrén et al (1979).

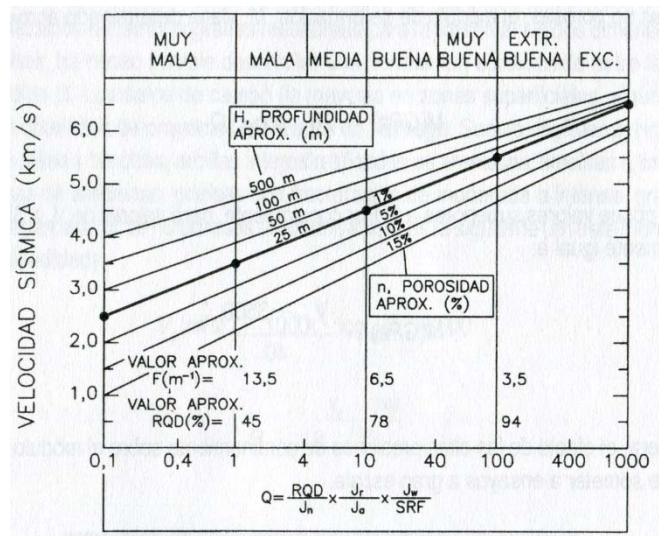


Figura 1.21.- Tendencias Vp – Q de corrección según la profundidad y la porosidad del macizo

d) Clasificación RMI de Palstrom

Es una clasificación de calidad de macizo en base fundamentalmente a la disposición, rugosidad y alteración de las juntas, y que también realiza una asignación de sostenimientos.

No ha tenido prácticamente utilización como clasificación, aunque si se está utilizando en los nuevos criterios la blocometría (estimación de tamaño y

distribución de bloques entre juntas de un macizo rocoso) y el estado de juntas, criterios ambos en los que se basa el RMI.

- Criterios racionales

Los criterios racionales corresponden a la obtención de la necesidad de sostenimiento en base a un cálculo más o menos rigurosamente realizado, y con parámetros de los materiales que intervienen en el proceso obtenido de:

*Bibliografía

*Experiencia justificada de autor del diseño

*Ensayos de campo o laboratorio

La posibilidad del uso extensivo de los métodos racionales, ha sido posible por la utilización masiva de herramientas de cálculo muy sofisticadas, incluso tridimensionales; sin embargo, la dificultad de caracterización del proceso tenso-deformacional alrededor de un túnel, hace que todavía no esté el problema resuelto, salvo en el caso de materiales caracterizables por ensayos de laboratorio (roca poco fracturada o suelo) y altura de cobertera reducidas en que toda la carga geostática se transmite al sostenimiento del túnel y el coeficiente de empuje horizontal está comprendido entre 0,50 y 0,80.

De acuerdo con esto, la realización de un dimensionado racional del sostenimiento de un túnel, obliga a resolver cuatro problemas:

*Determinar los parámetros tensodeformacionales del macizo.

*Determinar cuál es el coeficiente inicial de empuje horizontal

*Determinar la tasa de desconfinamiento o porcentaje de la presión geostática que no se transmite al sostenimiento.

Este problema es de muy difícil solución, en el caso además que de acuerdo con los criterios de NATM, el sostenimiento se coloque en varias fases según las convergencias obtenidas.

*Realizado el cálculo, comprobar la validez del sostenimiento, teniendo en cuenta que es admisible la fisuración del arco de hormigón proyectado, siempre que no formen mecanismos.

Aun así, no se puede actualmente, a partir de los cálculos del método racional, predecir con fiabilidad que no se produzcan y en que rango los fenómenos especiales de comportamiento como el squeezing, rock-bursting, flooding, etc.

Se analizan seguidamente cada uno de los procesos anteriores.

a) Determinación de parámetros tensodeformacionales

Con la mejora y mayor extensión de herramientas de cálculo potentes, todas las clasificaciones geomecánicas establecieron de forma empírica leyes que permitieran obtener los parámetros tensodeformacionales de macizo, a partir de:

- Parámetros de roca intacta que pueden obtenerse en ensayos de laboratorio.
- Valor del índice de clasificación.

Sin embargo, como criterio más generalizado para la obtención de los parámetros tensodeformacionales del macizo se extendió hasta prácticamente ser el único utilizado el índice GSI de Hoek y Brown, que presenta las siguientes características:

- Considera el criterio de rotura de Hoek y Brown, que para un macizo, correspondería a la siguiente fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \times \sigma_c \times \sigma_3 + S\sigma_c^2)^a$$

Siendo σ_c la resistencia a compresión de la roca intacta.

- Los parámetros m, s, y a, se obtienen en función de un nuevo índice GSI de Hoek, Hoek y Marinos, etc.

Inicialmente, el índice GSI se obtenía:

$$\text{*Para } RMR_{\text{corregido}} > 23 \quad GSI = RMR_{\text{básico sin agua}} - 5$$

Siendo $RMR_{\text{básico sin agua}}$ el que se obtiene considerando macizo seco y sin corrección por orientación de discontinuidades.

$$\text{*Para } RMR_{\text{corregido}} < 23 \quad GSI = 9 \times \log Q - 44$$

Sin embargo, posteriormente el propio Hoek descartó estas correlaciones, proponiendo la estimación del índice GSI en base a la estructura del macizo y el estado de las juntas según el gráfico de la figura 1.22.

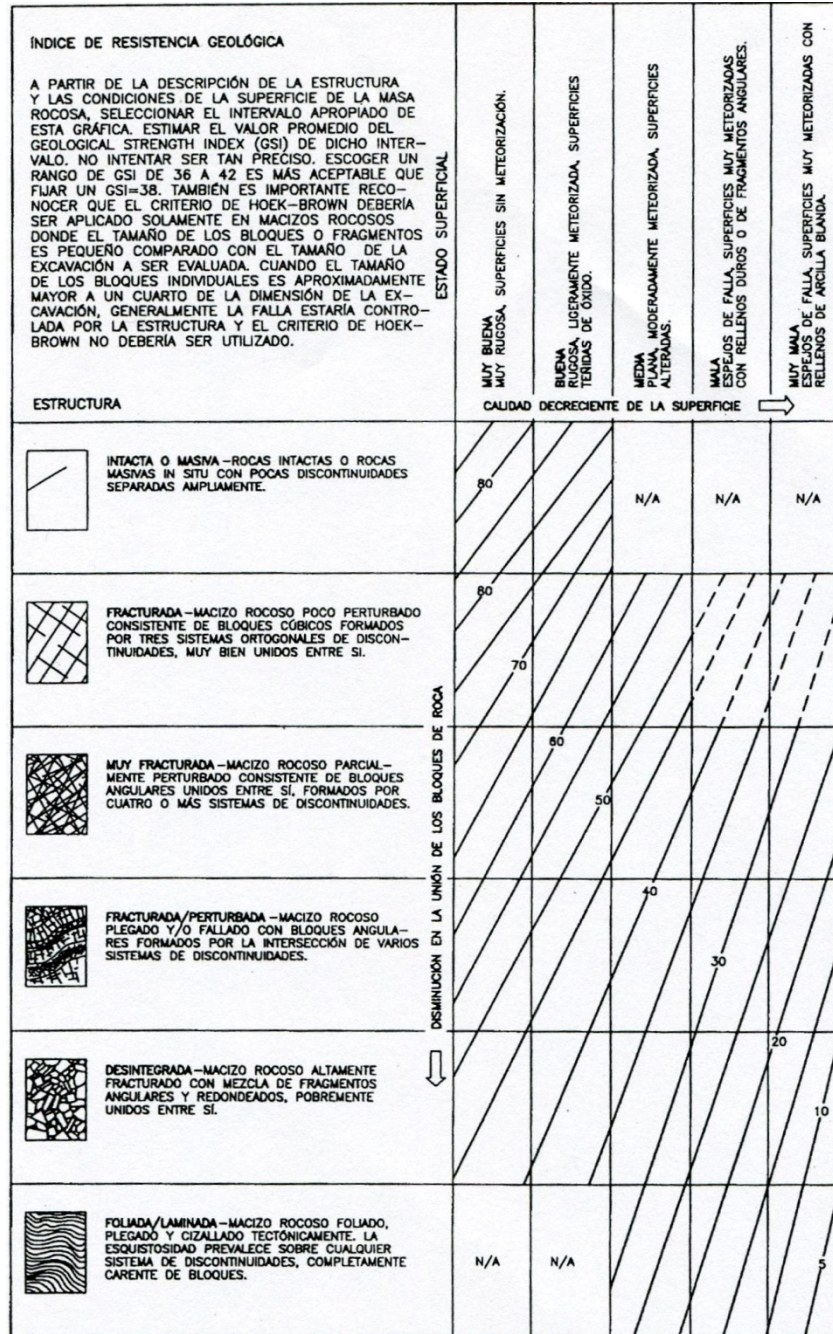


Figura 1.22.- Gráfico de Hoek

Sin embargo, los rangos de índice GSI para cada tipo de estructura de macizo y de calidad de juntas, son todavía muy amplios en un intervalo de casi 20 unidades, lo que hace que la utilización de este gráfico tenga una componente subjetiva muy importante, lo que nunca es aconsejable.

Por otro lado, el valor del índice GSI sería el mismo con una misma estructura de macizo **independientemente del tamaño de bloque, lo que no se ajusta ni a la experiencia real ni a los cálculos realizados con programas de bloques.**

A la vista de esto, Sonmez y Ulusay (1999) propusieron una cuantificación de los parámetros de entrada del grafico anterior, en función del índice J_v ya descrito y de una valoración de las discontinuidades con parámetros similares a los utilizados en la clasificación de Bieniawski. Este grafico se representa en la figura 1.23.

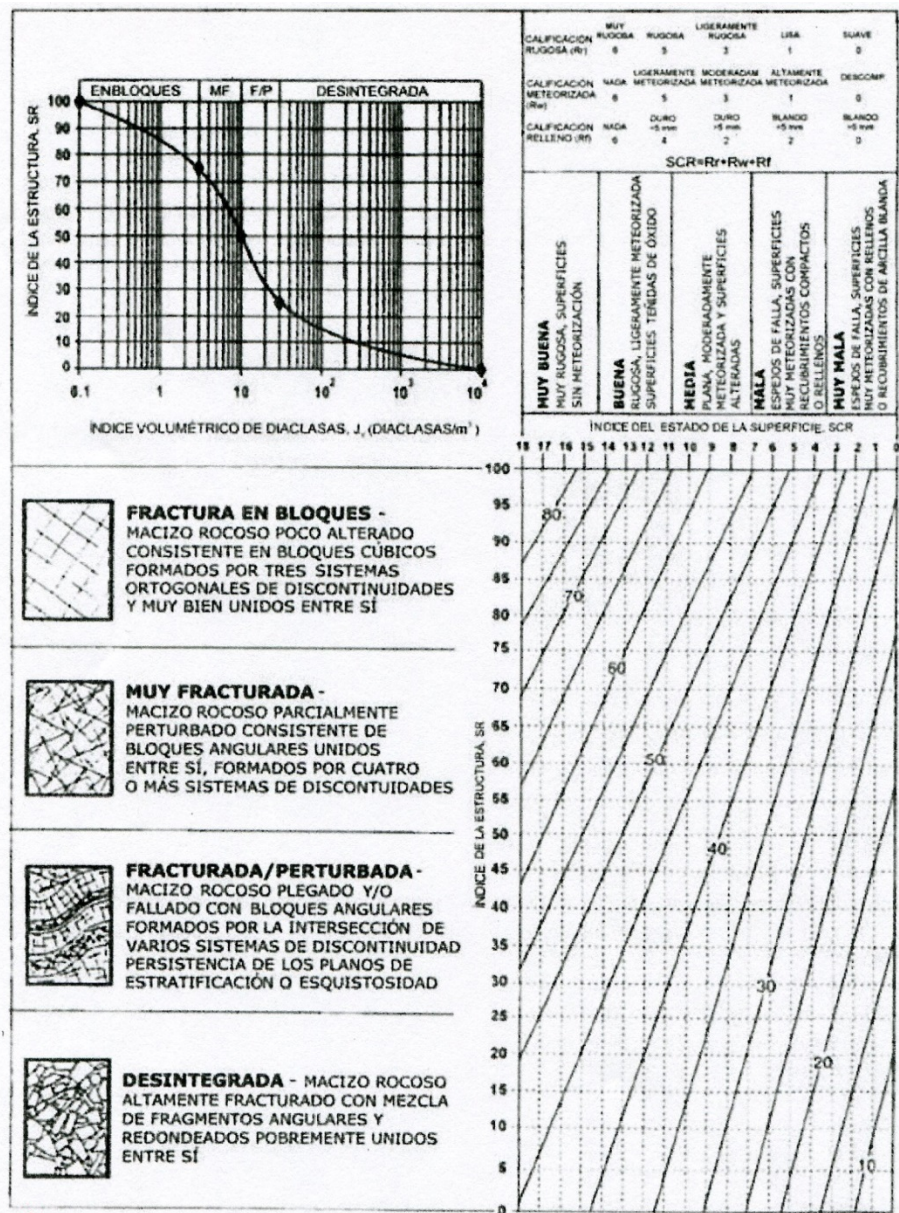


Figura 1.23.- Grafico cuantificado de obtención GSI según Sonmez y Ulusay (1999)

Igualmente Cai et al (2004) propusieron una cuantificación de la estructura del macizo en el ábaco de Hoek en base al volumen de bloque, tal y como viene definido por Palstrom, y como puede verse en la figura 1.24.

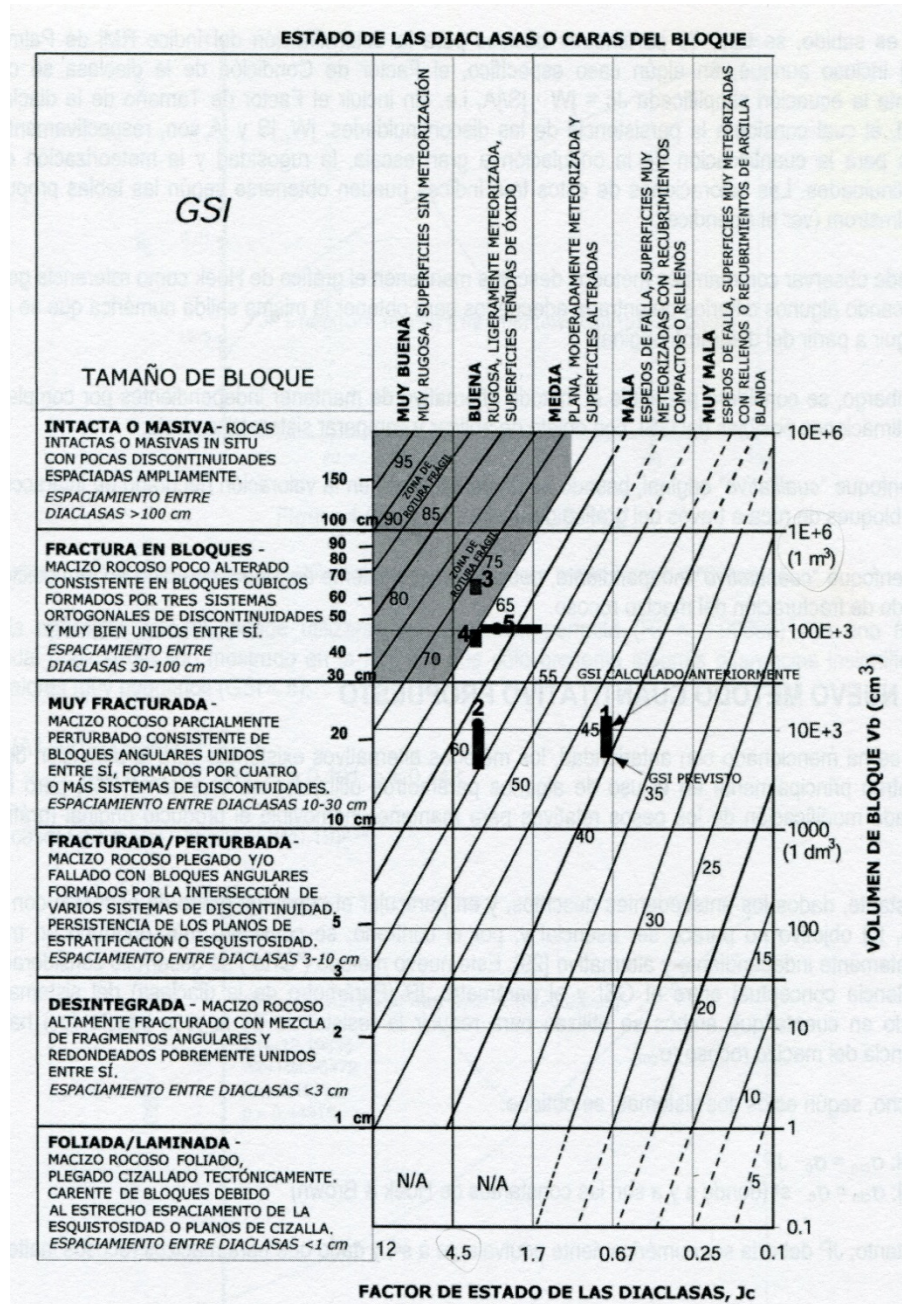


Figura 1.24.- Grafico cuantificado para obtención GSI según Cai et al (2004)

Finalmente, Russo propuso un nuevo grafico para la obtención del GSI, en que no intervendría la estructura del macizo como en el inicial de Hoek, sino el volumen de bloque y el factor de estado de la diaclasa, siendo este último Jc el propuesto por Palstrom para la obtención del RMi. En la figura 1.25 se representa este gráfico.

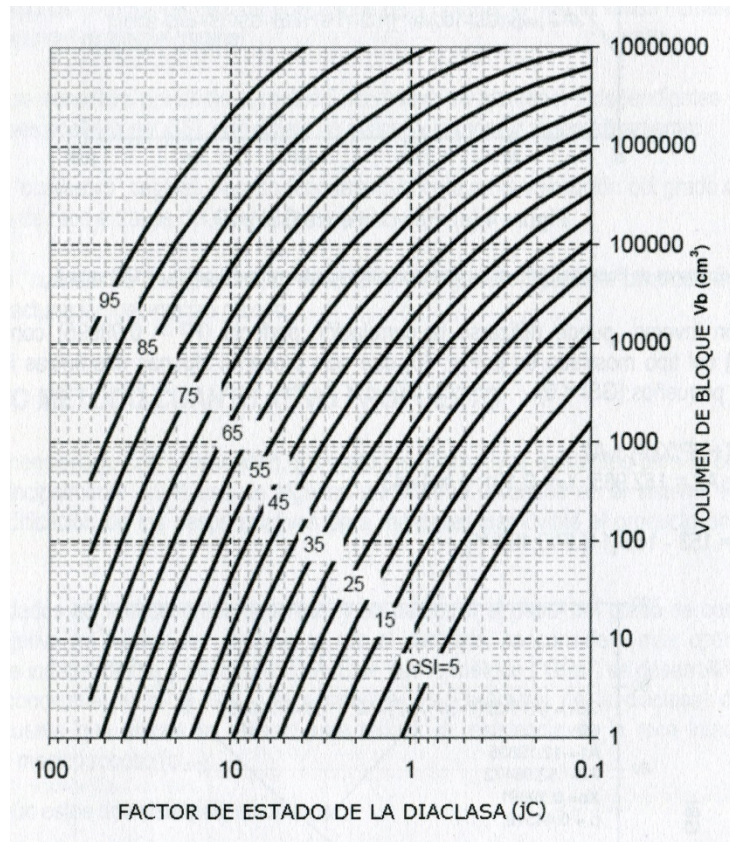


Figura 1.25.- Gráfico para la obtención del GSI (Russo, 2009)

Tal y como indicaron Hoek y Brown cuando establecieron su criterio de rotura, **este no es aplicable a las superficies de foliación**, con lo que los gráficos anteriores no serían aplicables a macizos foliados salvo que la superficie de rotura no discurriera en un porcentaje importante por la foliación.

Por esta razón, en materiales de alternancias flyshoides, Hoek y Marinos, estableciendo un criterio específico cuyos gráficos de obtención del índice GSI y de la resistencia de roca matriz a adoptar se representan en las figuras 1.26 y 1.27.

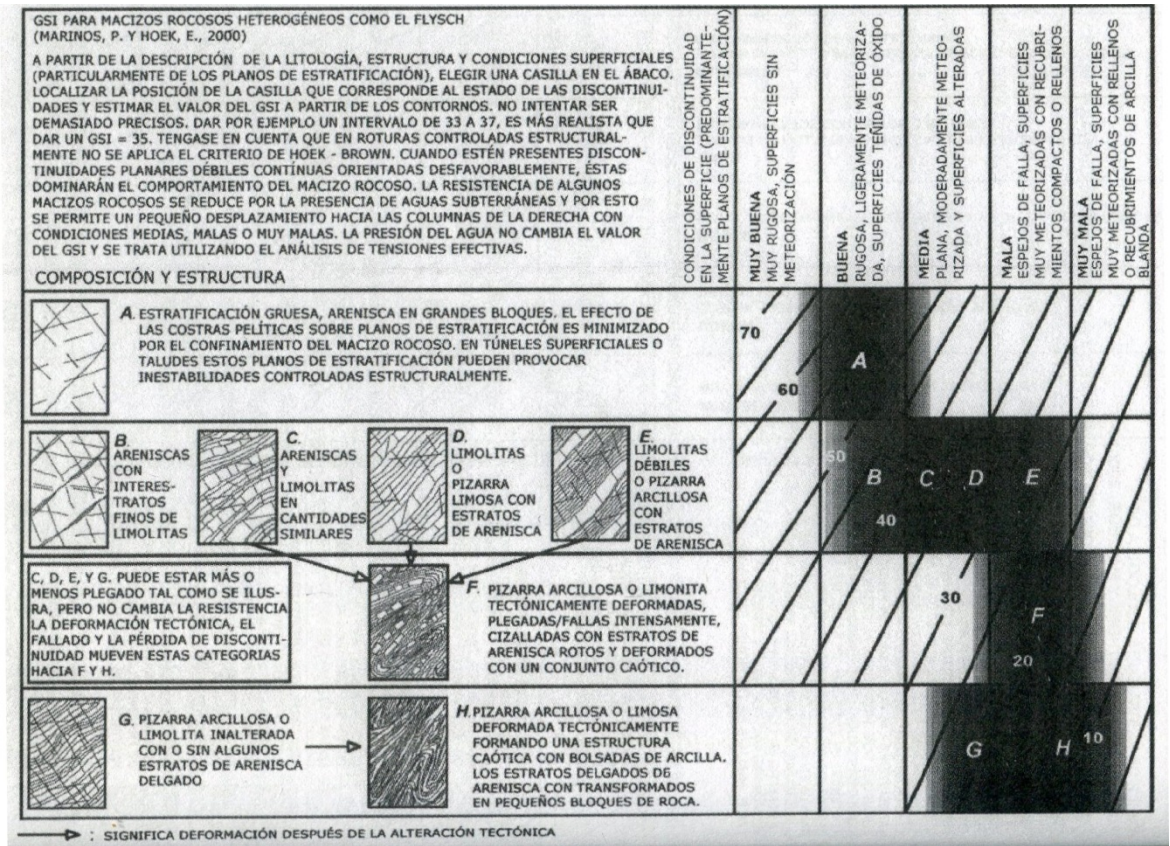


Figura 1.26.- Índice GSI en materiales flyshoides

TIPO DE FLYSCH (ver la Tabla 4)	Proporciones de valores de σ_c y m_i para cada tipo de roca para su utilización en la determinación de las propiedades del macizo rocoso
A y B	Usar los valores para estratos de arenisca
C	Reducir los valores de la arenisca en un 20 % y usar los valores sin reducir para la limolita
D	Reducir los valores de la arenisca en un 40 % y usar los valores sin reducir para la limolita
E	Reducir los valores de la arenisca en un 40 % y usar los valores sin reducir para la limolita
F	Reducir los valores de la arenisca en un 60 % y usar los valores sin reducir para la limolita
G	Usar los valores para la limolita o la pizarra
H	Usar los valores para la limolita o la pizarra

Figura 1.27.- Resistencia roca matriz en materiales flyshoides

Con el índice GSI y los parámetros resistentes de la roca matriz, se tienen correlaciones para obtener los parámetros del macizo, lo que puede realizarse de forma directa con el programa Roclab de descarga gratuita desde la web Rocscience.

En el caso de materiales foliados, conviene definir de forma independiente al menos la resistencia según los planos de debilidad que seguirían el criterio de Mohr-Coulomb.

b) Determinación coeficiente empuje horizontal

Como ya se ha citado, pueden utilizarse métodos empíricos para determinar el coeficiente de empuje horizontal, en el caso de rocas tectonizadas o metamorfizadas.

Los métodos usuales son:

- ÍndiceSRF de González de Vallejo.
- Método de Sheorey.
- Índice SRF

$$SRF = \log \left[\frac{T}{E \times H} \right] \times NC \times SC$$

T: Edad en años del último plegamiento

E: Modulo roca matriz (GPa)

H: Máxima carga litoestatica en m. de altura

NC: Coeficiente de actividad sismotectónica ($\geq 0,25$)

SC: Efecto de topografía muy abrupta ($\geq 0,25$)

} NC x SC < 0,25

Se toma $K = \sigma_M / \sigma_V$ $\left\{ \begin{array}{l} \frac{SRF - 4,02}{-0,34} \text{ Plegamiento Hercinico} \\ \frac{SRF - 2,67}{-0,27} \text{ Plegamiento Alpino} \end{array} \right.$

- Método de Sheorey

$$K = 0,25 + 7 + E_n \times (0,001 + 1/z)$$

E_n = Modulo de elasticidad horizontal en GPa Función de Tectónica

Z = Profundidad.

Los métodos de ensayos para la determinación del coeficiente de empuje horizontal, serían los ensayos de hidrofracturación o de medida de tensiones in situ mediante galgas en tres dimensiones.

c) Tasa de desconfinamiento

Las tensiones geostáticas iniciales se relajan parcialmente antes de la colocación del sostenimiento e incluso por delante del avance, según el esquema de la figura 1.28.

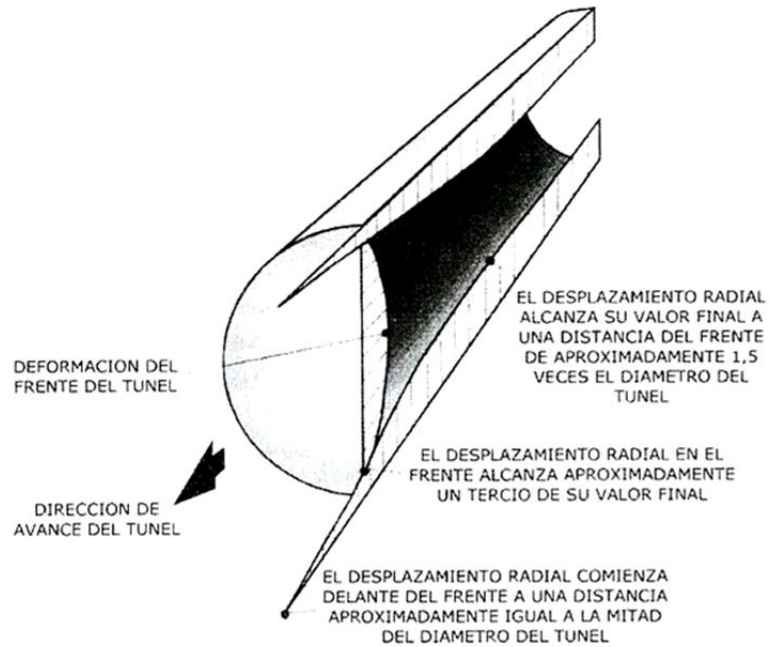


Figura 1.28 – Esquema de deformación en un macizo rocoso que rodea a un túnel en excavación

Para cálculos bidimensionales, que son los hasta ahora usualmente utilizados para el diseño de túneles, el método seguido para modelizar este comportamiento es considerar una presión radial ficticia con un valor máximo en la sección del frente y que se anula a suficiente distancia del mismo (1 a 3 diámetros).

En la figura 1.29 pueden verse las curvas del desplazamiento radial en función de la distancia al frente, según distintos autores.

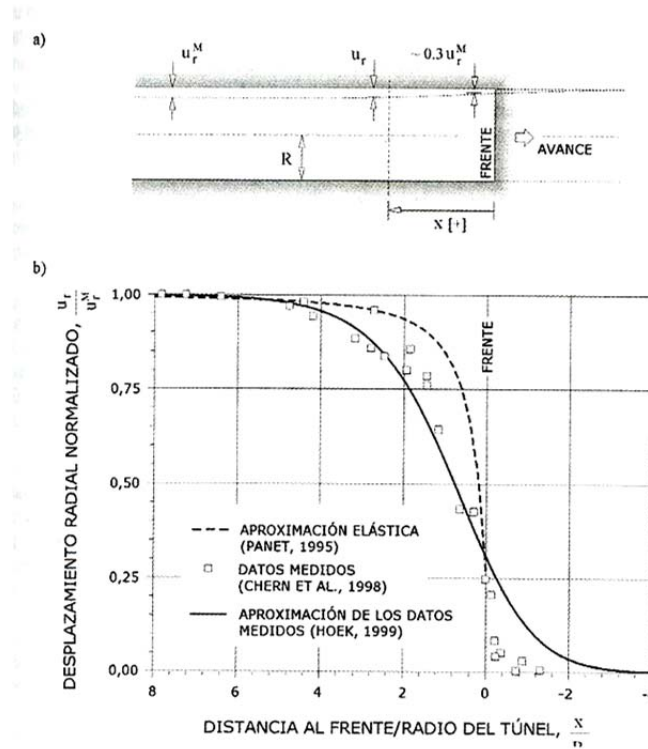


Figura 1.29 - Curvas del desplazamiento radial en función de la distancia al frente, según distintos autores

De acuerdo con esto, y siguiendo el método de Panet y Guenot, 1982, se supone una presión radial ficticia en el contorno del túnel de valor:

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \times \sigma_0$$

Siendo σ_0 la tensión inicial geostática, y λ una función creciente desde el frente hasta la unidad, valor éste último que adopta a suficiente longitud del frente para que ya no se tenga en cuenta el efecto del mismo.

El valor de λ se toma igual a

$$\lambda = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) m$$

Siendo λ_0 un parámetro que varía con el grado de plastificación del macizo, y “m” un parámetro en función de la distancia al frente y del radio de plastificación.

Tanto el radio de plastificación como el grado de la misma puede estimarse en función del número de estabilidad:

$$N = 2 \sigma_0 / \sigma_c$$

Siendo σ_0 la tensión geostática, y σ_c la resistencia a compresión del macizo.

En función del valor de N se tiene:

N = 1	Túnel en estado elástico
N = 2.75	Comienza la plastificación del túnel
N = 4	Frente con problemas
N = 6	Frente inestable

De acuerdo con esto, se obtiene que en el caso elástico, con N = 1:

$$\lambda_0 = 0.265 \qquad m = 1 - e^{\frac{-x}{0.7xr}}$$

Siendo r: radio de excavación o semiancho; x: distancia al frente

En el caso elastoplástico, con N = 3

$$\lambda_0 = 0.58 \qquad m = 1 - \left(1 + \frac{x}{0.84xr_p} \right)^{-2}$$

$conr_p$ = radio de plastificación, que puede estimarse también en función del número de estabilidad, según la tabla siguiente:

N	1	1.5	2	2.5	3
r_p/r	1	1.125	1.45	1.75	2.15

Respecto al efecto de la reducción de las tensiones actuantes sobre el sostenimiento por efecto de la relajación de las cargas antes de la colocación del mismo, deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:

- Como norma general, para túneles superficiales (profundidades inferiores a 100 m), pueden considerarse coeficientes de relajación comprendidos entre 0.30 y 0.40 (esto es que sólo se aplicaría al sostenimiento del 70 al 60% de la carga geostática).
- Evidentemente, si se retrasara la colocación del sostenimiento respecto al frente, podrían reducirse las tensiones actuantes sobre el primero, pero este procedimiento es delicado por los siguientes aspectos:
 - * Podría producirse un hundimiento por rotura frágil en terrenos reblandecibles.
 - * Los parámetros a corto plazo del terreno próximo al frente pueden ser mejores que los de largo plazo, lo que llevaría a subestimar las presiones sobre el sostenimiento, y a realizar sobre el mismo un dimensionado del lado de la inseguridad.

Para obtener la tasa de desconfinamiento en túneles de 10 a 12 metros con métodos menos elaborados pero cuyos resultados difieren poco de los anteriores expuestos, puedan utilizarse gráficos como el de la figura 1.30, tomada de la publicación de Celada (Ingeotúneles, Vol.7 2004).

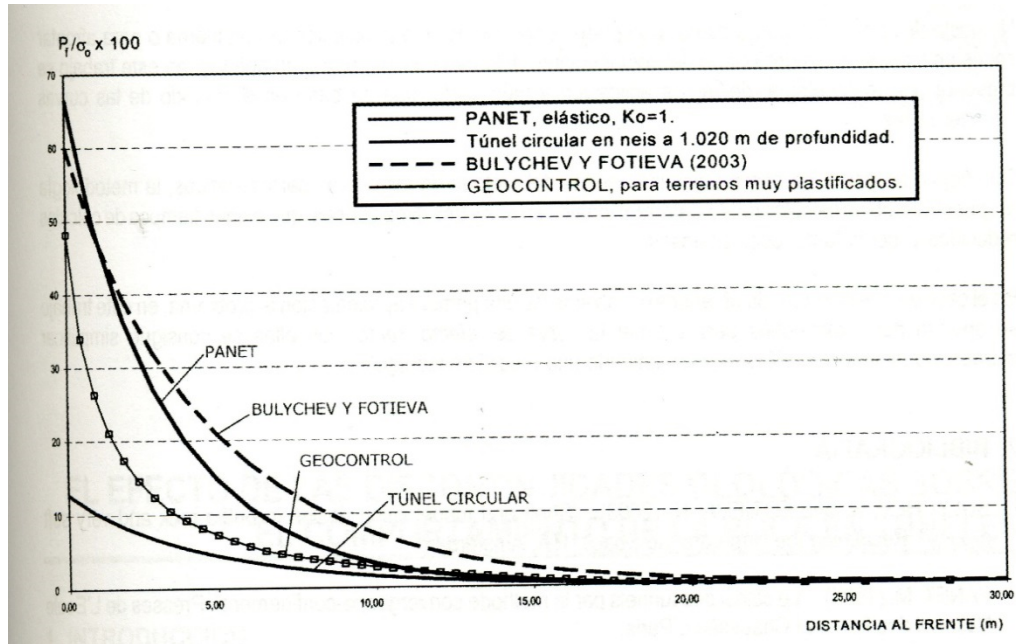


Figura 1.30.- Variación del descenso de clave con la distancia

d) Cálculo de las necesidades de soporte y refuerzo

El cálculo de las necesidades de soporte y refuerzo puede realizarse siguiendo dos métodos totalmente diferenciados:

- Métodos discontinuos DCA, en que el macizo rocoso se analiza uno interactuando con sus vecinos a través de las diaclasas.

En la figura 1.31 pueden verse los gráficos obtenidos para distinto tamaño de bloque obtenidos de un cálculo DCA, utilizando el programa UDEC.

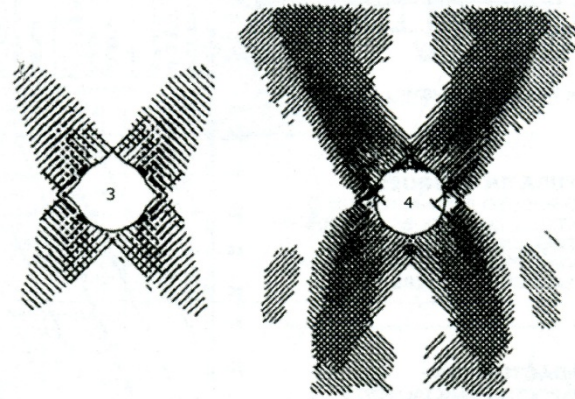


Figura 1.31.- Variación de zonas de cizalla al disminuir el tamaño de bloque

- Métodos continuos ECA, en que la roca se considera un medio continuo, con propiedades geomecánicas deducidas considerando la fracturación del macizo en base al empleo de clasificaciones geomecánicas, planos de debilidad de menor resistencia al corte, etc.

Independientemente del método o programa de cálculo, el procedimiento a seguir será:

Para el establecimiento de las condiciones litológicas e hidrológicas que deban tenerse en cuenta para el diseño del sostenimiento, debe partirse de un **modelo geomecánico del terreno atravesado**.

El modelo geomecánico se realiza en base al modelo geológico, pero diferenciando y agrupando distintos materiales en función no sólo de su litología, sino también de su calidad de macizo. Igualmente, en el modelo geomecánico se diferencian cuáles van a ser las fallas o discontinuidades que se introduzcan como elementos singulares, o las que se van a considerar dentro de la calidad de macizo reduciendo sus parámetros.

1.4 Modelo geológico

De acuerdo con lo anterior, para la realización del modelo geomecánico debe partirse de un modelo geológico del terreno atravesado por el túnel, como puede ser el esquema de la figura 1.32.

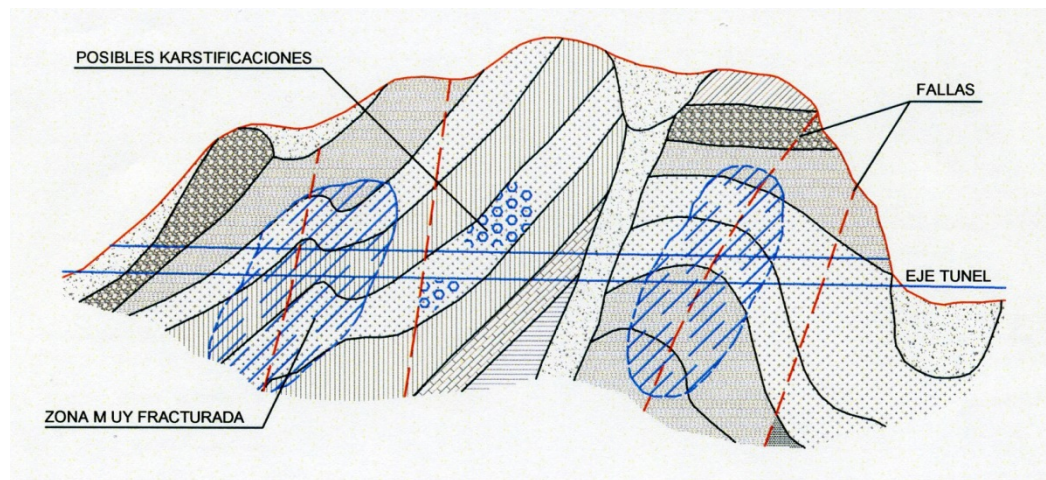


Figura 1.32 – Esquema de perfil geológico

Como puede verse en el esquema de la figura anterior, además de considerar la disposición litológica más previsible, se deben incluir dentro de la misma unas zonificaciones según el grado de fracturación, riesgo de existencia de karstificaciones, presencia de agua, etc.

Por tanto, los aspectos mínimos necesarios que deben quedar resueltos en la **estructura geológica** son:

- Distribución de litologías a lo largo del túnel.
- Buzamiento estructura respecto al eje del túnel.
- Dirección de la estructura respecto al eje del túnel.
- Tectónica:
 - * Existencia y situación de pliegues

- * Existencia y situación de fallas, así como espesor de milonito, indicando por tanto frecuencia de las mismas y su anchura.
- * Fracturación con características de las fracturas (frecuencia, rugosidad, etc.)
- Presencia de agua o de presión de agua a nivel de túnel, con zonas de posibles afluencias.

1.5 Influencia de la estructura geológica

La mayoría de los programas de cálculo anteriormente reseñados, admiten la consideración de un comportamiento del terreno tipo “multilaminado”, esto es terreno anisótropo (que no tiene las mismas propiedades según todas las direcciones) en el que se tendría:

- Isotropía en las deformaciones elásticas (mismo módulo de deformación en todas las direcciones).
- Criterio de rotura general para el macizo.
- Criterios de rotura con valores distintos en hasta 3 direcciones, que podrían representar 3 familias de juntas principales o al menos la estratificación.

De acuerdo con esto, en el caso de materiales que presenten unas direcciones marcadas de distinto comportamiento, como son los materiales estratificados muy tableados, los materiales pizarrosos o esquistosos, etc., **debe establecerse en el modelo geomecánico una modelización del efecto de estos planos de debilidad.**

Como criterios generales, sobre el efecto de la estructura geológica sobre las necesidades de sostenimiento puede considerarse:

- a) Respecto a la disposición de la estratificación o esquistosidad general, se tiene:
 - * Disposición de capas, según el sentido longitudinal del túnel, que puede verse en el esquema adjunto.

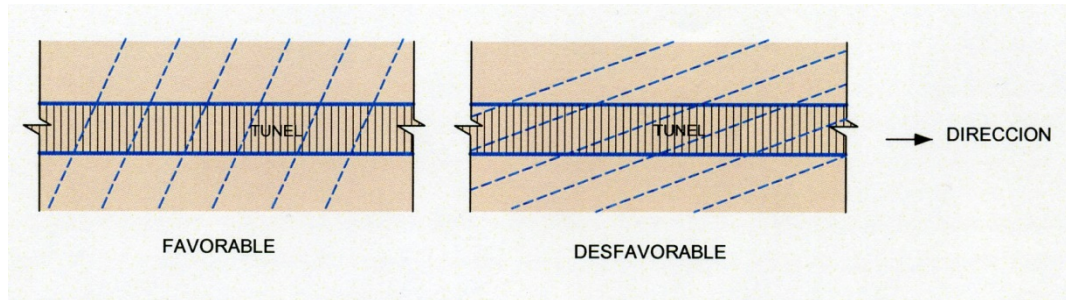


Figura 1.33 – Disposición de capas según perfil longitudinal túnel

- * Disposición de capas o foliación según la disposición transversal, como puede verse también en el esquema adjunto.

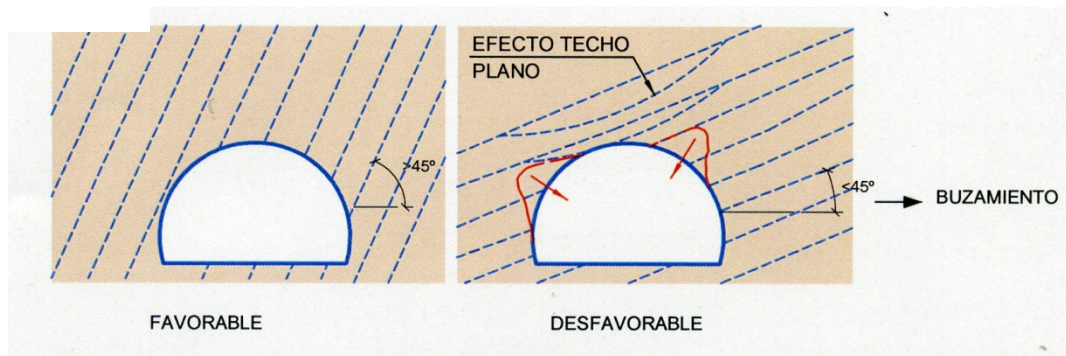


Figura 1.34 – Disposición de capas según sección transversal túnel

b) Disposición de fallas o fracturas, como puede verse en el esquema siguiente.

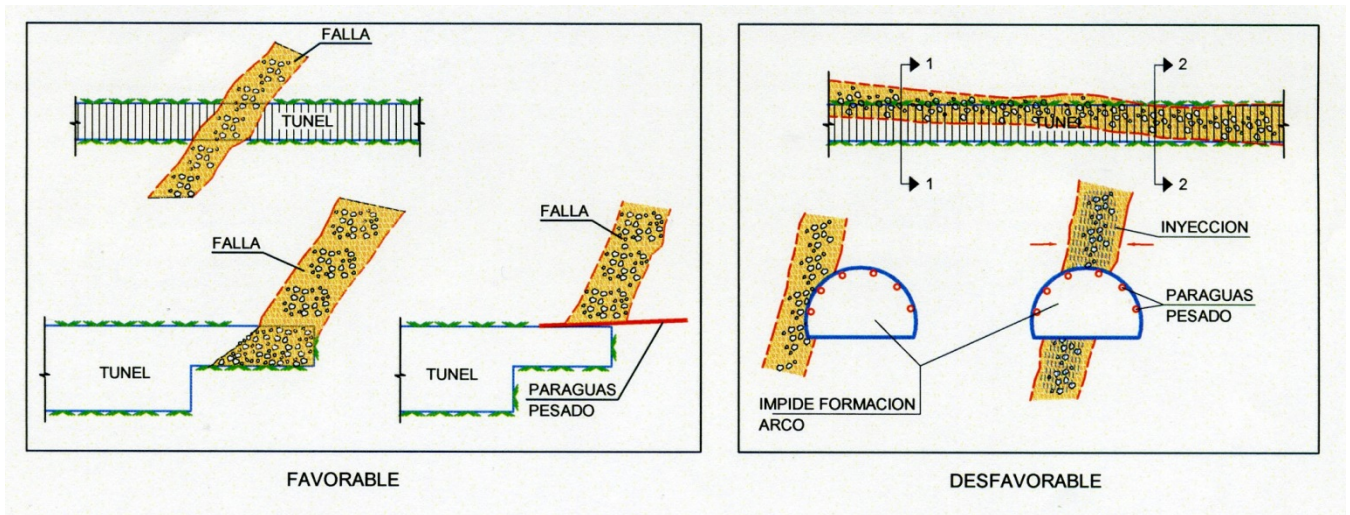


Figura 1.35 – Disposición de fracturas

c) Puntos singulares, como pliegues, cabalgamientos, etc.

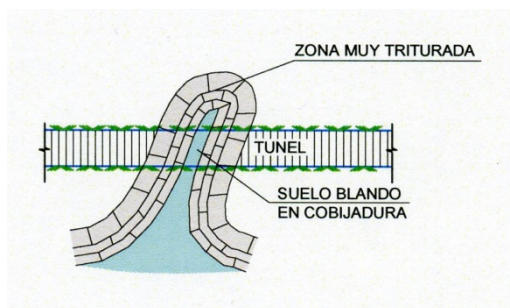


Figura 1.36 – Efecto de pliegues y otras singularidades geológicas

1.6 *Tramificación, sectorización e individualización fallas*

Tal y como debe haberse estudiado en cursos anteriores, para el caso de un túnel en un macizo rocoso debe diferenciarse:

- Macizo rocoso = roca matriz + fracturación + agua

En los primeros estudios para la sistemática de la mecánica de rocas ya se indicó la importancia que tenía el efecto escala o relación entre la fracturación y el tamaño del problema a estudiar, en este caso un túnel, según la clásica figura 1.37.

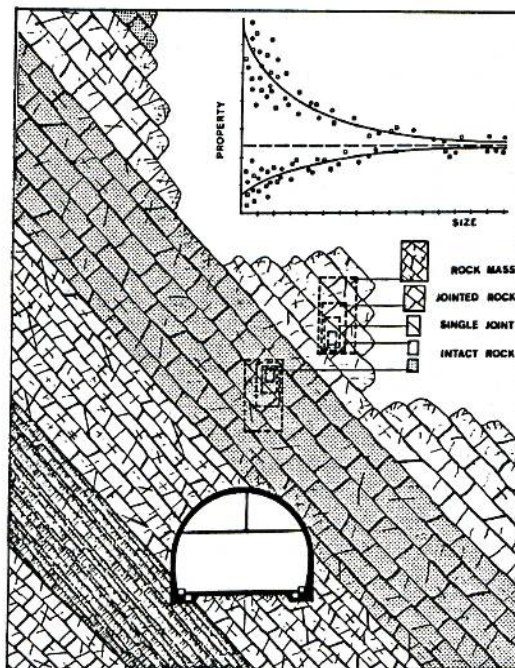


Figura 1.37 – Efecto escala

Por tanto, los parámetros del macizo a introducir en el modelo geomecánico van a depender de la relación de tamaños entre el túnel y la disposición de la fracturación.

Así, en el esquema de la figura 1.38 pueden verse 3 soluciones para la consideración de la fracturación, dependiendo de la relación entre la separación media de juntas o fallas y el tamaño del túnel a construir.

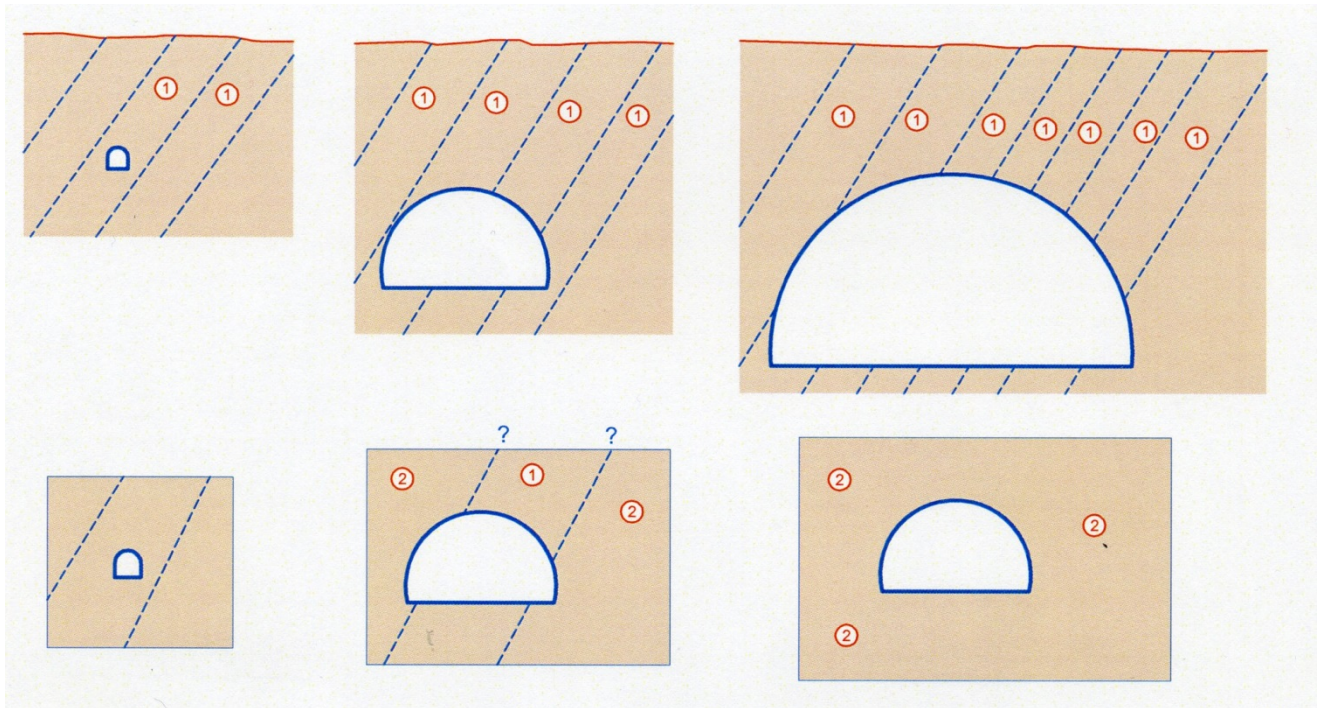


Figura 1.38 – Esquema de sectorización según disposición fracturación

Siendo los materiales diferenciados en la parte inferior de la figura los siguientes:

- 1 Material representativo de la roca intacta o de la roca fracturada, pero sin considerar esa familia de juntas o fallas.
- 2 Material representativo del macizo rocoso, considerando esa familia de juntas o fallas.

Como puede verse, dependiendo de la escala entre la disposición de las fracturas o fallas respecto al tamaño de la oquedad, pueden ser más recomendables las siguientes modelizaciones, que serían las correspondientes a la parte inferior y de izquierda a derecha:

- a) Modelizar individualizadamente toda esta familia de fallas o fracturas, y por otro lado el macizo rocoso o roca intacta, sin tener en cuenta las anteriores discontinuidades.
- b) Modelizar, en la sección atravesada por el túnel o en las partes más próximas, las fallas o fracturas individualizadamente, y la roca intacta o macizo rocoso sin considerar las juntas anteriores. Por el exterior de la zona atravesada por el túnel o más próxima a él, se realizaría una modelización del material, incluyendo también en sus parámetros geomecánicos la contribución de estas fracturas.
- c) Considerar el material atravesado como un único tipo, incluyendo la contribución a los parámetros del macizo de la existencia de estas fracturas o fallas.

Los criterios para realizar esta modelización son fundamentales a la hora de establecer el dimensionado de un sostenimiento, y se alcanzan con la experiencia en el diseño de túneles, y en la comprobación mediante estudios de sensibilidad de cómo variarían los esfuerzos modificando el tipo de modelización. (Un estudio de sensibilidad es un análisis de las variaciones que se obtienen en las conclusiones, en este caso podrían ser los esfuerzos sobre el sostenimiento, cuando se modifican una o varias de las hipótesis de partida, en este caso la forma de realizar la modelización de cada tramo de macizo).

Por tanto, **para la realización del modelo geomecánico, partiendo del modelo geológico y de la disposición de fallas o fracturas debe realizarse una zonificación o sectorización de las distintas litologías, según el siguiente proceso:**

- **Definición de fallas individualizadas**
- **Definición de formaciones litológicas**

- **Subdividir las formaciones litológicas en formaciones geomecánicas, de acuerdo con los siguientes criterios:**
 - * **Dirección de fracturación**
 - * **Tipo y densidad de fracturación**

1.7.- Condicionantes hidrogeológicos

El efecto del agua en la ejecución de un túnel se resume en 4 puntos principales:

- Perdida de calidad del macizo a partir de la distancia al frente en que puede empezar la afluencia de agua y obligar a su refuerzo. En efecto tanto el índice RMR como el índice Q, disminuyen prácticamente una clase según el túnel este seco o con afluencias importantes
- Necesidades de evacuación de agua en la zona del frente, evitando que la escorrentía de la misma pueda afectar al apoyo de los sostenimientos.
- * En el caso de que el túnel se realice en contrapendiente, para que las aguas salgan por gravedad, como se recomendaba antes en que los periodos de construcción eran más dilatados y se hacía el ataque por una sola boca, debe disponerse de las oportunas zanjas, rellenas de material granular, para canalizar los regueros de evacuación, **y en ningún caso permitir que los mismos se ubiquen junto al apoyo de sostenimiento**, especialmente si el mismo está constituido por cerchas y gunita y el terreno de apoyo es reblandecible (arcillas, margas, pizarras, areniscas poco cementadas, etc.).



- * En el caso de que el túnel se realice en pendiente, el agua debe extraerse mediante tuberías conectadas a una bomba de lodos. En este caso debe cuidarse que la salida del agua evacuada por la bomba quede fuera del túnel, ya que en muchos casos al ir avanzando el avance, se realizan pozas intermedias de recogida que pueden adosarse incorrectamente al apoyo del sostenimiento.



- Inestabilidad del frente por presión de agua.

Los mayores problemas debidos al agua en los túneles, no son los de su evacuación, sino que la presión de la misma en el frente puede provocar su inestabilidad, tal y como se representa en el esquema de la figura 1.39, y en la foto adjunta.

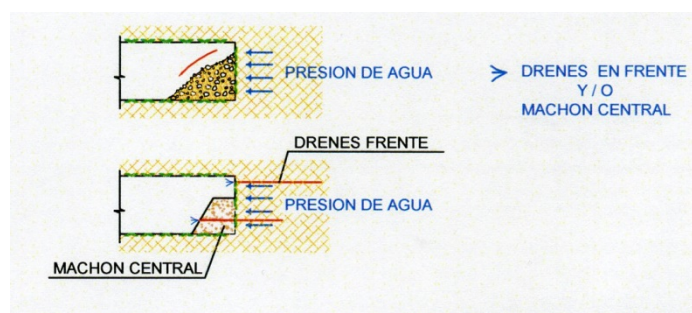


Figura 1.39.- Tratamientos afluencia agua frentes

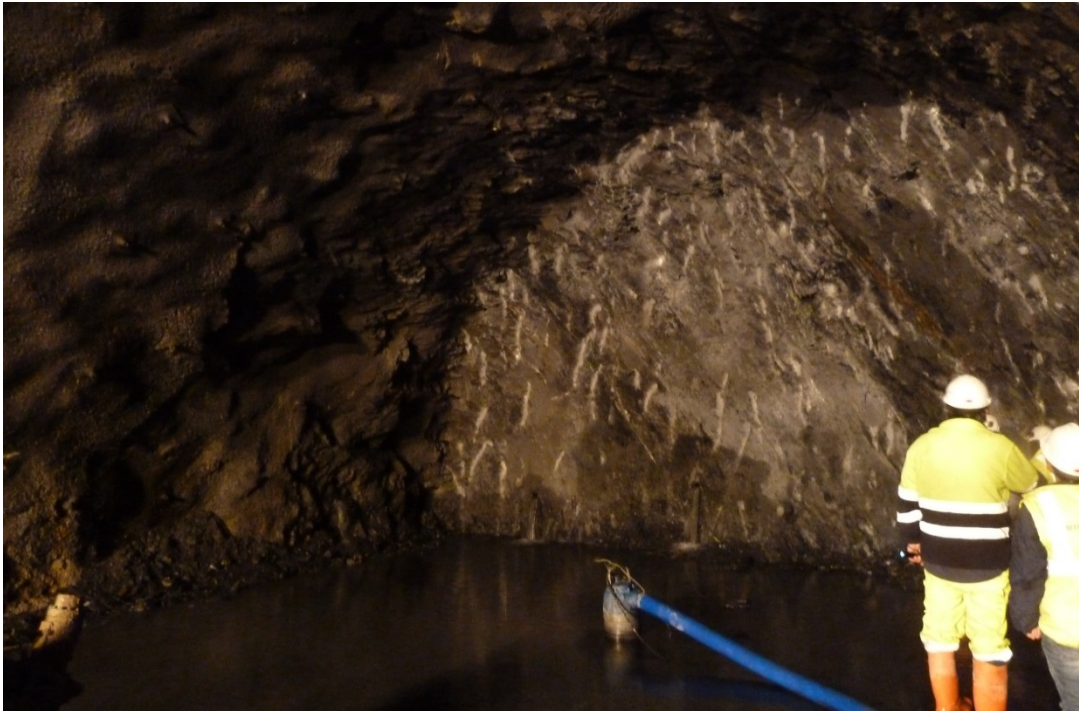


Foto salida de agua

Como puede verse en el esquema anterior, las soluciones a este tipo de problemas varían desde la disposición de un machón central, que cree una contrapresión en el frente del túnel que contrarreste parcialmente la sobrepresión del agua, hasta la realización de drenes en el frente por delante del avance que eliminen la carga piezométrica por delante de éste último.

- Inestabilidad del frente y zona excavada incluso sostenida por tubificación y arrastre de finos.



Es la principal causa de formación de chimeneas en el caso de los túneles, y es debido a que se produce la tubificación o arrastre de finos por efecto del aumento de gradiente del agua infiltrada en el frente del túnel.

En efecto, en el caso de nivel freático superficial, en un terreno permeable o incluso semipermeable, debido a la filtración por el túnel pueden producirse tubificaciones y arrastres de finos que crean recorridos de mayor permeabilidad, y en los que por tanto se concentra el flujo de agua y se eleva el gradiente. Este incremento del gradiente provoca a su vez una mayor tubificación o arrastre de finos, con lo que se entra en un proceso progresivo que culmina cuando se forma la chimenea, que puede llegar a alcanzar incluso la superficie del terreno original (con alturas de chimenea en muchos casos superiores a los 50 m). En la figura 1.40 puede verse un esquema de tubificación con formación de chimenea alcanzando la superficie.

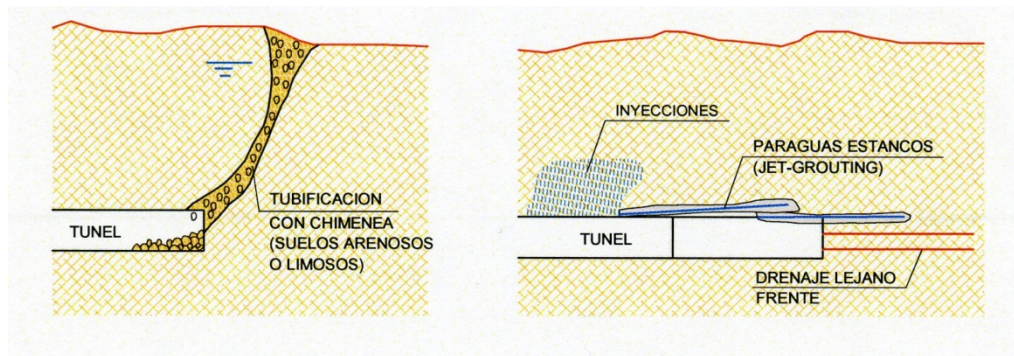


Figura 1.40 – Formación de chimeneas por tubificaciones

Aún en el caso de que no se produzca la chimenea, ni sea visible la tubificación, sí puede tenerse una pérdida de finos que provoque posteriormente aumentos de presiones sobre el sostenimiento y asentamientos sobre elementos que puedan ser afectados.

Además de los efectos del agua sobre la ejecución del túnel, se tendrían también los efectos que la realización del túnel puede producir en los acuíferos de los terrenos atravesados.

En situación final, los túneles pueden dividirse en drenados, en que se realiza la evacuación de todo el agua que alcance el paramento exterior del revestimiento, o túneles no drenados, en que se calcula el revestimiento para soportar la presión de agua y se impide la salida de ésta última.

La ejecución del túnel conlleva a una depresión del acuífero, bien sea de forma transitoria durante el proceso constructivo, o permanente en el caso de un túnel drenado.

La depresión del acuífero ocasiona:

- Pérdida de manantiales y de fuentes que existan en el terreno por encima de la cota del túnel.
- Pueden secarse pozos que se utilicen para abastecimiento o aprovechamiento.

- Las aguas infiltradas al túnel y que se evacuan por su salida, modifican las condiciones hidrológicas de la zona.

Para evitar estos efectos, incluso durante el periodo constructivo, sería necesario un pretratamiento de inyecciones, que permita que la ejecución del túnel se realice en un terreno impermeable. Este tipo de tratamientos puede incluso triplicar el coste unitario del túnel, y por tanto únicamente se realizaban hasta ahora en países nórdicos, en que se da mayor valoración a los condicionantes ambientales, aunque a pesar de que se hayan realizado en algunos casos los mismos, las condiciones finales hayan sido mucho más desastrosas que con un sistema tradicional.

Otro aspecto que debe considerarse es la contaminación de acuíferos, que puede producirse incluso durante el proceso constructivo, y que tiene la mayor importancia cuando los mismos son aprovechables para abastecimiento. En estos casos puede ser necesaria la realización de abastecimientos alternativos provisionales o definitivos desde zonas más alejadas del trazado del túnel y cuyo acuífero no vaya a ser afectado por el mismo durante el proceso constructivo.

1.8.- Método de convergencia –confinamiento (líneas características)

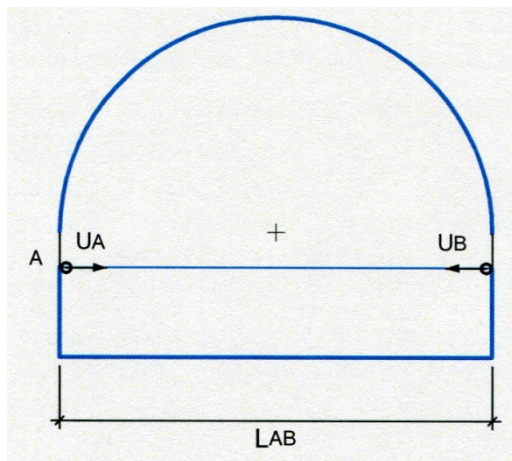
1.8.1.- Generalidades

En un método racional consistente, que parte de los parámetros del macizo y de la dimensión de la cavidad.

De acuerdo con la definición anterior considera solo cavidades circulares.

Se denomina convergencia absoluta a la disminución de la longitud de una cuerda en una posición y dirección determinada dentro del túnel.

Se denomina convergencia relativa a la convergencia absoluta dividida entre la longitud inicial de la cuerda.



U_A, U_B : Desplazamientos en A y B según la dirección de la cuerda.

$$\Delta_{AB} = U_A + U_B \quad \text{convergencia absoluta}$$

$$\delta_{AB} = \frac{\Delta_{AB}}{L_{AB}} \quad \text{Convergencia relativa}$$

A,B: Cualquier par de puntos del contorno.

Figura 1.41.- Concepto de convergencia

De acuerdo con Hoek, el cierre o convergencia de la sección del túnel no sostenido tiene la evolución desde el frente que se representa en la figura 1.42 (siempre que la cavidad fuera autoportante).

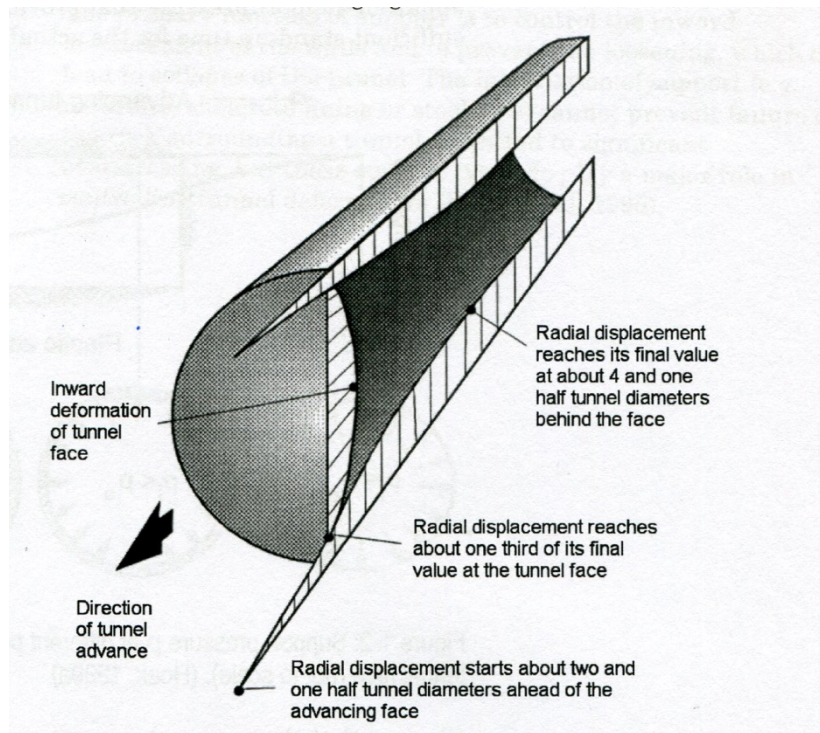


Figura 1.42.- Evolución convergencias desde el frente

1.8.2.- Líneas características o de reacción del terreno

Sí en la cavidad circular se coloca una presión interior (que sería la debida al soporte), la convergencia de la cavidad variaría con el valor de esta presión.

Esta relación se denomina línea o curva característica.

En general, en una curva característica pueden diferenciarse tres tramos según la figura 1.43.

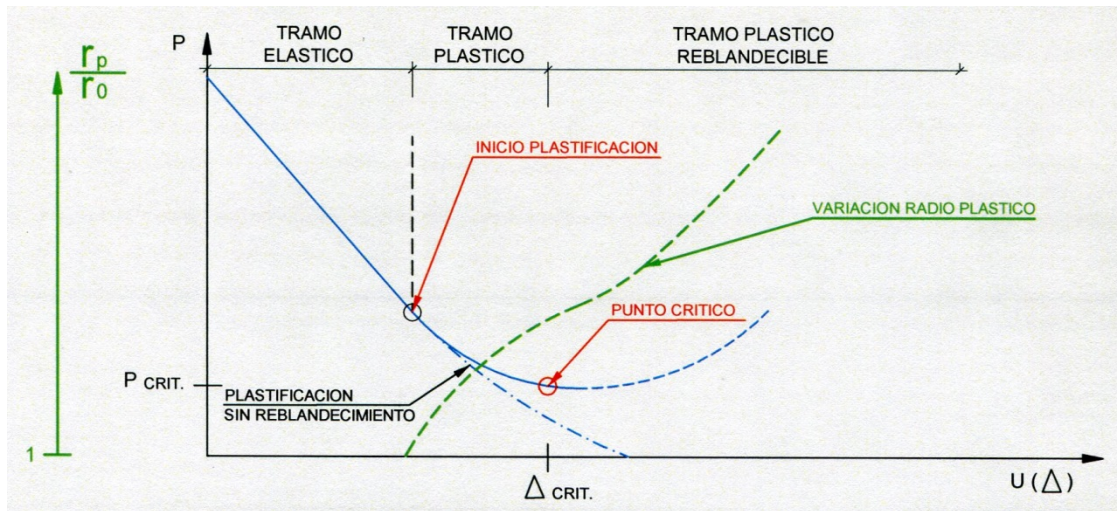


Figura 1.43.- Línea característica y de variación del radio de plastificación

- Un tramo elástico con su inicio en el valor de la contrapresión que habría que colocar para compensar totalmente las tensiones en el contorno de la cavidad respecto a la situación inicial (comportamiento BT1 y BT2).
- Un tramo plástico en que se pierde la linealidad entre presiones y convergencias.

Si la cavidad no sostenida es estable (comportamiento BT3 del NATM) el tramo termina en el eje de las abscisas, esto es, con el valor de la convergencia sin contrapresión.

- Si se supera la convergencia crítica se produce el reblandecimiento de la corona plastificada del contorno, esto es, que disminuye su resistencia con el aumento de la convergencia.



Si se permite la progresión de la deformación → Colapso

El valor de convergencia crítica depende del tipo de material.

- En suelos $\delta_{crit} = 0,80 - 1,50\%$
- Según Hoek $\delta_{crit} = 2,50\%$
- Según Singh y Goel $\delta_{crit} = 5\%$ (Deducido en Himalaya)

Además de la variación del cierre de la sección puede representarse también la variación del radio de plastificación, que nos define el espesor de corona plastificada que está relacionada con la contrapresión necesaria.

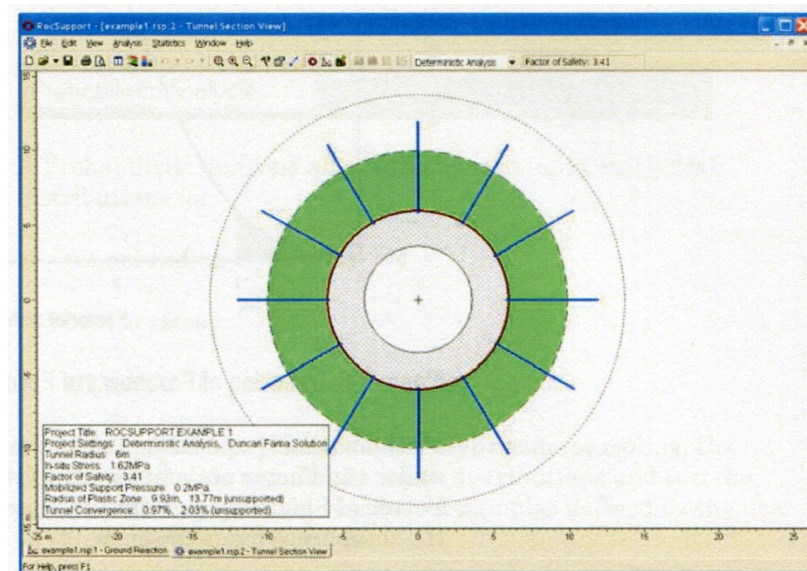


Figura 1.44.- Cavity con corona plastificada

1.8.3.- Reacción del sostenimiento

Igualmente para sección circular puede establecerse una ley que relaciona la convergencia de los elementos de soporte **desde el momento de su colocación**, con la carga que están soportando.

Cada tipo de elemento de soporte tiene una ley de comportamiento según la figura 1.45.

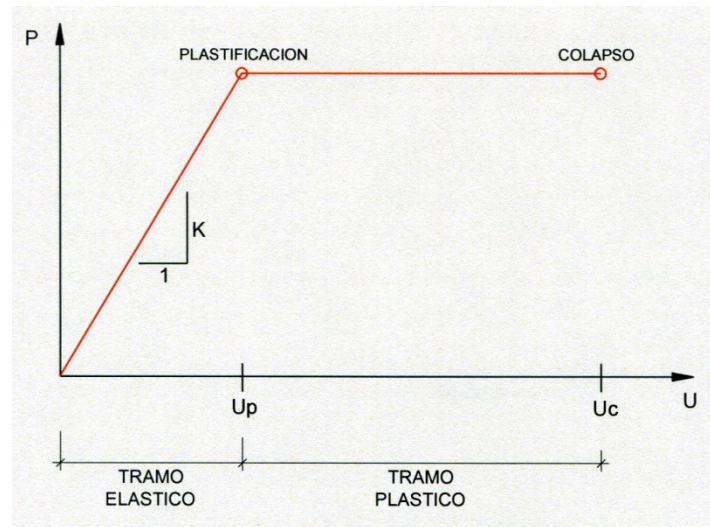


Figura 1.45.- Ley general de comportamiento elemento soporte

Teniéndose los siguientes valores para cada tipo de soporte:

a) Cerchas

$$k = \frac{E_S x A_S}{d \left(R - \frac{h}{2}\right)^2}$$

$$P_{max} = \frac{\sigma_y x A_S}{\left(R - \frac{h}{2}\right)^2 x d}$$

Siendo:

E: Modulo de elasticidad del acero

A_S : Sección de la cercha

R: radio o semiancho del túnel

d: Separación de cerchas (según eje del túnel)

h: espesor del sostenimiento

σ_y : Tensión de plastificación del acero

b) Anillo de hormigón (proyectado o encofrado)

$$k = \frac{E_C}{1 + \nu_C} \times \frac{[R^2 - (R - t)^2]}{[(1 - 2\nu_C)R^2 + (R - t)^2]} \times \frac{1}{R}$$

$$P_{max} = \frac{1}{2} \times \sigma_C \times \left[1 - \frac{(R - t)^2}{R^2} \right]$$

Siendo:

- E_C, ν_C : Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del hormigón.
- R : Radio o semiancho del túnel.
- t : Espesor de hormigón (proyectado o encofrado).
- σ_C : Resistencia a compresión del hormigón.

c) Pernos o bulones anclados en bulbo o en toda su longitud

$$k = \frac{1}{S_l \times S_t \times \left(\frac{4xL}{\pi x \phi^2 x E} + Q \right)}$$

$$P_{max}: \frac{T_{max}}{S_L \times S_t}$$

Siendo:

S_l, S_t : Separaciones según el eje y la sección transversal de los bulones.

L : Longitud libre del bulón (longitud deformable).

ϕ : Diámetro de barra equivalente.

E : Módulo de elasticidad barra equivalente.

Q: Inverso de la rigidez del bulbo y la cabeza del bulón ($1/(\text{carga}/\text{desplazamiento})$ para bulbo + cabeza).

T_{\max} : Carga de plastificación del bulón (rotura barra equivalente o extracción del bulbo).

Cada elemento de soporte va a tener distinta rigidez, distinta carga de plastificación y puede colocarse a diferente distancia del frente, con lo que la curva de reacción del sostenimiento será del tipo de la figura 1.46.

Cada elemento de soporte va a tener distinta rigidez, distinta carga de plastificación y puede colocarse a diferente distancia del frente, con lo que la curva de reacción del sostenimiento será del tipo de la figura 1.46.

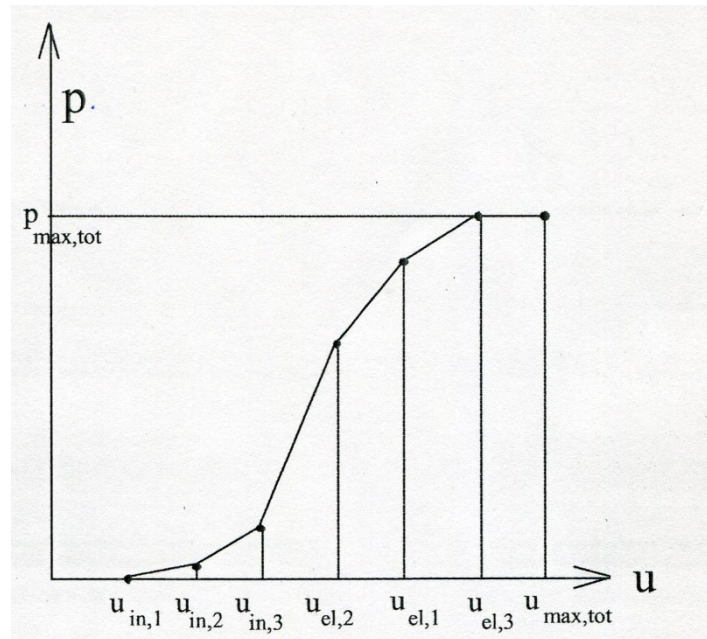
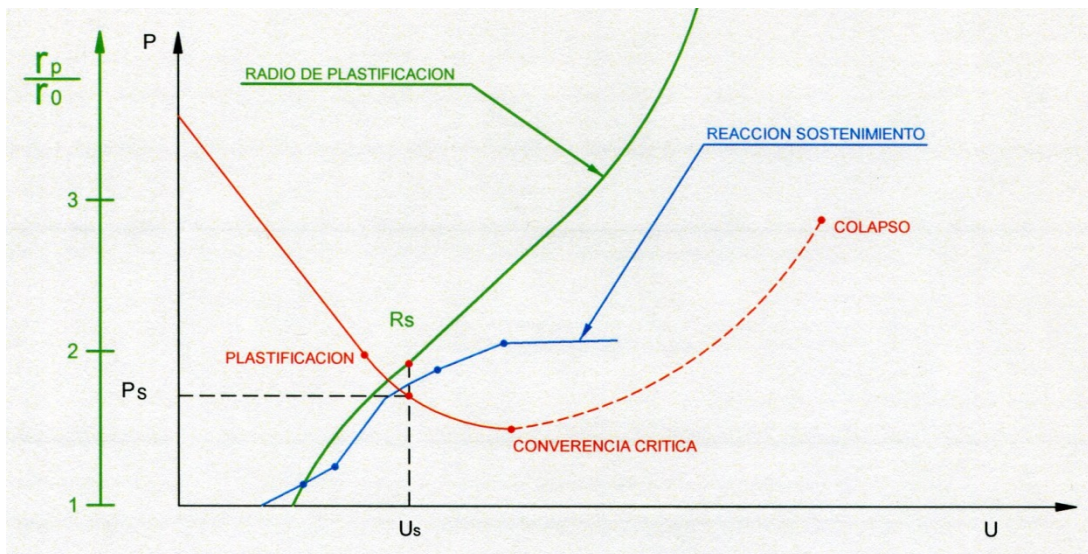


Figura 1.46.- Curva de reacción sostenimiento con tres tipos de soporte colocados a distintas distancias del frente

1.8.4.- Obtención del comportamiento de la sección

El comportamiento de la sección vendrá definido por el punto de intersección de la curva característica con la curva de reacción del sostenimiento, lo que permitirá además determinar el radio de plastificación, de acuerdo con el esquema de la figura 1.47.



P_s : Presión actuante sobre el sostenimiento.

U_s : Desplazamiento (1/2 convergencia) del contorno de la cavidad una vez obtenida.

R_s : Radio de plastificación.

Figura 1.47.- Estado tensional y deformacional de la cavidad

De acuerdo con esto, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Cuando más se retrase la colocación de todo o parte del sostenimiento, menor será la densidad necesaria (y por tanto coste) del mismo, siempre que no se supere la convergencia crítica.
- Si se supera la convergencia crítica, con la corona plastificada reblandecida, puede producirse el colapso de la cavidad.

- Si se supera la convergencia crítica, aunque se evite el colapso de la cavidad, el sostenimiento necesario será mucho más pesado y rígido.

Este método de dimensionado de sostenimiento puede realizarse con el programa RocSupport de Rocscience.