#### CAPÍTULO 27 TÚNELES EN TERRENOS DEFORMABLES Y A GRAN PROFUNDIDAD

#### Manuel ARLANDI RODRÍGUEZ

#### Introducción

Los túneles de gran cobertera presentan generalmente altos niveles tensionales. En estos entornos se desarrollan una serie de fenómenos geotécnicos característicos, que generalmente provocan el desarrollo de grandes deformaciones diferidas en el tiempo, o deformaciones súbitas e inesperadas.

Los comportamientos geotécnicos propios de zonas profundas se observaron por primera vez en la actividad minera.

En el ámbito de la obra civil, las primeras experiencias tuvieron lugar en la construcción de los túneles alpinos (Gotardo, Simplon, etc.) durante el siglo diecinueve.

La ejecución de túneles a gran profundidad es habitual en las regiones alpinas centroeuropeas, en los Andes y en el Himalaya. En países como España, la experiencia es más reciente, con la ejecución de los largos túneles ferroviarios de base de las líneas de alta velocidad (Pajares, Guadarrama, etc.).

Se considera como "Túnel Profundo" aquel en el que el alto nivel tensional del terreno provoca la aparición de compor-

tamientos geotécnicos singulares y característicos de estos entornos. No puede establecerse un límite preciso de profundidad al respecto, pues depende también del tipo de litología y estructura geológica presente. No obstante, por fijar un orden de magnitud, se puede considerar que, salvo excepciones locales, dichos fenómenos comienzan a desarrollarse progresivamente a partir de los 400 m de profundidad.

En los túneles excavados sobre materiales resistentes y compactos, tales como rocas volcánicas, granitos, etc., suelen presentarse fenómenos de rotura frágil asociados a altos niveles tensionales, entre los que cabe destacar los estallidos de roca, consistentes en una deformación súbita y violenta.

En otros túneles, el mecanismo observado es de naturaleza dúctil, con ocurrencia de grandes deformaciones, continuas en el tiempo. Se origina así el conocido squeezing (fluencia) generada por comportamientos tipo *creep*. Suele tener lugar, predominantemente en filitas, esquistos, argilitas y sales.

Los comportamientos geotécnicos asociados a los túneles profundos son un auténtico desafío para los técnicos diseñadores y constructores.

Τ

No resulta fácil prever la magnitud de las deformaciones y los esfuerzos. Las deformaciones en ocasiones han llegando a superar el metro, desarrollando esfuerzos que superan la capacidad del sostenimiento o revestimiento colocado.

Los tipos y técnicas de sostenimiento que se emplean son especiales, y en muchas ocasiones diseñados específicamente para túneles concretos.

En este capítulo se describirán estos fenómenos geotécnicos, haciendo énfasis en los criterios de predicción de los mismos. Se hará referencia a las técnicas de reconocimiento geotécnico para abordar su estudio. Por último se abordarán los criterios habitualmente empleados para definir sostenimientos y revestimientos capaces de estabilizar los túneles, y se describirán los métodos constructivos con los que se suelen desarrollar sus excavaciones.

#### 2. Mecanismos de deformación y rotura en los túneles profundos

#### 2. I. Tipos generales

Los túneles profundos presentan dos tipos generales de mecanismos de deformación y rotura: mecanismo frágil y mecanismo dúctil. El primero es el que se asocia a los conocidos fenómenos de estallido de roca (*rockburst*), caracterizados por un desarrollo súbito e inesperado de las deformaciones aunque con moderado empuje del terreno. El segundo corresponde a los fenómenos de fluencia (*squeezing*), caracterizados por fuertes deformaciones, de mecanismo más lento, y diferido en el tiempo.

Las características generales de estos mecanismos se resumen en la Tabla 1 que se incluye a continuación (Amberg, 2006):

TABLA 1. Mecanismos de rotura en túneles profundos (Amberg, 2006).

MECANISMO DE DEFORMACIÓN Y ROTURA	CARACTERÍSTICAS	REQUERIMIENTOS DE SOS- TENIMIENTO
Mecanismo Frágil	<ul> <li>Desarrollo súbito</li> <li>Inesperado</li> <li>Empujes pequeños o moderados</li> <li>Peligro potencial a personas y maquinaria</li> </ul>	<ul> <li>Colocación inmediata tras la excavación</li> <li>Desarrollo inmediato de su capacidad portante tras su colocación</li> </ul>
Mecanismo Dúctil	<ul> <li>Dependiente del tiempo</li> <li>Fuertes empujes</li> <li>Grandes deformaciones</li> <li>Daños potenciales al túnel</li> </ul>	<ul> <li>Alta capacidad resistente</li> <li>Flexibles</li> <li>Capaces de absorber deformaciones sin perder capacidad portante</li> </ul>

A continuación se describen las características generales de estos mecanismos.

#### 2.2. Rockburst

Aunque este fenómeno geomecánico viene siendo observado en la minería desde el siglo XVIII, no ha sido hasta los años sesenta cuando ha comenzado a comprenderse su naturaleza. Este tipo

de comportamiento del macizo rocoso puede definirse como una violenta y súbita fracturación del macizo rocoso (estallido) cuando el macizo acumula un exceso de energía deformacional elástica en la post-rotura.

El fenómeno del *rockburst*, o estallido de roca, provoca accidentes cada año, en minas y túneles profundos. Como resultado final de la deformación violenta, se manifiesta un fenómeno de lajado o

"spalling" de la roca, de varios decímetros de espesor, o una expulsión de bloques, en función de cual haya sido el mecanismo de inicio del fenómeno, y la intensidad del mismo.

#### 2.2. I. Aspectos generales

Según el mecanismo que desencadena la aparición del fenómeno, podemos clasificarlo en dos tipologías generales (Kaiser 1999):

Sísmicamente inducido: consiste en la proyección de bloques existentes, por efecto de algún evento sísmico remoto.

Tensional (*Strainburst*): se origina por acumulación de energía deformacional en zonas con elevado nivel de tensión. El mecanismo es "autoiniciado", ya que el fenómeno lo desencadena el reajuste tensional producido tras la excavación. Produce en la roca el citado efecto de lajado. Este mecanismo es el más habitual, y el que normalmente cita la literatura técnica.

En lo sucesivo, este texto se centrará en describir los aspectos básicos del "Strainburst", ya que se trata del mecanismo principal y predominante.

El espesor de roca lajado tras este fenómeno, puede estimarse de acuerdo a la siguiente ecuación (Kaiser, 2000):

$$\frac{df}{r}=1,25\frac{\epsilon_{max}}{\sigma_c}-0,51\pm0,1$$

donde:

df = Espesor de la roca lajada

r = Radio del túnel

 $\varepsilon_{max}$  = Tensión circunferencial máxima

σ<sub>c</sub> = Resistencia a Compresión Uniaxial de la roca obtenida en laborato-

De acuerdo a la magnitud del lajado, puede valorase la severidad del fenómeno, conforme a la siguiente tabulación:

**TABLA 2.** Severidad del *Rockburst*, según la magnitud del lajado observado.

SEVERIDAD	PROFUNDIDAD DEL LAJADO (m)
Menor	< 0,25
Moderada	< 0,75
Intensa	< 1,5

### **2.2.2.** Criterios empíricos de predicción

Para que un macizo rocoso pueda presentar este comportamiento, deben concurrir simultáneamente las siguientes circunstancias:

- A. Que la roca sea capaz de acumular suficiente energía deformacional, lo cual generalmente implica que el macizo posea determinadas propiedades mecánicas
- B. Que el nivel tensional sea elevado.
- C. Que el macizo rocoso no se encuentre muy fracturado, ya que la fracturación disipa las tensiones y reduce la acumulación de energía.

A continuación se expondrán una serie de criterios que permitirán evaluar y predecir el riesgo de estallido de roca, evaluando por separado cada uno de los tres factores indicados anteriormente. Se expondrá en primer lugar el Criterio Polaco, que establece la capacidad de la roca para almacenar la suficiente energía de deformación elástica como para poder estallar. A continuación se aplicará una evolución del original Criterio de Hoek, que evalúa tanto las propiedades mecánicas del material como el estado tensional alcanzado por el mismo. Por último, se tabulará el RQD (Rock Quality Designation), estableciéndose en que intervalos de dicho parámetro de fracturación es más probable que acontezcan episodios de estallido de roca.

#### A. CRITERIO DE LA ENERGÍA DE DE-FORMACIÓN ELÁSTICA

Este criterio fue establecido por Kwasniewski (1994) y sus colaboradores en Polonia. Estos autores tabulan el riesgo de estallido de roca en base a energía potencial de deformación elástica, que denominan abreviadamente PES, y cuyo valor es:

$$PES = \frac{\sigma_c^2}{2 \cdot E_s}$$

donde:

PES = Energía Potencial de Deformación Elástica de la roca

σ<sub>c</sub> = Resistencia a Compresión Uniaxial de la roca obtenida en laboratorio

E<sub>s</sub> = Módulo de Deformación de la roca obtenido en laboratorio

En función del valor de PES, el riesgo de estallido de roca es el indicado en la Tabla 3:

**TABLA 3.** Valoración del riesgo de estallido sobre la base de la estimación de la Energía Potencial Elástica.

ENERGÍA POTENCIAL DE DEFORMACIÓN ELÁSTICA (PES) kJ/m³	VALORACIÓN DEL RIESGO DE ESTALLIDO
PES ≥ 50	Riesgo Muy Bajo
100 ≥ PES > 50	Riesgo Bajo
150 ≥ PES > 100	Riesgo Moderado
200 ≥ PES > 150	Riesgo Alto
PES > 200	Riesgo Muy Alto

Este criterio, denominado también Criterio Polaco, no valora el estado tensional del terreno en su emplazamiento geológico, sino la aptitud o capacidad de la roca para almacenar la suficiente energía deformacional como para desarrollar fenómenos de estallido. Este criterio entiende que, si una roca no tiene capacidad para almacenar energía, nunca sufrirá estallido, al margen del estado tensional que finalmente acabe alcanzando.

#### B. CRITERIO DE LA TENSIÓN TAN-GENCIAL

Este criterio, debido a Wang (1998), considera tanto el estado tensional del macizo rocoso como las propiedades mecánicas de las rocas, y constituye una evolución del Criterio de Hoek de 1980. Este autor calcula el valor T<sub>s</sub>, expresado como:

$$T_s = \frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_{c}}$$

donde:

- $\sigma_{\theta} =$  Tensión tangencial en la roca ubicada en la periferia de la excavación
- $\sigma_c$  = Resistencia a compresión uniaxial de la roca del macizo rocoso.

Para obtener el valor de  $\sigma_{\theta}$  puede considerarse que esta tensión es la provocada por el peso de la columna litostática suprayacente, tal como indicaba Hoek en la primera formulación de este criterio (1980). De este modo, el valor de tensión tangencial en la roca sería:

$$\sigma_{_{\boldsymbol{\theta}}} \, = \, \boldsymbol{\gamma} \cdot \boldsymbol{z}$$

donde:

 $\gamma$  = Peso Específico de la roca

Z = Cobertera de terreno.

Según Wang, el riesgo de estallido de roca se cuantifica en base al parámetro Ts de acuerdo a la Tabla 4.

**TABLA 4.** Valoración del riesgo de estallido sobre la base del criterio de la tensión tangencial.

9		
T <sub>s</sub>	VALORACIÓN DEL RIESGO	
I <sub>S</sub>	DE ESTALLIDO	
< 0,3	No existe riesgo	
0,3 - 0,5	Riesgo de débil estallido	
0,5 - 0,7	Riesgo de estallido fuerte	
> 0,7	Riesgo de estallido violento	

El límite  $T_s < 0.3$  es el originalmente propuesto por Hoek (1980) como frontera de los fenómenos de estallido de roca.

#### C. INFLUENCIA DE LA FRACTURA-CIÓN SOBRE EL ESTALLIDO DE ROCA

La observación experimental en el campo de la minería ha demostrado que, en general, tanto el nivel tensional como el de energía deformacional son menos elevados en los macizos rocosos fracturados, o lo que es lo mismo, la intensidad de fracturación es inversamente proporcional al riesgo de estallido de roca.

Por otro lado, como es bien sabido, el RQD constituye una forma muy simple y cómoda de valorar el grado de fracturación de los macizos rocosos, de manera que valores altos de este parámetro implican macizos poco fracturados, y valores bajos macizos muy fracturados.

De acuerdo a estas ideas, puede afirmarse que el riesgo de estallido de roca aumenta con el RQD del macizo rocoso, es decir, son directamente proporcionales. Este riesgo viene cuantificado en la Tabla 5.

**TABLA 5.** Valoración del riesgo de estallido sobre la base del criterio del RQD.

RQD	VALORACIÓN DEL RIESGO DE ESTALLIDO
RQD < 25	No existe Riesgo
25 < RQD < 50	Riesgo Bajo
50 < RQD < 75	Riesgo Moderado
RQD > 75	Riesgo Alto

Como se ha indicado en la introducción de este apartado, es importante precisar que esta tabla no constituye en sí mismo un criterio de predicción y valoración del riesgo de estallido de roca. Sin embargo es muy útil para confirmar o descartar el riesgo de estallido en litologías o zonas que otros criterios basados en la energía elástica o estado tensional han indicado como peligrosas.

#### 2.2.3. Core Disking

Durante la realización de sondeos exploratorios para la ejecución de túneles profundos en macizos rocosos sometidos a fuertes tensiones horizontales, a veces se observa un fenómeno conocido internacionalmente como "core disking", consistente en la rotura de los testigos de sondeo en forma de discos.

Este fenómeno, relatado inicialmente por Hast (1958), está frecuentemente relacionado con la presencia de condiciones adecuadas para la aparición de fenómenos de rockburst en el túnel, es decir, altos niveles tensionales en rocas competentes.

Hay que recalcar que la presencia de los discos no siempre implica la existencia de un elevado nivel tensional, pues son múltiples los factores que pueden causar este fenómeno. A veces está generado por la propia textura o estructura de la roca (pizarrosidad, foliación etc.) o a las condiciones en las que se ha desarrollado la perforación (exceso de empuje sobre la boca, etc.). No obstante, su aparición debe ser considerada como un claro indicativo de la posibilidad de aparición de estas condiciones.

El espesor de los discos es generalmente menor con altos niveles tensionales horizontales. Sin embargo, en muchas ocasiones, un espesor reducido está más bien relacionado con la textura de la roca (Haimson, 1995).

Algunos autores, sobre la base de ensayos de laboratorio (Obert, 1965) sugieren que el fenómeno comienza a observarse cuando la tensión horizontal alcanza la mitad del valor de la resistencia a compresión simple de la roca.

#### 2.3. Squeezing

La comisión sobre Squeezing Rocks in Tunnels, de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), ha definido Squeezing (Barla, 1995) como: "Gran deformación que ocurre alrededor de un túnel o excavación subterránea, asociada básicamente a la fluencia (creep en el original inglés) causada por tensiones que superan la resistencia a esfuerzo cortante. La deformación puede producirse durante la construcción o continuar por un periodo de tiempo."

Por lo tanto, el término *squeezing*, de difícil traducción al español (suele denominarse fluencia), se deberá aplicar tan sólo a deformaciones de tipo plástico y/o viscoso, distintas del *swelling*, que es un hinchamiento acompañado por el au

mento de humedad y absorción de agua.

Para realizar la predicción y valoración del fenómeno de fluencia (squeezing), suelen aplicarse criterios empíricos, basados en la experiencia. En general suelen utilizarse dos tipos de criterios, los basados en las clasificaciones geomecánicas, y los basados en la estimación de la resistencia a compresión del macizo rocoso.

# **2.3.1.** Criterios empíricos de determinación del potencial de Squeezing

#### A. Criterio de Singh

Este autor propuso (1992) un criterio empírico muy sencillo, basado en la recopilación de 39 casos de túneles ejecutados en India. En su criterio de predicción se basa en el empleo del valor de la cobertera del túnel y de la clasificación geomecánica Q de Barton.

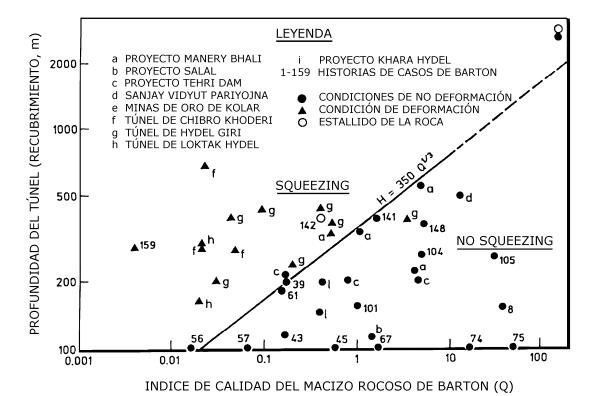


Figura 1. Criterio de Singh (1992) para la predicción del Squeezing.

#### B. Criterio de Goel

Este autor amplia y mejora el enfoque inicial de Singh, aplicando un criterio de squeezing basado en la obtención del Índice Q de Barton del macizo rocoso, establecido a partir de datos procedentes de 99 ejemplos de obras subterráneas en Escandinavia, Reino Unido e India.

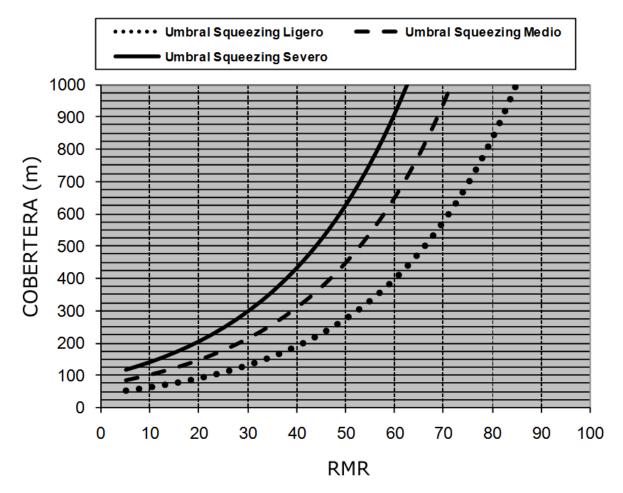
Goel considera tres grados de fluencia, que denomina ligero, moderado y severo. Las expresiones empíricas que predicen estos grados, requieren tan solo conocer la cobertera H, el ancho del túnel B y el índice Q:

Sin Fluencia
 H < 275 · Q · 0,33 · B – 0,1</li>

- Fluencia Ligera
   275 · Q · 0,33 · B 0,1 < H < 450 · Q · 0,33 · B 0,1</li>
- Fluencia Moderada
   450 · Q · 0,33 · B 0,1 < H < 630 · Q · 0,33 · B 0,1</li>
- Fluencia Severa

$$630 \cdot Q \cdot 0.33 \cdot B - 0.1 < H$$

Se ha transformado el índice Q en RMR de acuerdo a la conocida correlación de Bieniawski, y se han representado los umbrales de *squeezing* en función de la cobertera del túnel, para un diámetro de excavación en el entorno de 10 m, Fig. 2.



**Figura 2.** Cobertera mínima para el desarrollo de fenómenos de *Squeezing*, para un túnel de 10 m de diámetro. Adaptado a partir de (Goel, 1994).

#### C. Criterio de Barla

Este autor ha propuesto un criterio muy útil y sencillo de aplicar para la estimación de las condiciones de *squeezing*, que está basado en el cálculo del ratio:

$$\frac{\sigma_{cmass}}{\gamma \cdot z}$$

donde:

σ<sub>cmass</sub> = Resistencia a compresión del macizo rocoso

γ = Peso específico de la roca suprayacente

Z = Cobertera de terreno sobre el túnel.

Para calcular la resistencia a compresión del macizo rocoso pueden emplearse diversas formulaciones empíricas. Barla no propone ninguna concreta en la formulación de su criterio.

El resultado obtenido del cálculo del ratio predice las condiciones de fluencia (*squeezing*) de acuerdo a Los siguientes valores, expresados en la Tabla 6.

**TABLA 6.** Grados de *Squeezing* según Barla (1995).

GRADO DE SQUEEZING	RATIO $\frac{\sigma_{cmass}}{\gamma \cdot z}$
Sin <i>Squeezing</i>	> 1,0
Squeezing ligero	0,4 - 1,0
<i>Squeezing</i> moderado	0,2 - 0,4
Squeezing alto	< 0,2

#### D. CRITERIO DE HOEK & MARINOS

Estos autores estiman el grado de *squeezing* mediante la obtención del ratio propuesto por Barla (1995):

$$\frac{\sigma_{\text{cmass}}}{
ho_0}$$

donde:

 $\sigma_{cmass}$  = Resistencia a compresión del macizo rocoso

 $p_0$  = Tensión *in situ*.

Hoek & Marinos proponen estimar estos dos parámetros de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\sigma_{cmass}^{} = (0,0034 m_i^{0,8}) \sigma_c^{} \left\{ 1,029+0,025 e^{(-0,1m_i)} \right\}^{GSI}$$

$$p_0 = \gamma z$$

donde:

σ<sub>c</sub> = Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa

m<sub>i</sub> = Constante del Criterio de Rotura de Hoek & Brown

GSI = Geological Strength Index del macizo rocoso del túnel

γ = Peso específico de la roca de la montera del túnel

Z = Cobertera del túnel.

A diferencia de Barla, este criterio propone una expresión para estimar la convergencia  $\varepsilon(\%)$  generada en el túnel, como porcentaje del diámetro total del mismo:

$$\epsilon = 0, 2 \left( \frac{\sigma_{cmass}}{p_0} \right)^{-2}$$

Este porcentaje es el parámetro base empleado por estos autores para valorar el grado de *squeezing*, tal como se expresa en la Tabla 7, que se incluye a continuación.

CLASE	CONVERGENCIA (%)	GRADO DE SQUEEZING
Α	< 1	No se desarrollan fenómenos de squeezing
В	1 – 2.5	Squeezing ligero: problemas de sostenimiento resolubles con gunita, cerchas ligeras y bulones.
С	2.5 – 5	Squeezing moderado: problemas resolubles con hormigón proyectado y cerchas pesadas.
D	5 – 10	Squeezing severo: sostenimiento muy pesado, pro-

problemas de estabilidad del frente

TABLA 7. Grados de Squeezing según Hoek y Marinos (2000).

## 3. Reconocimientos geológicos y geotécnicos específicos

> 10

D

Ε

Los túneles objeto de este capítulo se ubican a gran profundidad y presentan comportamientos geotécnicos característicos. Para investigar sus propiedades geológicas y geotécnicas, al margen de las técnicas convencionales, debe recurrirse a procedimientos y técnicas específicas.

Los aspectos que hacen diferente una campaña de investigación de un túnel profundo son los siguientes:

- Con los reconocimientos geológicos desarrollados en superficie, no es fácil establecer una estructura geológica precisa a cota de túnel. Esta dificultad aconseja emplear herramientas de reconocimiento geológico aplicadas en sondeo, que proporcionen datos estructurales.
- Dada la gran profundidad de los sondeos a realizar, se debe emplear la técnica wire-line para de ese modo obtener unos rendimientos de sondaje razonables.
- En la mayor parte de los casos, los túneles profundos discurren bajo cadenas montañosas, de orografía abrupta. Por esta circunstancia, no todas las zonas a investigar presen-

tan buenos accesos sobre la vertical del túnel. Por ello, es muy frecuente la realización de largos sondeos inclinados o incluso perforación direccional.

blemas de estabilidad del frente, enfilajes y paraguas.

Squeezing extremo: sostenimientos especiales, graves

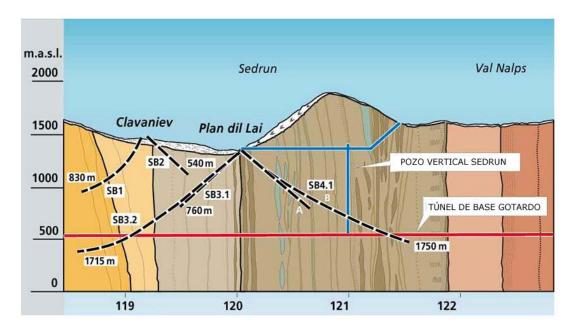
- La técnica habitual de perforación requiere que el diámetro de la perforación se vaya reduciendo a medida que se profundiza el sondeo. De este modo, en las zonas más profundas, que son precisamente las del entorno del túnel, el diámetro del testigo extraído suele ser muy pequeño (generalmente NQ, aproximadamente 49 mm). Este tamaño de muestra está en el límite de lo establecido por la normativa de muchos ensayos de laboratorio. En ocasiones, el reducido tamaño de testigo falsea algunos datos de fracturación del macizo, especialmente el RQD. Estas dificultades aconsejan la aplicación de técnicas que permitan determinar parámetros geotécnicos y de fracturación realizando mediciones sobre las paredes del propio sondeo.
- A gran profundidad se desarrollan fenómenos geotécnicos singulares, como el squeezing o el rockburst, que demandan técnicas de caracterización específicas.

Pueden destacarse los siguientes tipos de reconocimientos para la investigación de los túneles profundos:

 A. Sondeos Wire – Line: es la técnica de sondaje empleada en los túneles profundos. El testigo se extrae a

- través del interior de la sarta de perforación, sin necesidad de extraer ésta.
- B. **Sondeos Direccionales**: permite la extracción de testigos con sondajes que describen cualquier tipo de trayectoria de perforación. Se han empleado para sondear zonas donde no es posible el acceso por superficie, Fig. 3.
- C. Diagrafía Televiewer: se emplea para determinar los parámetros geométricos de las diaclasas interceptadas en el sondeo. Aporta datos geo lógico-estructurales, y permite realizar un censado preciso de la fracturación de la roca, a cota del túnel.
- D. Hidrofracturación: esta técnica permite la determinación de las tensiones naturales del terreno. La técnica se aplica en el interior de los sondeos, a grandes profundidades.
- E. **Diagrafía de Calibre**: se puede emplear para determinar la ovalización del sondeo. Sus datos permiten evaluar el valor de las tensiones naturales de manera rápida y sencilla.
- F. Diagrafía Gamma Natural Temperatura Conductividad: mediante esta sonda pueden alcanzarse dos objetivos, la detección de fallas y la aportación de datos hidrogeológicos:
  - a. Detección de Fallas: estos accidentes tectónicos se caracterizan por ser vías preferentes de circulación de agua. Si el agua se recarga en superficie, la temperatura del agua circulante por la falla, generalmente es menor que la de la roca encajante, lo que permite la detección de la falla. Por otro lado, si la falla presenta rellenos arcillosos, el sensor gamma-natural detectará la presencia de Potasio K-40 radiactivo.

- b. *Datos hidrogeológicos*: La medida de conductividad se empleará para evaluar la posible ubicación de zonas con aporte de aqua.
- G. Diagrafía Sónica de Onda Completa: permite obtener la velocidad de las ondas sónicas primarias y secundarias. A partir de estos datos y de la densidad del terreno, pueden obtenerse los parámetros elásticos (dinámicos) del terreno, valorar in situ la fracturación de la roca y obtener un registro continuo del índice Q de Barton mediante la correlación entre la velocidad de las ondas P.
- H. Dilatometría: esta sonda permite determinar con precisión el módulo de deformación en carga y descarga. Este parámetro del macizo rocoso es básico para la realización de cálculos tensodeformacionales del túnel.
- Presiodilatometría con Protocolo Ι. de Larga Duración: se introduce un presiodilatómetro en sondeo durante un periodo largo de tiempo. Inicialmente se carga a la sonda a la presión natural del terreno. Pasado un periodo de tiempo que va desde varias horas a varios días, se reduce la presión de la sonda y se mantiene el aparato en espera, midiendo la deformación del sondeo durante todo ese periodo de tiempo. De este modo se puede determinar la curva temporal de deformación de la litología sondeada. Con esta técnica pueden establecerse los parámetros de "creep" de los terrenos que eventualmente pudieran presentar este comportamiento geotécnico (pizarras, lutitas, margas, etc.).
- J. Ensayos de Laboratorio: se han desarrollado diversos tipos de ensayos de laboratorio, sobre testigos de sondeo, para determinar parámetros de creep de la roca ensayada. Los más habituales son los ensayos compresivos, uniaxiales o triaxiales, a tensión y temperatura constante (creep test), cuya duración puede ir de algunas horas a varios años.



**Figura 3.** Sondeos direccionales en la investigación geotécnica del Túnel de Gotardo (Fabbri, 2004).

#### 4. Sostenimientos y revestimientos

## 4.1. Sostenimientos y revestimientos para mecanismos de rotura frágil

Los mecanismos de rotura frágil requieren una rápida colocación de sostenimiento. No generan empujes excesivos, pero la deformación asociada a la rotura se desarrolla con gran rapidez. Dentro de esta categoría de inestabilidades se encuentran los desprendimientos de bloques, los estallidos de roca, etc.

Como se ha indicado en apartados anteriores, el *rockburst* puede ser de dos tipos: sísmicamente inducido y tensional (*strainbusrt*). El primero de ellos supone el desprendimiento súbito y violento de bloques, como consecuencia de voladuras cercanas o terremotos. El *strainburst* se manifiesta habitualmente como un lajado (*spalling* o *slabing*) de la roca, siendo la proyección violenta menos frecuente.

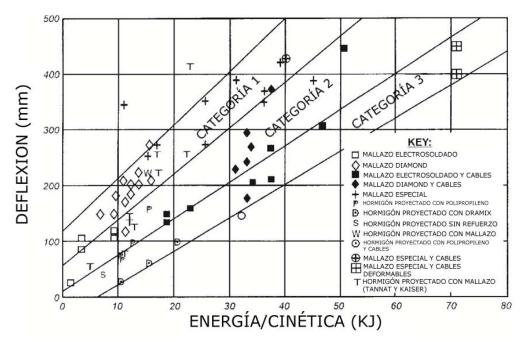
Para sostener este tipo de inestabilidades suelen emplearse los bulones y mallazos, ya que estos elementos desarrollan una capacidad inmediata de soporte. Posteriormente se completan con hormigones proyectados, reforzados con fibra.

Los requerimientos de sostenimiento para hacer frente al *Rockburst*, dependerán de la severidad prevista para el fenómeno, tal como se establece en la Tabla 8, que se incluye a continuación:

**TABLA 8.** Requerimientos de sostenimiento para hacer frente al *Rockburst*.

CEVEDIDAD	CAPACIDAD DE CARGA	CAPACIDAD DE- FORMATIVA Y DE
SEVERIDAD	DEL	ABSORCIÓN DE
	SOSTENI-	ENERGÍA DEL
	MIENTO	SOSTENIMIENTO
Menor	Buena	-
Moderada	Buena	Buena
Intensa	Máxima	Máxima

El rockburst más intenso, requiere una capacidad deformativa y de absorción de energía importante. En la Fig. 4, pueden observarse las prestaciones de diferentes tipos de mallazos y hormigones proyectados cuando se emplean frente a cargas dinámicas, consecuencia del fenómeno.



**Figura 4**. Capacidad de diversos mallazos y gunitas frente a cargas dinámicas generadas por *rock-burst* (Stacey, 2001).

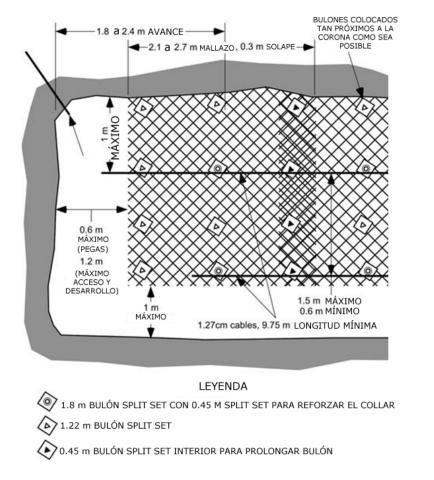


Figura 5. Ejemplo de sostenimiento dimensionado para el control del *Rockburst* (Whyatt, 2000).

Las mejores capacidades deformativas y de absorción de energía se consiguen combinando diferentes tipos de mallazos reforzados con cables (*rope lacing*). El gráfico también ilustra que, frente a las cargas dinámicas, es más eficaz la combinación de mallazo y gunita que la de gunita y fibras. En la Fig. 5 se ve la aplicación conjunta de mallazo y cables en la contención de *rockburst* severo.

Cuando el fenómeno es menos intenso, con desarrollo del lajado de la roca, la aplicación de gunita con fibras y mallazo, además de bulones, es generalmente suficiente. Los procedimientos de cálculo y dimensionamiento para este caso pueden ser consultados en diferente bibliografía, como por ejemplo (M. Van Sint, 1999). Atlas Copco ha desarrollado el bulón Roofex, capaz de soportar cargas dinámicas. En la Fig. 6 se ilustra el comportamiento del bulón frente a un impacto de 15 kJ.

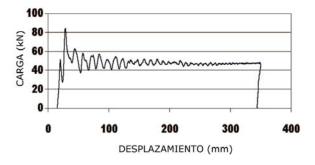


Figura 6. Comportamiento dinámico del bulón Roofex (Atlas Copco, 2008).

# 4.2. Sostenimientos y revestimientos con mecanismos de rotura dúctil (Squeezing)

#### 4.2.1. Filosofías de sostenimiento

Para sostener y estabilizar las excavaciones en terrenos que sufren fenómenos de

*squeezing*, suelen aplicarse dos enfoques técnicos distintos (Barla, 2001):

- A. Enfoque "Activo", también llamado "Método Pesado" o "Principio de Resistencia", cuyo objetivo es prevenir las deformaciones por medio de sostenimientos rígidos y de gran resistencia. Bajo la aplicación de este principio los sostenimientos aplicados soportan fuertes cargas. Un camino alternativo, dentro de este principio resistivo, consiste en el prerefuerzo o pretratamiento del terreno por delante del frente del túnel para tratar de limitar las deformaciones en el sostenimiento que posteriormente se coloque.
- B. Enfoque "Pasivo", también conocido como "Método Ligero" o "Principio Flexible", cuya idea de base es permitir que el sostenimiento se deforme, de manera controlada, de modo que este solo entra en carga cuando el terreno ha sufrido una considerable deformación. De esta manera se consigue estabilizar el túnel con menores costes, ya que la carga final sobre el sostenimiento es más reducida, permitiendo disminuir las cuantías.

Con frecuencia la aplicación del principio de resistencia no es viable, ya que las cargas desarrolladas sobre el sostenimiento no son técnicamente manejables, o lo son a un coste demasiado elevado. En cambio, aplicando el principio flexible, generalmente se consigue reducir las cargas, hasta hacerlas soportables por los materiales habitualmente aplicados para el sostenimiento.

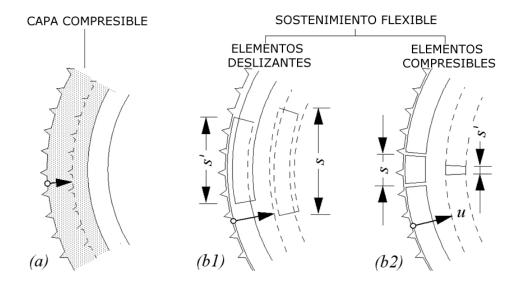
A continuación se describen los criterios y elementos de diseño aplicados en cada uno de estos dos casos.

## **4.2.2.** Sostenimientos ejecutados de acuerdo al principio flexible

El principio flexible tiene su origen en la observación empírica de que la presión del terreno se reduce cuando se va in-

crementando su deformación. Los procedimientos que de manera más común se emplean, generalmente de manera conjunta, son:

- Sobre-excavación: el túnel se excava con un perfil de mayor radio del estrictamente necesario. De este modo se genera suficiente espacio para que la convergencia reduzca el nivel tensional, sin ocupar el espacio útil del túnel.
- Aplicación de sostenimientos / revestimientos flexibles: se trata de elementos de sostenimiento o revestimiento que tienen la propiedad de ser flexibles, admitiendo gran deformación. En general hay tres tipos básicos de este tipo de sostenimientos: las capas compresibles en contacto con el terreno, los elementos deslizantes (p.e, las cerchas TH) y los elementos compresibles (p.e, los LSC).



**Figura 7.** Tipos básicos de sostenimientos flexibles (Anagnostou, 2007): a) Capas compresibles en contacto con el terreno; b1) Elementos deslizantes; b2) Elementos compresibles.

En la mayor parte de las ocasiones, se combinan las sobre-excavaciones con los elementos flexibles. Ehrbar (2008), en su descripción de las experiencias técnicas de la ejecución del Túnel de base del Gotardo, indica cómo se aplicaron conjuntamente en la excavación de la zona de terreno fluyente (squeezing rock) de Sedrun:

- En primer lugar se procedía a excavar la sección del túnel con un sobre ancho de de 70 cm respecto al perímetro teórico.
- A continuación se aplicaba una ligera capa de sellado de gunita, y se instalaban elementos de sostenimiento capaces de soportar grandes deformaciones, tales como cerchas desli-

- zantes TH y bulones. A esta fase de sostenimiento se le denominaba "fase flexible" y suponía la aplicación de una cuantía de sostenimiento relativamente baja.
- En una última fase, se aplicaban los materiales de sostenimiento menos flexibles, tales como el hormigón proyectado. Su aplicación se completaba cuando las deformaciones prácticamente habían concluido. A esta fase se le denominaba "fase resistente".

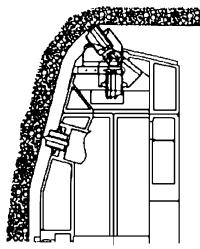
A continuación se ilustran las diferentes técnicas con las que se ejecutan los túneles de acuerdo al principio flexible.

#### 4.2.2. I. Sobre-excavación

La experiencia en la construcción de túneles ha demostrado que el empuje que el terreno ejerce decrece a medida que aumenta la deformación del mismo. Esta característica geotécnica está en el origen de la idea de sobre-excavar el túnel respecto al perímetro teórico de excavación, para de ese modo limitar la carga sobre el sostenimiento.

La sobre-excavación se estima en la fase de proyecto, mediante programas de cálculo. Se estiman diferentes valores de sobrecorte, a partir de predicciones realizadas con programas de elementos finitos. En los túneles ejecutados mediante método convencional, la magnitud de la sobre-excavación puede definirse sin limitación.

En el caso de los túneles ejecutados mediante tuneladoras, la excavación extra se consigue mediante los discos cortadores perimetrales, Fig. 8. La magnitud de la sobre-excavación es la fijada por las posibilidades geométricas de dichos cortadores, generalmente no más de 15 cm de radio. Cabe la posibilidad de emplear una tuneladora de eje descentrado para aumentar la sobre-excavación, pero en la práctica no suelen alcanzarse grandes magnitudes de ésta.

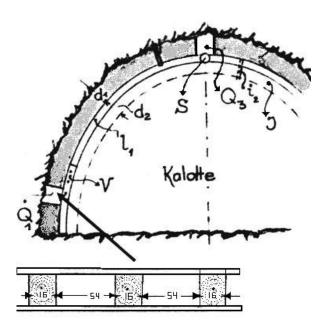


**Figura 8.** Cortadores perimetrales en una tuneladora para generar sobreexcavación (Voerckel, 2001).

## **4.2.2.2.** Sostenimientos flexibles en el método Austriaco

La aplicación de elementos flexibles de sostenimiento no es una idea reciente. Los primeros elementos definidos fueron las cerchas deslizantes de perfil TH, diseñados por los ingenieros de minas Toussaint y Heintzmann, en la primera mitad del siglo XX.

Rabcewicz, en 1950, relató ejemplos de sostenimientos flexibles constituidos por vigas de madera embebidas en hormigón. Las vigas se colocaban en sentido longitudinal al túnel, y actuaban como elemento compresible, Fig. 9.



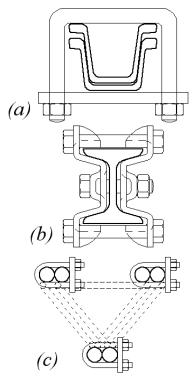
**Figura 9.** Ejemplo histórico de sostenimiento deformable, constituido por vigas de madera embebidas en hormigón (Rabcewicz, 1950).

A continuación se revisan los elementos flexibles de sostenimiento más comunes en la práctica técnica.

#### A. Cuadros o cerchas metálicas

Como se ha indicado, fueron el primer elemento flexible de sostenimiento en emplearse. Su deformabilidad se obtiene por dos procedimientos:

- Deslizamiento de un perfil sobre otro, del modo que lo hacen las cerchas TH.
- Deslizamiento de los perfiles en el interior de una brida o pieza especial. Este procedimiento es el que se emplea para hacer deformables los perfiles rígidos HEB, reticulares, etc.



**Figura 10.** Diferentes tipos de conexiones deslizantes en cuadros y cerchas metálicas (Anagnostou, 2007).

La Fig. 10 ilustra el mecanismo de deformabilidad de cada uno de los perfiles citados. El caso (a) corresponde al mecanismo de unión entre perfiles TH. Los dos perfiles se colocan uno sobre otro, por su lado cóncavo, y se fijan con una brida atornillada. Cuando el terreno empuja la cercha, se produce el deslizamiento de un perfil en el interior del otro, reduciéndose el perímetro de la cercha y con ello, el radio interior del sostenimiento. Este mecanismo permite que la cercha siga soportando el terreno, aunque se produzca su deformación. Para el caso (b), correspondiente e perfiles HEB o similares, se constituye una carcasa atornillada que guía a los perfiles. Los perfiles se desplazan por el interior de la carcasa, hasta que entran en contacto. Las cerchas reticulares, que corresponden al caso (c), las varillas de los dos perfiles que se unen, se empalman con bridas, rozando cada varilla con su homóloga cuando el perfil entra en carga.

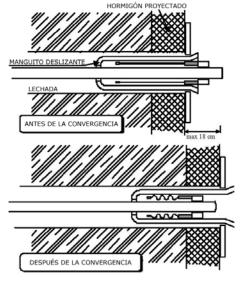
#### B. Bulones

El bulón es un elemento muy importante para controlar las deformaciones del terreno, especialmente si su colocación es temprana dentro del ciclo de colocación del sostenimiento.

Se ha comprobado que una mayor densidad de bulonado aumenta la ductilidad del sostenimiento.

La deformabilidad de los bulones tradicionales puede incrementarse empleando diversas técnicas:

- Empleando aceros deformables.
- Instalando cabezas o placas deformables.
- Aplicando elementos deformables entre la tuerca y la placa de reparto.



**Figura 11.** Bulones de cabeza flexible empleados en el Túnel Karawanken (Schubert, 1993).

Recientemente se han diseñado los bulones flexibles Roofex, de Atlas Copco, que se deforman acompañando al terreno, gracias a la inserción de un amortiguador en mitad de la barra del bulón.

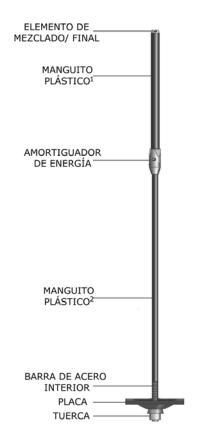


Figura 12. Bulones Roofex (Atlas Copco, 2008).



Figura 13. Curva de carga, en régimen estático, del bulón Roofex (Atlas Copco, 2008).

#### C. Hormigón proyectado

El hormigón proyectado o gunita es uno de los elementos de sostenimiento más rígidos que se emplean. En general, cuando se aplica en túneles con un alto nivel tensional, es conveniente retrasar la aplicación completa de toda la cuantía prevista.

En ocasiones se han empleado gunitas con una curva de fraguado ralentizada, de manera que en su tramo inicial se mantiene plástica y poco resistente, endureciendo al cabo de varios días. El tramo inicial de plasticidad es el que permite que el hormigón proyectado acompañe al terreno en su deformación.

#### D. Elementos deformables

La necesidad técnica de conferir flexibilidad a los sostenimientos basados en el empleo de hormigón proyectado llevó al diseño de elementos deformables, integrados dentro de la propia capa de gunita. Se distribuyen en el sostenimiento conformando una o varias ranuras longitudinales.

Los principios sobre los que se basa el diseño de estos elementos son:

- Resistencia inicial relativamente baja, acompañando a las deformaciones del terreno.
- Pequeña variación de resistencia después de alcanzar el pico de carga.

Se han diseñado diversos elementos deformables, de acuerdo a estos principios. Pueden destacarse los siguientes (Schubert, 2008):

- Elementos LSC (*Linning Stress Controllers*).
- Elementos BE (*Bochumer Eisenhütte*)
- Elementos HiDCon
- Elementos Compex

Los elementos LSC son fabricados por ALWAG, sobre diseños de la Universidad de Graz. Son probablemente los de uso más extendido. Se trata de un conjunto de tubos apoyados sobre placas metálicas en sus extremos. Los elementos se integran en la gunita, conformando ranuras longitudinales a lo largo de todo el sostenimiento. A medida que se inicia la carga del sostenimiento, los tubos se van deformando, acompañando al cierre de la sección del túnel por efecto de la convergencia. Los tubos se deforman como un acordeón, hasta alcanzar un tope máximo, a partir del cual se alcanza su carga resistente de pico.

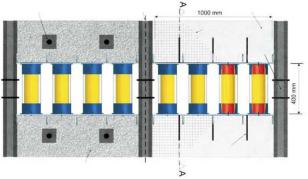
La Foto 1 y Figs. 14 y 15 reflejan su geometría y disposición en la sección de sostenimiento. En la Fig. 16 se muestra una curva carga-deformación típica de estos elementos.



Foto 1. Disposición en ranura de los elementos deformables LSC (Alwag-DSI).



Figura 14. Deformación de los tubos LSC.



**Figura 15.** Disposición de los tubos LSC dentro del sostenimiento de cerchas y hormigón proyectado.

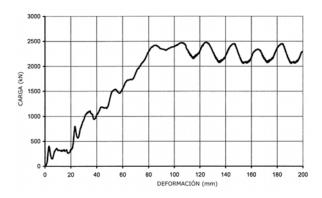


Figura 16. Curva Carga – Deformación de los elementos LSC (cuatro tubos).

Otro sistema de elementos deformables es el denominado BE, diseñado en Alemania. Consiste en un conjunto de tubos y placas metálicas, que son cargados perpendicularmente el eje de los mismos. Como consecuencia de la carga, los tubos se deforman, adoptando una forma oval. Son menos resistentes que los elementos LSC, pero su respuesta es más progresiva. La Foto 2 y Fig. 17 ilustran su geometría y su deformabilidad.

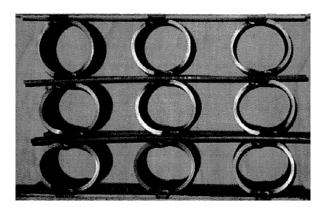


Foto 2. Elementos deformables BE.

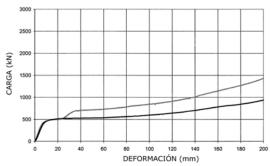


Figura 17. Curva Carga – Deformación de los elementos BE.

Se han diseñado también elementos fabricados a base de hormigón. El elemento HiDCon, diseñado en Suiza para su empleo en el Túnel de Lötschberg, está constituido por cemento, fibras metálicas, partículas de vidrio, junto con una serie de refuerzos transversales. Tiene un comportamiento muy rígido, alcanzando su máxima carga con una deformación de tan solo un 2 %. En ocasiones, este comportamiento rígido puede provocar daños en el sostenimiento de gunita, en cuyo caso se opta por mejorar su flexibilidad aplicando capas de poliestireno de 40 mm de espesor en sus extremos, Foto 3 y Fig. 18.

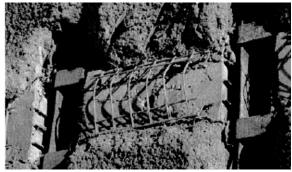


Foto 3. Elementos deformables HiDCon.

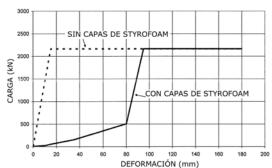
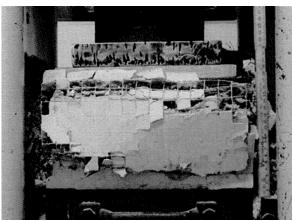


Figura 18. Curva Carga – Deformación de los elementos HiDCon.

Los elementos Compex, desarrollados en Austria están fabricados con cemento y burbujas de poliestireno, reforzado con un mallazo ligero. Presentan una respuesta inicial muy rígida, pero alcanzada cierta deformación su respuesta es constante. La Foto 4 y Fig. 19 ilustran su disposición geométrica y deformabilidad.



**Foto 4.** Elementos deformables Compex en test de laboratorio.

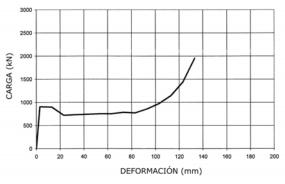


Figura 19. Curva Carga – Deformación de los elementos Compex.

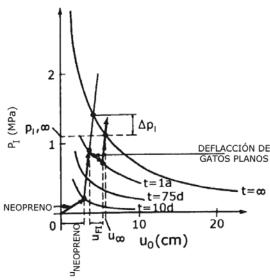
### **4.2.2.3.** Revestimientos flexibles de dovelas

En los túneles ejecutados con tuneladoras que colocan un revestimiento de dovelas, se han empleado en ocasiones elementos deformables, ubicados en las juntas. La literatura técnica menciona diversos tipos de instalaciones:

 Intercalaciones compresibles entre dovelas, consistentes en la combinación de láminas de neopreno y gatos planos (Croci, 1986).

- Juntas compresibles, confeccionadas con celdas de goma rellenas de hormigón poroso, tubos de acero, etc. (Strohhausl, 1996).
- Elementos amortiguadores compresibles, tipo Meypo (Brunar, 1985).
- Relleno del trasdós de la dovela con material deformable (Maidl, 2008).

Una de las primeras técnicas empleadas para el control de deformaciones en los anillos de dovelas es la relatada por Croci (1986), aplicada en el Túnel de Santomarco (Italia) a más de 1000 m de profundidad, Fig. 20. Consistía en la combinación de láminas de neopreno y gatos planos.



**Figura 20.** Curva Presión-Deformación en junta de dovela con gato plano y neopreno (Croci, 1986).

La flexibilidad del anillo de dovelas puede conseguirse empleando insertos compresibles en las juntas entre dovelas.

En el ámbito del programa europeo de investigación EUREKA (Proyecto Nº 1079, CONTUN), se han diseñado elementos deformables consistentes en celdas cúbicas de goma rellenas de hormigón poroso, con aspecto de una cubierta rellena de hormigón, Fig. 25. Estos elementos permiten una transferencia de carga de 1000 t/m, permitiendo una deformación de 30 mm, y manteniendo una estanqueidad de 10 bar en la junta (Herwegh, 1996).

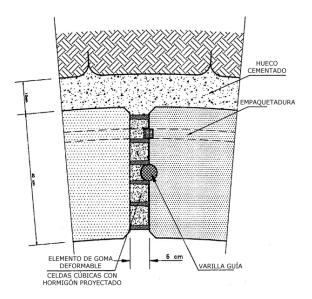


Figura 21. Junta deformable en dovelas constituida por celdas cúbicas de goma rellenas de hormigón (Strohhausl, 1996).

Otros elementos compresibles empleados en dovelas son los tubos de acero deformable, en disposición tangencial al eje del túnel, que también sirven de guía para la correcta instalación del anillo de dovelas, Fig. 22.

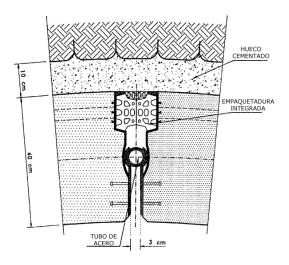
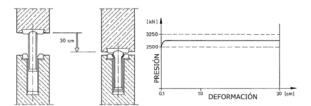
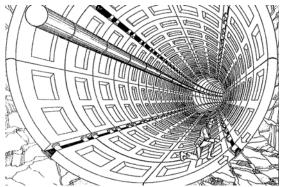


Figura 22. Juntas deformables en dovelas (Strohhausl, 1996).

Los elementos amortiguadores se han empleado también en las dovelas. Es el caso del Túnel de la mina de carbón Ibbenburen, donde se aplicaron los elementos compresibles "Meypo". Cada elemento permite que cada junta donde se aplique se pueda cerrar hasta un máximo de 30 cm, manteniendo un nivel de carga constante de unos 3000 kN, Figs. 23 y 24.

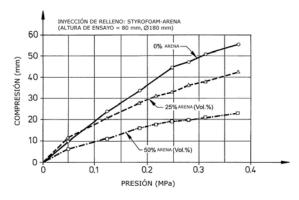


**Figura 23.** Elemento compresible Meypo (Brunar, 1985), y su curva Carga-Deformación.



**Figura 24.** Disposición de los elementos Meypo en el anillo de dovelas.

El relleno que trasdosa la dovela puede ser empleado como capa deformable. Se ha experimentado con mezclas de arena con gránulos de poliestireno, a la que se añade una pequeña proporción de agente cementante para evitar la segregación de la mezcla. La Fig. 25, muestra el potencial de deformación de este relleno.



**Figura 25.** Relleno compresible de trasdosado de dovelas (Maidl, 2008).

### 5. Aspectos específicos de la excavación de túneles profundos

En general, la mayor parte de los túneles profundos suelen ser de gran longitud. Son predominantes los túneles hidráulicos, los túneles de base de grandes obras de infraestructura ferroviaria, diseñados para atravesar grandes accidentes orográficos, los túneles de infraestructura minera, y en menor medida los túneles carreteros.

Los métodos de excavación empleados en este tipo de túneles son los habituales (voladuras, tuneladoras, etc.), pero presentan características específicas condicionadas por sus circunstancias especiales.

La longitud de estos túneles, generalmente mayor de 5 km, y la necesidad de ser ejecutados en un plazo razonablemente corto de tiempo, condiciona el método de ejecución. Por ello, es relativamente común que se aborden mediante máquinas tuneladoras (p. e.: Pajares, Guadarrama, Lotschberg, Evinos – Mornos, Guadiaro, etc.).

En otras ocasiones, su construcción se aborda con múltiples ataques, desde sus portales y desde galerías que acceden a zonas intermedias de su trazado. En estos casos, pueden emplearse métodos convencionales de excavación, o bien una combinación de éstos con tramos excavados con tuneladora (Gotardo, etc.).

Para enfrentar la excavación de estos túneles y los riesgos geotécnicos que conllevan, el método constructivo y la maquinaria a emplear se adaptan a las características específicas del entorno geológico donde se aplicarán. Las tuneladoras deben estar diseñadas para trabajar en el entorno específico del túnel profundo, incorporando sistemas capaces de enfrentarse a las situaciones de riesgo previstas. Para el caso de la excavación convencional, la flexibilidad inherente a

esta técnica, le permite adaptarse con facilidad a un entorno geotécnico difícil, aunque con rendimientos generalmente menores que los alcanzados con tuneladora.

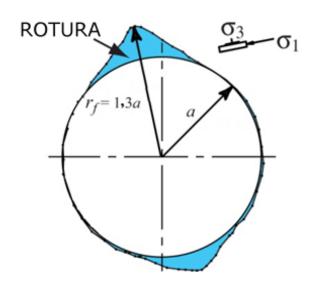
A continuación se esbozan las características más específicas de los métodos constructivos de los túneles profundos. Este apartado aborda los aspectos específicos relacionados con la excavación, en relación a las dificultades y riesgos generados por los altos niveles tensionales.

### **5.1.** Túneles con deformación frágil

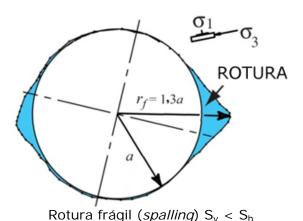
Como se ha mencionado en apartados precedentes, en general, los túneles en los que se observan o esperan los mecanismos de rotura frágil suelen corresponder a materiales competentes, generalmente de buena calidad geomecánica, aunque con elevados niveles tensionales.

Las tuneladoras que habitualmente se emplean en los túneles con roca competente suelen ser máquinas abiertas (*Open TBM*) o Dobles Escudos (*Double Shield*), cuya característica distintiva es la de estar dotadas de codales (*grippers*) para proporcionar el empuje necesario en su avance.

Los efectos tensionales de las roturas y deformaciones frágiles pueden afectar al ritmo de avance de este tipo de la tuneladora, aunque no llegan a impedir su trabajo. Según la predominancia de los empujes verticales ( $K_0 = s_h/s_v < 1$ ) o los horizontales  $(K_0 > 1)$ , la tuneladora se ve afectada de manera distinta. En efecto, tal como se aprecia en la Fig. 26, si la tensión horizontal es la predominante y principal ( $\sigma_1 = s_h y \sigma_3 = s_v$ ), las rotura (spalling o lajado) se concentran fundamentalmente en la zona de bóveda de la sección, mientras que en el caso de predominancia de la tensión vertical ( $\sigma_1 = s_v$  $y \sigma_3 = s_h$ ), las roturas se concentran en las zonas de hastiales.



Rotura frágil (spalling)  $S_h > S_v$ 

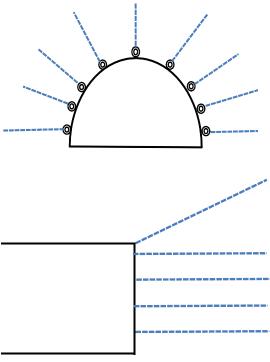


**Figura 26.** Ubicación de las zonas de rotura frágil (*spalling*), en función de la relación entre las tensiones principales mayores  $(\sigma_1)$  y menores  $(\sigma_3)$ .

En el caso de predominancia de tensiones verticales  $(k_0 < 1)$ , el *spalling* afecta a las zonas de apoyo de los grippers. En el caso de una TBM abierta, el avance de la máquina se ve ralentizado, ya que se hace necesario reforzar la zona de apoyo para que los grippers permitan generar el empuie necesario. En el caso del Doble Escudo, la situación es más favorable, pes la máquina puede trabajar como Simple Escudo, siendo los cilindros hidráulicos traseros los que aportan el empuje necesario apoyando contra el revestimiento de dovelas o contra el refuerzo o sostenimiento pesado colocado detrás del segundo escudo.

En el caso de predominancia de tensiones horizontales ( $k_0 > 1$ ), las roturas tensionales se concentran fundamentalmente en la zona de bóveda. En estas condiciones, la afección a las tuneladoras suele ser menor, pero se requiere que el sostenimiento sea colocado justo detrás de la máquina para evitar caídas de bloques sobre el personal.

Cuando se emplea método convencional, y se registran casos severos de rockburst, como medida constructiva especial, cabe destacar la aplicación de "voladuras de relajación" (*Destress Blasting*). Se trata de voladuras conformadas por barrenos perforados en el contorno del túnel, con ángulos de inclinación de unos 30° – 45° hacia el exterior, tal como se muestra en la Fig. 27. Habitualmente suelen perforarse una decena de barrenos, generalmente cargados con explosivo tipo ANFO.



**Figura 27.** Voladura de relajación (*Destress Blasting*).

Las voladuras de relajación generan fracturación en el macizo rocoso, impidiendo que las tensiones se concentren en la roca y mitigando así eventuales estallidos.

### **5.2.** Túneles con deformación dúctil

Los túneles donde se registran o esperan mecanismos de deformación dúctil (squeezing, etc.) suelen corresponder a terrenos de peor calidad geotécnica (GSI<40, composición mineralógica del terreno con presencia de minerales arcillosos o micáceos, etc.), en combinación con altos niveles tensionales. La excavación con tuneladora, en estos casos, suele abordarse principalmente con máquinas cerradas tipo Simple Escudo (Single Shield) o Doble Escudo (Double Shield), aunque en ocasiones se han empleado también las tuneladoras abiertas (Open TBM).

Para una máquina abierta, el principal riesgo consiste en la aparición de largos tramos de terreno de baja resistencia, donde los *grippers* de la máquina son incapaces de proporcionar suficiente empuje para avanzar con rendimientos adecuados. Otro riesgo a mencionar es que este tipo de tuneladora completa el sostenimiento a cierta distancia del frente, en la zona de *back-up*, lo que supone cierto peligro de que sucedan desprendimientos que puedan afectar a la seguridad de los operadores.

Las máquinas escudadas que colocan dovelas son más seguras de cara a evitar riesgos a los operadores, pues siempre se está protegido frente a desprendimiento por la coraza del escudo o el revestimiento de dovelas. Para una máquina tipo Escudo, simple o doble, el riesgo principal es el atrapamiento debido a las convergencias del terreno, Fig. 28.

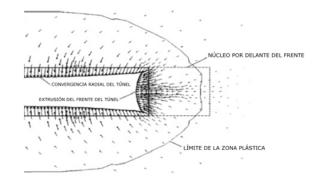


Figura 28. Desarrollo de convergencias alrededor de una tuneladora.

El atrapamiento se produce cuando la máquina es incapaz de empujar lo suficiente para vencer el rozamiento que el terreno ejerce sobre la coraza del escudo. Tal como puede apreciarse en la Fig. 28, la magnitud total de la convergencia es mayor en las zonas de la tuneladora más alejadas de la cabeza. De ello se deriva que cuanto más corto sea el escudo, menor será la probabilidad de atrapamiento.

Los Escudos Simples son normalmente más cortos que los Dobles Escudos, por ello con frecuencia son recomendados para la excavación de túneles con condiciones de *squeezing*.

El Doble Escudo es, generalmente, capaz de alcanzar mejores rendimientos que los Escudos Simples, ya que si las condiciones del terreno son adecuadas, puede trabajar impulsándose sobre *grippers* a la vez que coloca revestimiento, o bien impulsarse sobre el revestimiento de dovelas si el terreno presenta malas características. Por ello, se han diseñado Dobles Escudos que tratan de minimizar los riesgos de atrapamiento, empleando los siguientes criterios:

- Mínima longitud del escudo, con una ratio longitud / diámetro en el entorno de la unidad. El doble escudo debe tener una doble articulación.
- La cabeza de corte debe poder realizar una sobre-excavación (300 mm en diámetro)
- Permitir, en caso necesario, una excentricidad de la cabeza, de modo que pueda romper la alineación con el eje de los escudos.
- Que los dos escudos se puedan desplazar verticalmente de un modo independiente.
- Empuje y pares excepcionales, para vencer los rozamientos entre la chapa metálica de los escudos y el terreno que empuja Radialmente y con un sistema de lubrificación del espacio anular terreno-chapa metálica. El

empuje excepcional es necesario también para vencer la fuerza que ejerce el terreno delante del frente contra la cabeza de corte (fenómeno de extrusión). En estas situaciones el empuje de la máquina lo realizarán los gatos hidráulicos situados detrás del segundo escudo, apoyando en un revestimiento de dovelas prefabricadas de hormigón o en un refuerzo o sostenimiento pesado suficientemente resistente.

 Incrementar el "gap" entre el escudo el contorno de la excavación (20-25 cm).

Otro factor importante de cara a limitar el riesgo de atrapamiento de la tuneladora es la velocidad de avance de la máquina. Cuanto mayor es esta velocidad, menor es el riesgo de atrapamiento, pues no se da tiempo a que la convergencia se desarrolle en suficiente magnitud. Esta sencilla idea ha sido cuantificada por Schubert (2000), Fig. 29. El gráfico muestra la deformación radial (semiconvergencia) obtenida a 10 m de la cabeza de la tuneladora, para diferentes rendimientos de avance. El grupo de datos aportado varía desde rendimientos de 30 m/día a 1 m/día. En el gráfico se muestran desplazamientos radiales de 37 mm para velocidades de 30 m/día y de 83 mm para 1 m/día. Estos datos permiten comprender la utilidad de que la tuneladora sobreexcave las zonas donde se esperen convergencias rápidas por efectos del squeezing.

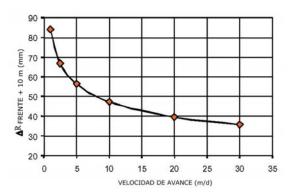
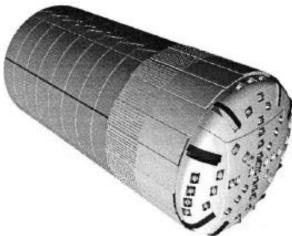


Figura 29. Desplazamientos radiales del túnel (semiconvergencia) a 10 m de la cabeza de corte, en función de la velocidad de avance de la tuneladora (Schubert, 2000).

El fabricante de tuneladoras Robbins, propuso en 1997 un diseño de tuneladora especialmente adaptado a las condiciones de *squeezing*, denominado Escudo de Cuchillas Móviles (*Walking Blade Shield*). La máquina está constituida por un escudo exterior conformado con paneles móviles (cuchillas), cada uno de los cueles es capaz de ser accionado hidráulicamente para permitir movimientos axiales y radiales. Este diseño da la posibilidad de acomodar mejor la tuneladora para hacer frente a posibles deformaciones del terreno.



**Figura 30.** Walking Blade Shield (Robbins, 1997).

#### 6. Resumen

Los Túneles Profundos presentan unas características geotécnicas especiales, que condicionan tanto las técnicas de sostenimiento como los métodos constructivos a emplear para su excavación.

Los comportamientos geotécnicos que los hacen singulares se derivan de los altos niveles tensionales desarrollados en profundidad. Cuando las litologías excavadas son rígidas y competentes suelen desarrollarse mecanismos de rotura frágil, que se traduce en el desarrollo de lajado de la roca (*spalling*), y en los casos más severos provocan la aparición de fenómenos súbitos de estallido de roca (*rockburst*). Cuando el terreno es de mala calidad (GSI < 40), unido a la aparición de

determinada mineralogía en las rocas (arcillas, micas, grafito, etc.), se pueden desarrollar mecanismos de rotura dúctil, con fuertes convergencias y empujes, en un comportamiento geotécnico denominado internacionalmente squeezing (fluencia).

Aunque el desarrollo de estos fenómenos depende del tipo de terreno presente y de las condiciones geológicas locales de cada túnel, en general estos comportamientos geotécnicos suelen desarrollarse, de manera progresiva, a partir de los 400 m de profundidad.

Se han desarrollado una serie de métodos, de base empírica o semiempírica, para tratar de predecir la aparición de este tipo de comportamientos.

El estudio geotécnico de estos túneles presenta también particularidades que los hacen distintos a los convencionales. Las singularidades derivan de la ubicación profunda del túnel, que dificulta la determinación precisa de la estructura geológica. Es importante abordar la medición in situ del campo tensional natural, ya que es el factor geotécnico condicionante. En muchas ocasiones las zonas de superficie bajo las cuales discurre el túnel no son accesibles, lo que limita la posibilidad de realizar reconocimientos, u obliga a adoptar técnicas especiales y costosas

En el caso de los túneles excavados en terrenos con fuertes empujes y convergencias (mecanismos dúctiles), suelen emplearse dos enfoque para el diseño de sostenimientos y revestimientos: el principio resistente, que estabiliza el terreno aplicando elementos muy resistentes, y el principio flexible, que emplea sostenimientos capaces de admitir deformaciones sin agotar su capacidad resistente. En este sentido, en los últimos años se han diseñado diferentes técnicas capaces de otorgar flexibilidad a los elementos tradicionales de sostenimiento y revestimiento.

Para los túneles con mecanismo frágil, el criterio de diseño es aplicar sostenimientos que impidan las roturas violentas y que estabilicen los bloques u lajas generadas. Su acción se basa generalmente en la aplicación de bulones y mallas reforzadas.

Generalmente, este tipo de túneles son de gran longitud, ya que se diseñan para salvar grandes alineaciones montañosas.

Por ello, en muchas ocasiones, este tipo de túneles se excava con tuneladora, especialmente en el caso de los modernos túneles ferroviarios o los túneles hidráulicos. También son frecuentes los casos excavados con método convencional, más habituales quizás en los túneles carreteros o túneles mineros.

#### 7. Bibliografía

- AMBERG, F. (2006).: "Tunnelling in high overburden, the swiss approach". ITA Training Course. Seul (Corea).
- ANAGNOSTOU, G., CANTIENI L. (2007).: "Design and analysis of yielding support in squeezing ground". 11<sup>TH</sup> ISRM Congress, The Second Half-Century of Rock Mechanics. Lisboa (Portugal).
- ATLAS COPCO (2008).: "Roofex deep mining rock bolt". Technical specification. Marstra (Suecia).
- BARLA (2001).: "Tunnelling under squeezing rock conditions". Eurosummer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck
- BARLA, G. (1995).: "Squeezing rocks in tunnels". ISRM News Journal, 3 – 4.
- BRUNAR G., POWONDRA, F. (1985).: "Nachgiebiger Tübbingausbau mit Meypo Stauchelementen". Felsbau 3. No. 4.

- CROCI, G. (1986).: "Progettaziones, costruziones e sperimentazione del rivestimento prefabbricato della galleria Santomarco, nella zona interessata da terreni estremamente spingenti con ricoprimento de circa 1000 metri". Pro. Inter. Congr. On Large Underground Openings. Florencia (Italia).
- EHRBAR, H. (2008).: "Gotthard Base Tunnel". Experiences with different tunneling methods. 2° Congresso brasileiro de tuneis e estruturas subterraneas.
- FABBRI, D. (2004).: "The Gotthard Base Tunnel: Project overview". 6<sup>TH</sup> annual Tunnelling Conference. Sydney (Australia).
- GOEL, R. K., JETHWA, J.L, PAITHAN-KAR, A.G. (1995).: "An empirical approach for predicting ground condition for tunneling and its practical benefits". Proc. 35 TH U.S. Symp. Rock Mech. Univ. Nevada (USA).
- HAIMSON, B.C., LEE, M.Y. (1995).: "Estimating in situ stress conditions from borehole breakouts and core disking". Experimental results in granite. Proc. Int. Worshop on Rock Stress Measurement at Great Depth. 8<sup>TH</sup> ISRM Congress. Tokyo (Japón).
- HAST, N. (1958).: "The measurement of rock pressures in mines". Sverige Geol. Undersokning, Ser. C, No 560.
- HERWEGH N. (1996).: "Tunnel Boring Machines". Trends in design and construction of mechanized tunneling. Ed. Balkema. Rotterdam.
- HOEK, E. and BROWN, E.T. (1980).: "Underground excavations in rock". Instn.Min.Metall., London.
- HOEK, E., MARINOS, P. (2000).: "Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses". Tunnels and Tunnelling International. November-December Issue.

- KAISER, P.K. (1999).: "Lessons learned for deep tunnelling from rockburst in mining 1999". Laurentian University. GEAT 99 (Suiza).
- KWASNIEWSKI, M., SZUTKOWSKI, I., WANG, J. (1994).: "Study of ability of coal from seam 510 for storing elastic energy in the aspect of assessment of hazard in Porabka-Klimontow Colliery". Sci. Rept. Silesian Technical University (Polonia).
- MAIDL, B., SCHMID, L., RITZ, W., HERRENKNECHT, M. (2008).: "Hardrock tunnel boring machines". Ed. Ernst & Sohn. Berlin.
- OBERT, L., STEPHENSON, D.E. (1965).: "Stress conditions under which rock discing occurs". SME Trans. 232.
- RABCEWICZ, L.V. (1950).: "Die Hilfsgewölbebauwiese". Doctoral thesis, Technische Hochschule Graz. (Austria).
- SCHUBERT, W. (2008).: "Design of Ductile Tunnel Linnings". ARMA 42<sup>nd</sup> US Rock Mechanics Symposium. San Francisco (EEUU).
- SCHUBERT, W. (2000): "TBM excavation of tunnels in squeezing rock". Lo scavo meccanizzato di gallerie, MIR 2000, Torino.
- SCHUBERT, W. and SCHUBERT, P. (1993).: "Tunnels in squeezing rock: Failure phenomena and counteractions". Assessment and prevention of failure phenomena in rock engineering. International Symposium, Istanbul.

- SINGH, B., JETHWA, J.L., DUBE, A.K., SINGH, B. (1992).: "Correlation between observed support pressure and rock mass quality". Tunnelling and Underground Space Technology.
- STACEY, T. R., ORTLEPP, W.D. (2001).: "Tunnel surface support". Capacities of various types of wire mesh and shotcrete under dynamic loading. The journal of the South African institute of mining and metallurgy. Johanesburgo (Sudafrica).
- STROHHÄUSL, S.: "TBM tunnelling under high overburden with yielding segmental lining". Trends in Design and Construction of Mechanized Tunnelling.
- VAN SINT, M. (1999).: "Analysis of shotcrete support under rockburst conditions". Shotcrete for Underground Support VIII. ASCE.
- VOERCKEL, M. (2001).: "Tunnelling with TBM". State of the art and future development. Progress in Tunnelling after 2000, AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress.
- WANG, Y., LI, W. (1998).: "Fuzzy estimation method of rockburst prediction". Chinese Journal of Rock Mechanics Engineering.
- WHYATT, J., BLAKE, W. (2000).: "60 years of rockbursting in the Coeur d'Alene district of Northern Idaho, USA: Lessons learned and remaining issues". Spokane Research Laboratory, National Institute for Occupational Safety and Health, Spokane, WA, USA.