

Técnica escandinava de pre-inyección para impermeabilización de túneles ejecutados mediante NATM

Manuel Arlandi Rodríguez. TÚNELES Y GEOMECANICA S.L

marlandi@tunelesygeomecanica.es

+34680401005

Madrid. ESPAÑA

Alberto Bernardo Sánchez. TÚNELES Y GEOMECÁNICA S.L

abernardo@tunelesygeomecanica.es

+34618638857

Madrid. ESPAÑA

1 INTRODUCCIÓN

En la excavación de cualquier túnel siempre existe el riesgo de que las condiciones del terreno no sean las esperadas inicialmente. De manera sucinta, los principales riesgos generales que pueden tener lugar son la aparición de terreno inestable de mala calidad o el alumbramiento de cantidades inesperadas de agua. En ambos casos, la ejecución del túnel se enfrentaría a una mayor dificultad de ejecución, a la necesidad de ejecutar refuerzos adicionales, y a la pérdida de rendimiento e incluso a la afección del entorno al túnel.

Desde los años 60 del siglo XX, en los países escandinavos: Noruega, Suecia y Finlandia, se ha venido aplicando y desarrollando la técnica de tratamiento del terreno por delante del frente, en macizos rocosos excavados mediante Método Austriaco (NATM), empleando inyecciones, lo que abreviadamente se ha denominado Técnica de Pre-Inyección (TPI).

La técnica TPI permite impermeabilizar el túnel y mejorar la calidad geomecánica del terreno, todo ello, antes de realizar la excavación de la zona tratada.

Como se acaba de indicar, esta técnica consiste en la realización de inyecciones desde el frente de excavación, antes de que las aguas alumbren en el túnel. Para estos propósitos de impermeabilización, la TPI permite alcanzar los siguientes objetivos:

- Reducción del flujo de agua al interior del túnel, hasta un valor que sea compatible con el sistema de bombeo del túnel durante la fase de explotación. Esta aplicación es especialmente importante en el caso de túneles carreteros ejecutados por debajo de fiordos, con una escasa cobertera de roca en el centro del túnel y la posibilidad de aportación de agua ilimitada (el Mar del Norte). Habitualmente se fija como objetivo de la impermeabilización, un flujo de agua entrante en torno a 30 l/min por cada 100 m de túnel (Blindheim et al, 2002)
- Control de asentamientos producidos por la bajada del nivel freático en áreas urbanas. Generalmente, la TPI suele complementarse con la ejecución de inyecciones de agua en el terreno, evitando la afección a edificios y estructuras. En estos casos, el límite de flujo de entrada varía mucho en función de las condiciones particulares del Proyecto. Como ejemplo, en la ejecución de túneles ferroviarios en Oslo, el objetivo se encuentra entre los 2-10 l/min por cada 100 m de túnel (Karlsrud, 2002).
- Control de drenaje de acuíferos en áreas medioambientalmente sensibles. En estos casos, la fijación del límite de influjo viene determinado por la Ecuación de Balance de Agua para largos periodos de tiempo (años). Esta ecuación es el balance entre precipitación, descarga del acuífero, evapotranspiración y flujo hacia el túnel. Por ejemplo, la Agencia Noruega de Recursos Hídricos y Energía (NVE) tiene establecido por ley un límite del 5-15% de variación del Balance de Agua para fijar el límite de influjo de agua al túnel (Grepstad, 2002). Esto significa unos objetivos de impermeabilización de 5-40 l/min por 100 m de túnel.

Cuando el objetivo es la impermeabilización, esta técnica tiene grandes ventajas, frente a las técnicas de post-inyección:

- La efectividad es mucho más alta, especialmente si se trata con altas presiones de agua.
- Su aplicación, al desarrollarse por delante del frente, permite trabajar en un túnel seco y con un macizo rocoso con propiedades geomecánicas mejoradas.
- Con un adecuado diseño, se puede conseguir prácticamente un túnel seco, sin infiltraciones, y consecuentemente, con mínimas afecciones a los acuíferos.
- La técnica se puede integrar rutinariamente en el ciclo de ejecución del túnel, no suponiendo retrasos inesperados a lo planificado.
- El terreno se trata antes de que el túnel alumbrase las aguas, evitando la movilización del agua de los acuíferos. Esta es una ventaja muy importante, pues una vez movilizada el agua, puede resultar muy difícil realizar post-tratamientos, ya que el agua fluyendo puede arrastrar los productos inyectados.

En muchas ocasiones, el método de la preinyección TPI se aplica en combinación con las post inyecciones, consiguiéndose así un efecto óptimo de mejora del terreno y reducción de infiltraciones.

Aunque la pre-inyección sistemática TPI pueda suponer una restricción en el rendimiento de avance del túnel, y suponga un aumento de coste de ejecución, por la ejecución del propio abanico, debería ser considerado como una inversión ya que asegura la disminución del riesgo geotécnico en cada avance y disminuye el coste de ejecución del sostenimiento.

En este trabajo se van a describir los aspectos básicos del diseño y planificación de esta técnica.

2 Descripción del método TPI

Básicamente el método consiste en la ejecución de inyecciones a presión en la roca, desde el frente del túnel. Se inicia con la perforación de una serie de taladros de diámetro y longitud determinada alrededor del perímetro del túnel, con una inclinación especificada, se instala un packer u obturador cerca de la boca de cada taladro, se conectan los obturadores a una bomba de inyección y se bombea un fluido de inyección que debido a la sobrepresión rellena las fracturas y juntas del macizo rocoso que rodea al taladro.

Como acaba de indicarse, la perforación de los taladros donde se realizarán las inyecciones es perimetral, de modo parecido a como se realizaría un enfilaje o paraguas de un túnel, pero extendiendo su perforación también a la solera del mismo. Se trata de una configuración en “abanico”. Las figuras adjuntas ilustran este proceso.

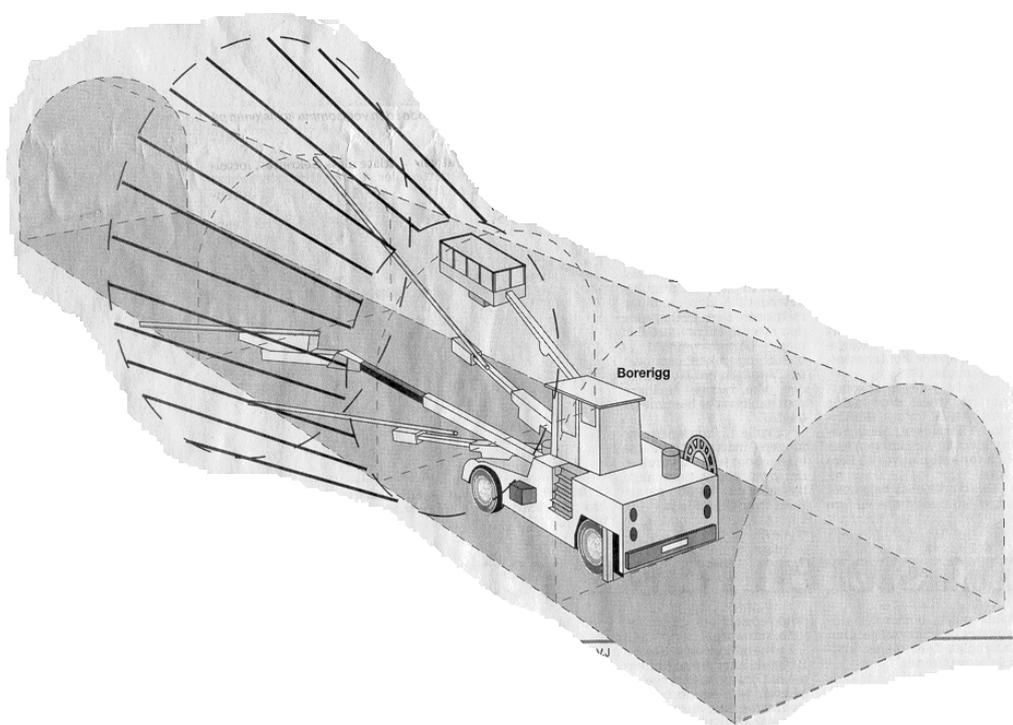


Figura 1 Perforación de un abanico de inyección en el perímetro del túnel (a partir de Garshol, 2010)

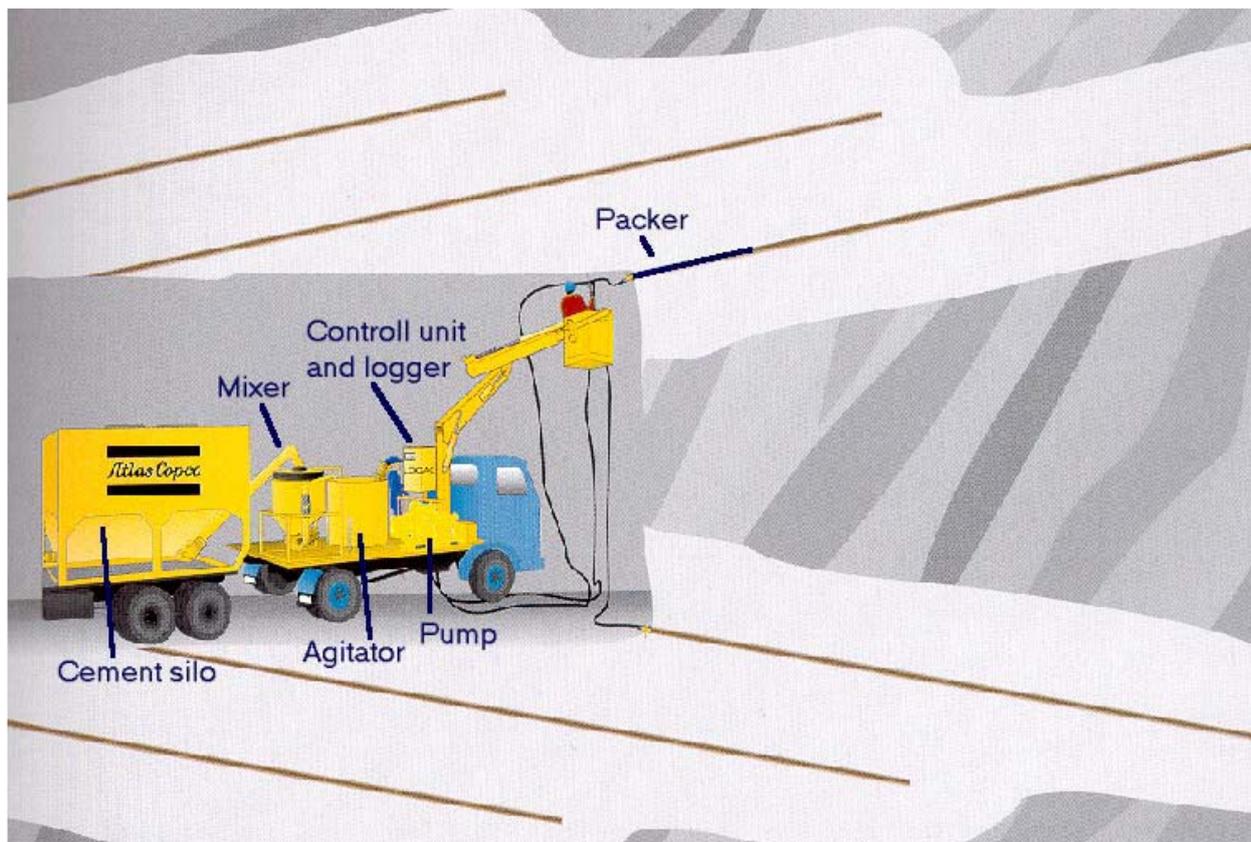


Figura 2 Inyección del abanico de impermeabilización (www.atlascopco.com)

Por lo general, el esquema de perforación de los abanicos presenta los siguientes parámetros:

- Longitud de perforación: 15-30 m
- Distancia entre barrenos: 1-3 m
- Inclinación de barrenos: 5-10°
- Solape entre abanicos: 1/3 a 1/2 de la longitud de los taladros
- Diámetro de perforación: 50-65 mm

Habitualmente la excavación del túnel se realiza por perforación y voladura. La mejora del terreno que conlleva la propia impermeabilización, permite el avance en pases de 4 m de longitud a sección completa, para secciones de túnel entre 65-80 m².

La longitud del abanico, viene determinada fundamentalmente por la longitud del pase y el límite práctico de perforación de los jumbos. En los casos de aplicación más habituales, se prevé la realización de cuatro pases por abanico; por ejemplo:

$$\text{Longitud de abanico} = 4 \text{ pases} \times 4 \text{ m/pase} + \text{solape} = 16+5 = 21 \text{ m}$$

También es habitual definir secciones de pre-inyección en función de los requerimientos de impermeabilización de cada tramo de túnel. Por ejemplo, en el túnel de Lundby, Suecia, se diseñaron tres secciones distintas.

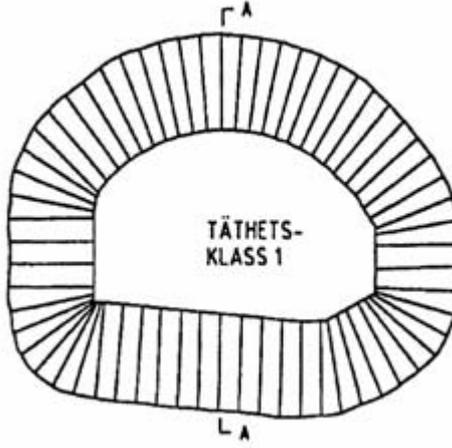
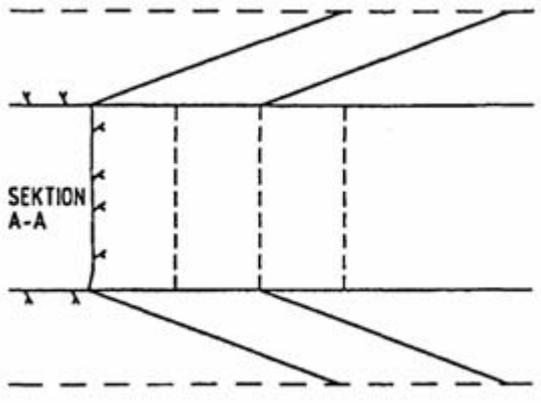
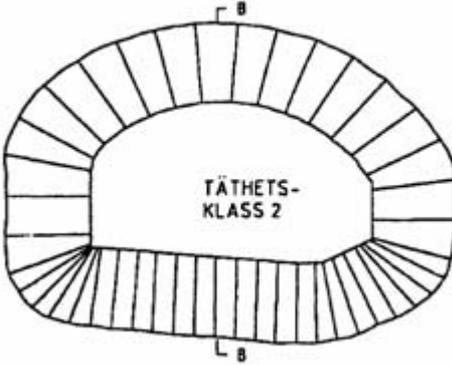
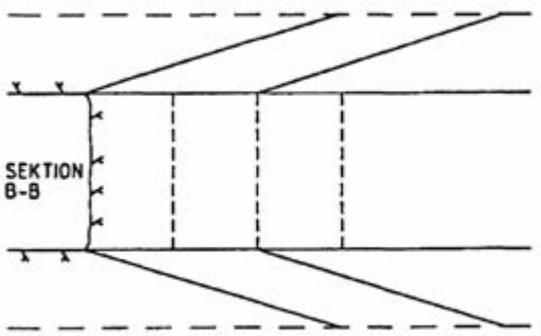
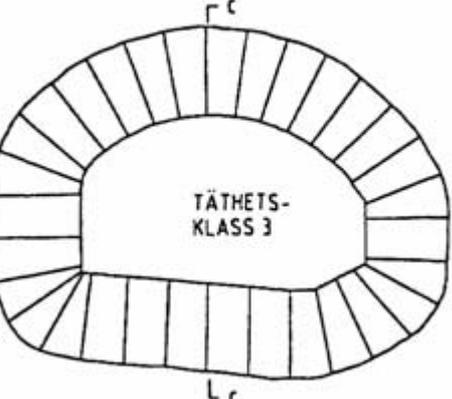
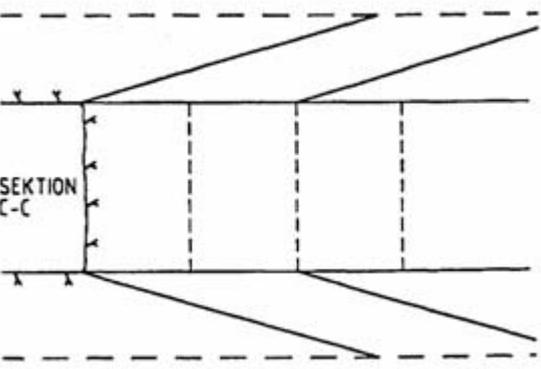
<p><u>Clase 1</u> Límite influjo: 0,5-1 l/min por 100 m 66 taladros de 10 a 13 m de longitud Separación entre taladros, 1 m</p>		
<p><u>Clase 2</u> Límite de influjo: 2,0 l/min por 100 m 44 taladros de 13 m de longitud Separación de 1 a 2 m</p>		
<p><u>Clase 3</u> Límite de influjo; 2,5 l/min por 100 m 30 taladros de 17 m de longitud Separación de 2 m</p>		

Tabla 1 Esquemas de inyecciones utilizados en el túnel de Lundby (Suecia) (a partir de Tolppanen et al, 2003)

En el caso de túneles de carretera bajo el mar, lagos o cauces de agua, el protocolo habitual es el siguiente:

- Se realizan sistemáticamente cuatro o cinco taladros de investigación por delante del frente, sobre los que se realizan pruebas de aforo y ensayos Lugeon.
- Sobre la base de estos resultados se determina la necesidad de ejecución de los abanicos de inyección y/o el esquema de inyección.

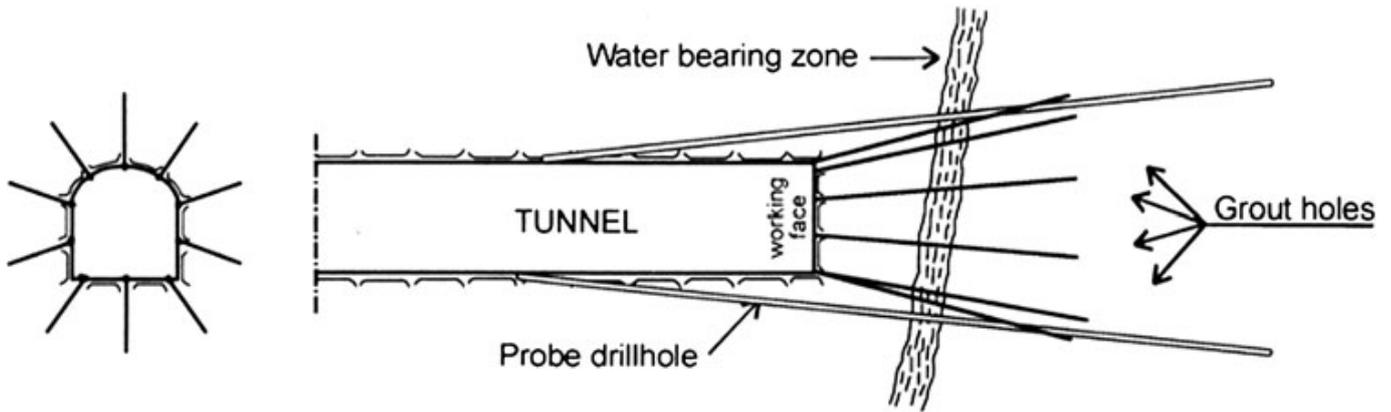


Figura 3 Principio de taladro de investigación y taladros de inyección (a partir de Nilsen, 2012)

En los túneles donde se exigen requisitos de impermeabilidad muy estrictos, menos de 5 l/min por 100 m de túnel, se desestima la ejecución de taladros de investigación, ejecutándose los abanicos de inyección de forma sistemática. En estos casos, la perforación de los propios taladros de inyección tiene la función de taladros de exploración, siendo imprescindible anotar los parámetros de perforación:

- Cambios en la velocidad de penetración y activación del sistema anti-bloqueo automático.
- Posibles pérdidas de agua de perforación.
- Color del agua de perforación.
- Calidad de la roca según la experiencia del perforista.

3 Productos de Inyección

Por cuestiones económicas y prácticas, generalmente, el método TPI aplica materiales de inyección de base cementítica, es decir, lechadas. La finura del cemento debe ser compatible con el tamaño de la fisura donde debe inyectarse.

El criterio más general empleado para escoger el cemento para inyección está en relación con su granulometría. Si "E" es la apertura de una fisura, se considera que el cemento a emplear en la lechada será el que al menos cumpla que (Bergman et al, 1970):

$$d_{95} \leq \frac{E}{3}$$

es decir, el 95 % de las partículas de cemento deben tener un diámetro inferior a la tercera parte de la

apertura de la fisura.

Por ejemplo, para un cemento ultra-fino con $d_{95}=12 \mu\text{m}$, la inyección tendrá grandes dificultades para penetrar aperturas de juntas menores de $E=36 \mu\text{m}$ (0,036 mm).

Para evaluar la cantidad de kg de cemento por metro lineal de túnel, puede aplicarse el índice Q_i , propuesto por Johansen et al. (1991), definido como una variante del índice Q de Barton:

$$Q_i = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \cdot J_r \cdot J_a \cdot \left(\frac{1}{1 + Lug}\right)$$

Donde RQD, J_n , J_r y J_a son parámetros del índice Q, y “Lug” la permeabilidad del terreno en unidades Lugeon. A partir del valor de Q_i puede obtenerse la cantidad de cemento por metro lineal de túnel, empleando la gráfica que se incluye a continuación, obtenida experimentalmente a partir de datos de túneles en Noruega:

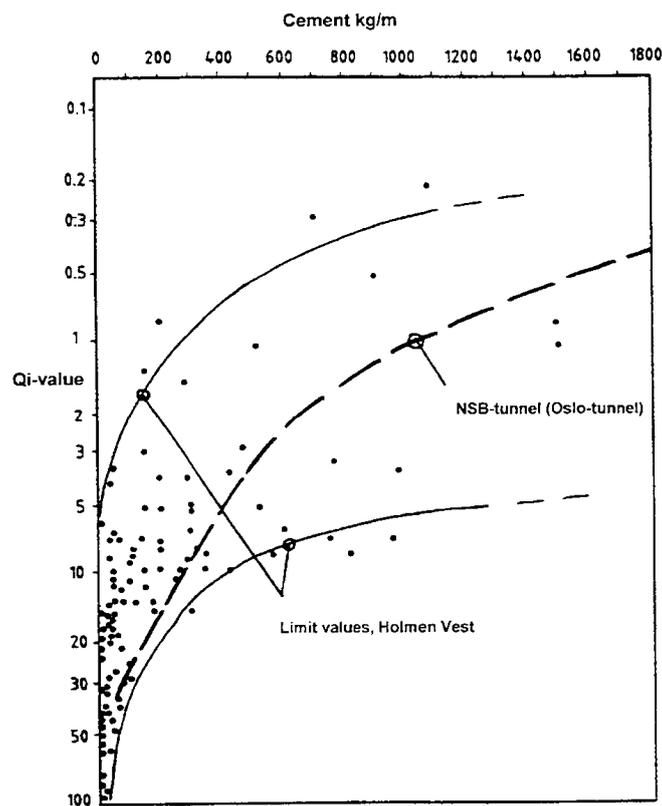


Figura 4 Obtención de los (kg / m-túnel) de cemento de inyección, en función del índice Q_i (Johansen et al, 1991)

En lo que respecta a la relación agua / cemento de la lechada, generalmente la inyección se inicia con un valor $w/c = 1 - 3$, que servirá para “engrasar” las fracturas. Si no se alcanza la presión máxima prevista para la inyección, la relación w/c se va rebajando, siempre a un valor por encima de 0.5, hasta alcanzar la presión máxima prevista de inyección.

4 Presiones de Inyección

La presión de inyección es un parámetro fundamental para el prediseño de inyecciones TPI. Existe una opinión dividida en relación a la magnitud que debe tener la presión. Por un lado está la escuela que considera que la presión no debe ser excesivamente alta ya que eso aumenta el riesgo de perturbar el macizo rocoso creando nuevas fracturas y abriendo las existentes. En cambio, otra escuela de opinión considera que el incremento de la presión de inyección en roca es necesario para mejorar la penetración de la lechada y mejorar el resultado final de la inyección.

La comisión sobre inyecciones del ISRM (International Society Rock Mechanics), indica que el flujo y penetración de la lechada en el macizo rocoso depende de la naturaleza de las juntas a rellenar, de las propiedades reológicas de la lechada y de la presión efectiva sobre la junta, por lo que es lógico utilizar la presión de inyección tan alta como sea posible. Con ello se consigue una mayor distancia de acción de la inyección, menor número de reposicionamientos de equipos de perforación y un menor coste de ejecución.

En Escandinavia, las presiones utilizadas varían de un país a otro:

- Finlandia: habitualmente 0,5 a 2 MPa, con casos de 3 a 4 MPa
- Noruega: habitualmente 6 MPa, con casos de 8 a 9 MPa
- Suecia: se limitan las presiones como en Finlandia, pero es habitual utilizar hasta 5 MPa

Existen distintas reglas de mano para la determinación de la presión de inyección: dos veces la presión de agua o superarla en 2,5 a 3,5 MPa (regla noruega). La regla más extendida es la denominada “Regla Europea”: la presión de inyección es 1 bar por metro de cobertera. No obstante, en la literatura es posible localizar casos en China con presiones de trabajo que doblan las indicadas por la regla europea, sin que se reporten efectos negativos.

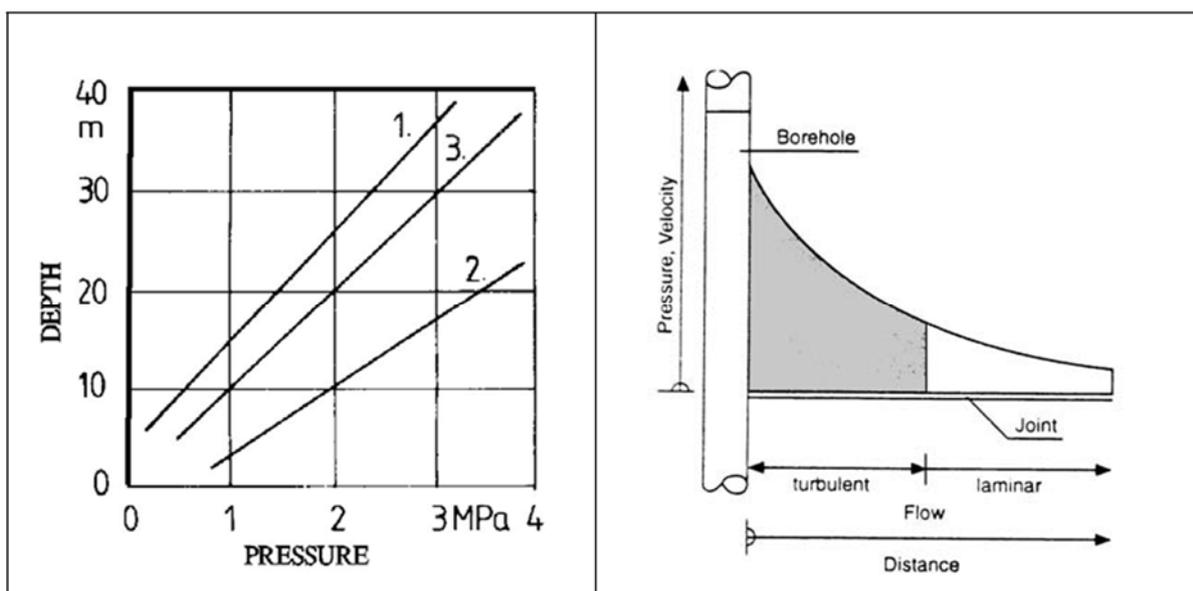


Figura 5 Estimación de la presión de inyección. 1) Rocas flojas 2) Rocas competentes 3) Regla Europea (1 bar/m cobertera) (a partir de Tolppanen et al, 2003)

5 Apertura de una Junta

La apertura de las juntas constituye un parámetro muy importante en la definición de las lechadas de inyección, ya que define la finura del cemento a aplicar. Este parámetro se encuentra fuertemente condicionado por la presión de inyección.

En macizos rocosos, no todas las juntas presentes son conductoras de agua. De hecho el resultado de un ensayo de permeabilidad Lugeon, depende de la longitud del tramo ensayado. Un ensayo Lugeon realizado sobre un tramo de 10 m de sondeo, puede indicar pérdidas de agua globales. En cambio, si se ensayara el mismo tramo de sondeo con longitudes de 2 m entre obturadores, puede haber cuatro tramos de roca impermeable y un único tramo de pérdida de agua. En la figura siguiente se ilustra este efecto de discretización de tramos conductores de agua en un macizo rocoso.

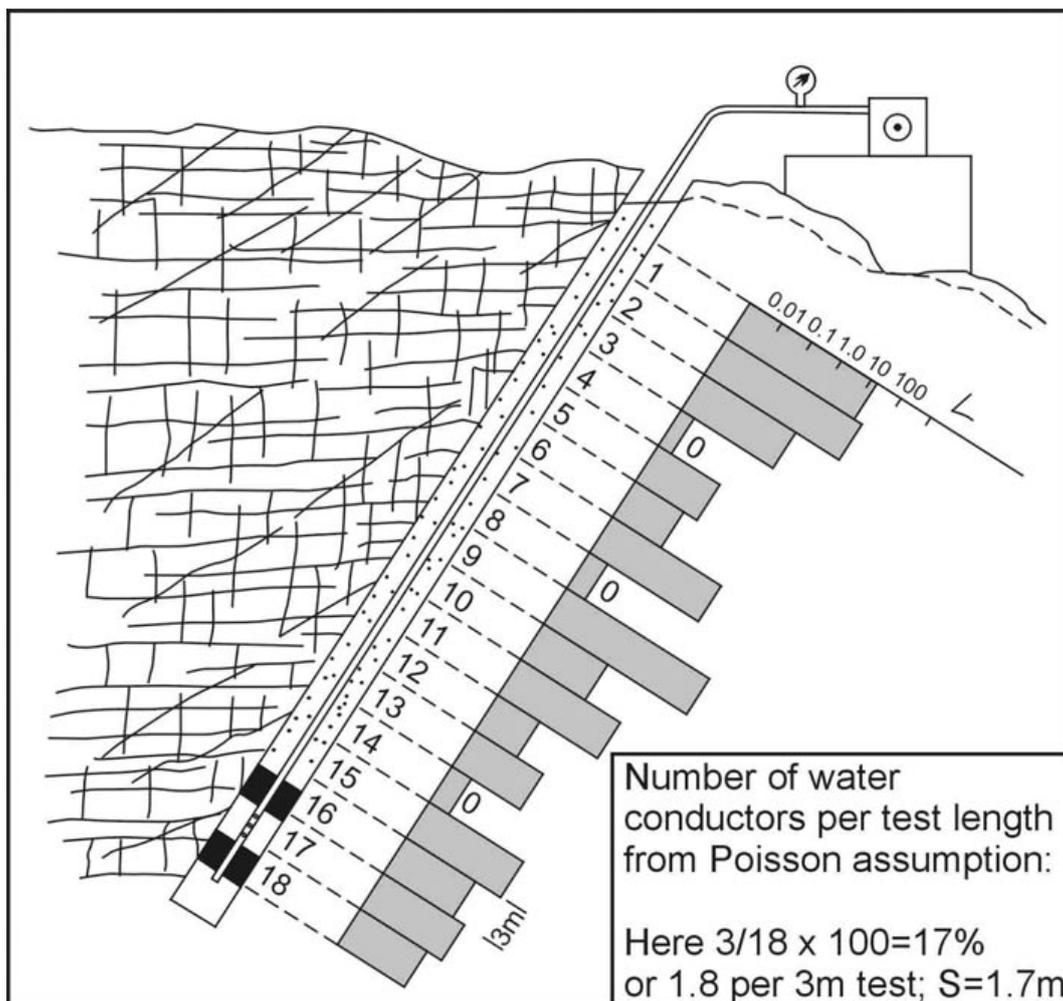


Figura 6 Ensayos Lugeon y tramos de flujo como porcentaje del total (a partir de Barton et al, 2003)

Según Snow (1968), el número medio de tramos conductores de agua en un macizo rocoso, sigue una distribución estadística de Poisson (exponencial negativa). Según el mismo autor, es posible idealizar la anisotropía e in-homogeneidad propia de la conductividad hidráulica de un macizo rocoso, en una red cúbica de conductores paralelos de agua, debido a la conectividad limitada de las juntas.

De este modo, la anisotropía, heterogeneidad y apertura real de las juntas del macizo rocoso, son idealizadas por medio de una red cúbica de conductores de agua con la misma permeabilidad media y una apertura equivalente. Debido a la discontinuidad, flujo tortuoso y la rugosidad real de los labios de las juntas, la apertura real media (E) que es potencialmente inyectable, es generalmente mayor que la apertura hidráulica (e).

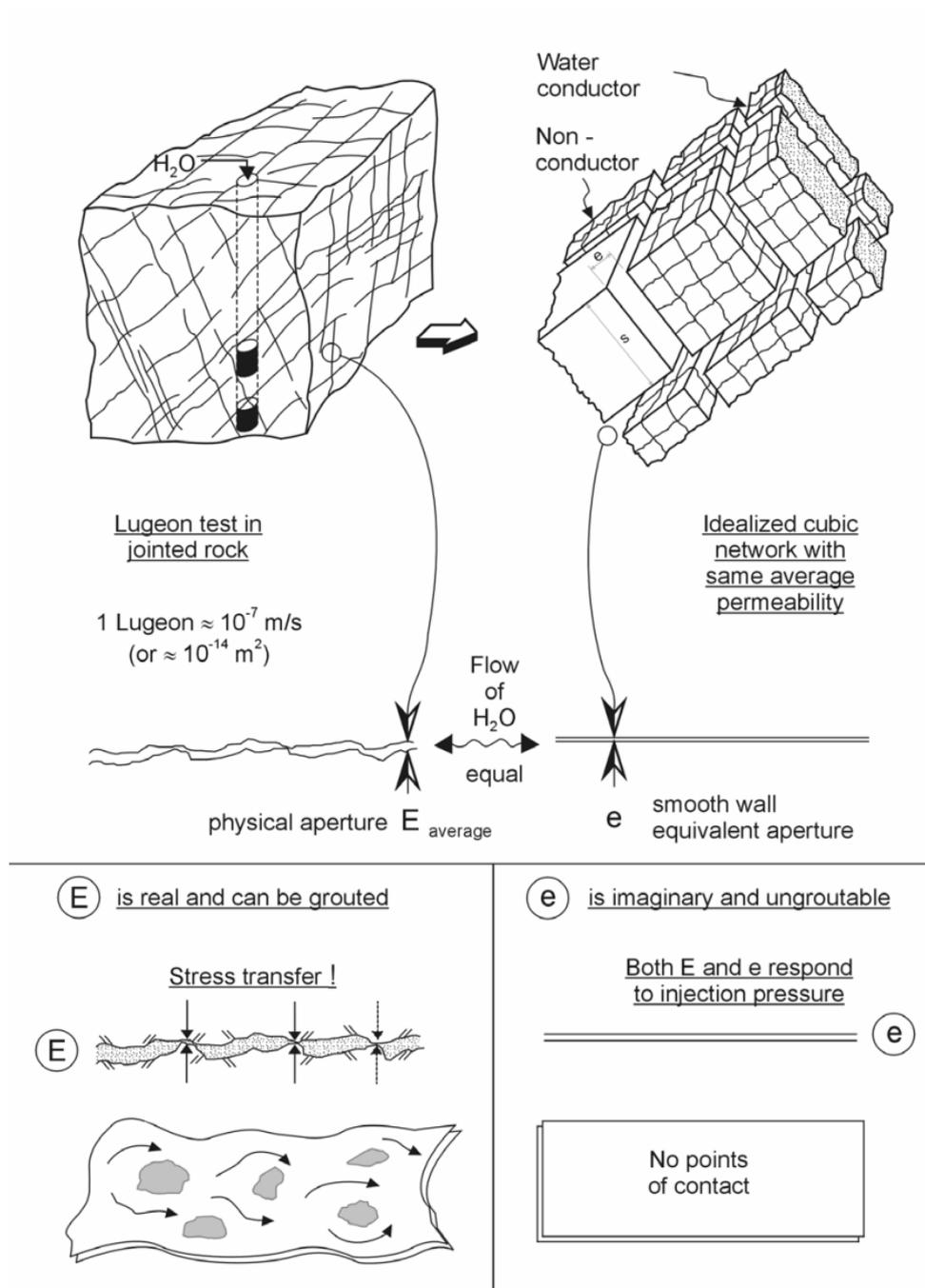


Figura 7 Modelo de red cúbica de conductores de agua de Snow (a partir de Barton et al, 2003)

Asumiendo este modelo cúbico, la permeabilidad de una familia de planos paralelos de espaciamiento medio S , vendrá dado por la expresión:

$$K_1 = \frac{e^2 e}{12 S}$$

Snow asume que la permeabilidad de un macizo rocoso puede ser descrita, en media, como el flujo de dos familias de planos paralelos, con lo que obtenía:

$$K_{mass} = \frac{e^3}{6S}$$

A partir de este modelo, Snow obtenía una expresión de la apertura hidráulica media de un macizo rocoso a partir de la permeabilidad, determinada por el Lugeon, y el espaciamiento entre planos de juntas:

$$e \approx \sqrt[3]{6 \times L \times S \times 10^{-8}}$$

donde L es el número Lugeon medio, e y S están expresados en mm. Esta expresión se aplica a dominios estructurales, sondeos completos o tipos específicos de roca. Un Lugeon es una medida de permeabilidad equivalente un caudal de 1 litro por minuto por metro de sondeo bajo una presión de 10 bar; equivale aproximadamente a una permeabilidad de 10^{-7} m/s.

En el siguiente gráfico se ha representado la los valores de apertura hidráulica, e , para espaciamientos típicos de juntas entre 0,5 y 3,0 m.

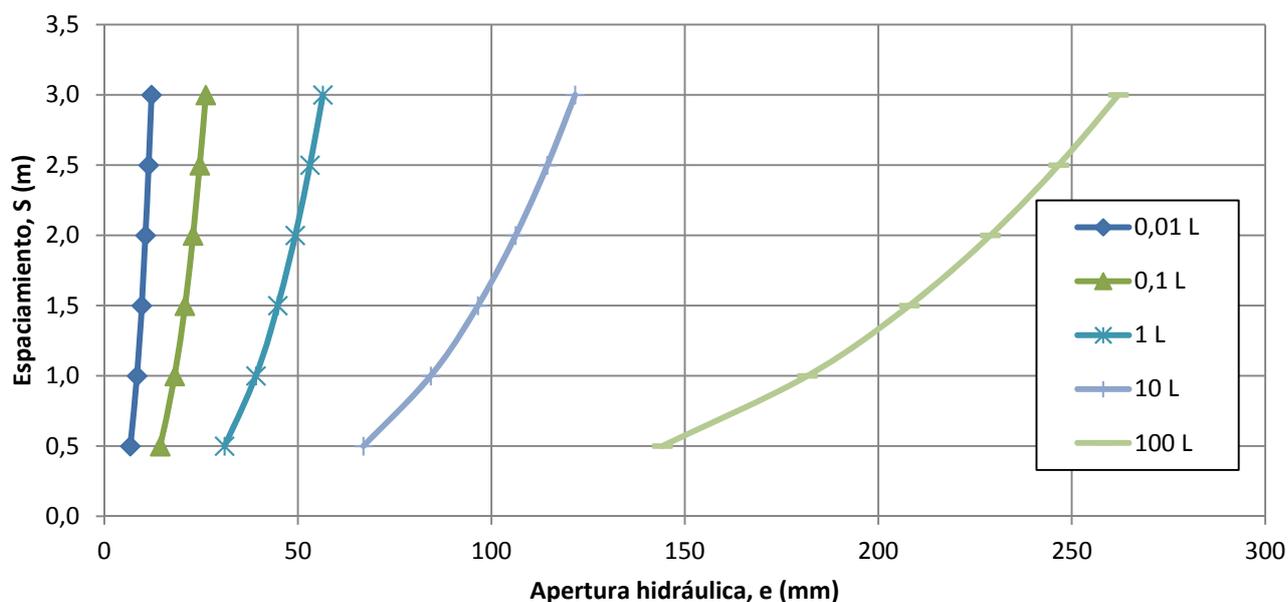


Gráfico 1 Aperturas hidráulicas a partir de espaciamientos entre juntas derivados de la teoría de Snow (a partir de Barton et al,

2003)

Aunque la apertura hidráulica, e , no es estrictamente una apertura “inyectable”, es fácil de imaginar la dificultad de inyectar macizos rocosos de menos de 1,0 Lug, a menos que se pueda incrementar la apertura real, E , utilizando presiones de preinyección mayores de los 10 bar del ensayo Lugeon.

Como se indicaba en el párrafo anterior, la apertura hidráulica, e , no es “inyectable”; es una idealización de la apertura media real de la junta, E , que sí es inyetable. En general $E > e$, siendo E una función del coeficiente de rugosidad de la junta, JRC_0 :

$$E \approx \sqrt{e \times JRC_0^{2.5}}$$

En esta relación, e y E vendrían expresados en micras (μm) (Barton et al, 2003).

En la siguiente figura se representan las variaciones del ratio E/e , para distintos valores de JRC_0 . Como se observa, cuanto más plana sea la junta (JRC_0 entre 0 y 8), menor es la diferencia de dimensiones entre E y e . Por consiguiente, para conseguir la misma permeabilidad del macizo, la apertura media real será muy similar a la apertura hidráulica. En cambio, cuanto más rugosa y ondulada sea la junta, mayor diferencia existirá entre la junta real y la junta equivalente ficticia, para conseguir permeabilidades similares.

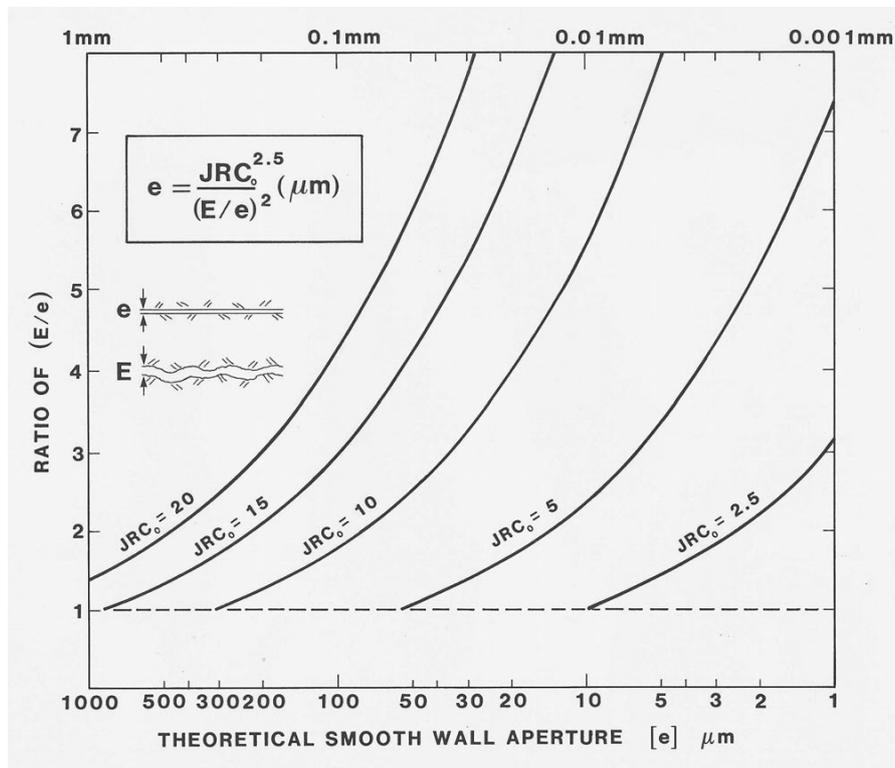


Figura 8 Relación entre apertura media real y apertura hidráulica para distintos valores de rugosidad (a partir de Barton et al, 1985)

En esta figura también se observa que la expresión anterior sólo tiene sentido para:

$$e < JRC_0^{2,5}$$

en caso contrario, se debería adoptar $E=e$.

El valor de JRC_0 debe ser medido en campo.

Todas estas estimaciones se han basado fundamentalmente en valores derivados de ensayos Lugeon. Este ensayo se realiza para una presión de 10 bar. Por lo tanto, para inyecciones a baja presión.

En el caso de inyecciones realizadas a alta presión de lechada, es decir de 5 a 10 MPa, es preciso tener en cuenta el hecho de que la apertura de la junta se incrementa a causa de la presión. Este efecto se explica en las siguientes figuras, utilizando el modelo de Barton-Bandis de apertura/cierre normal de juntas (Barton et al, 1985)

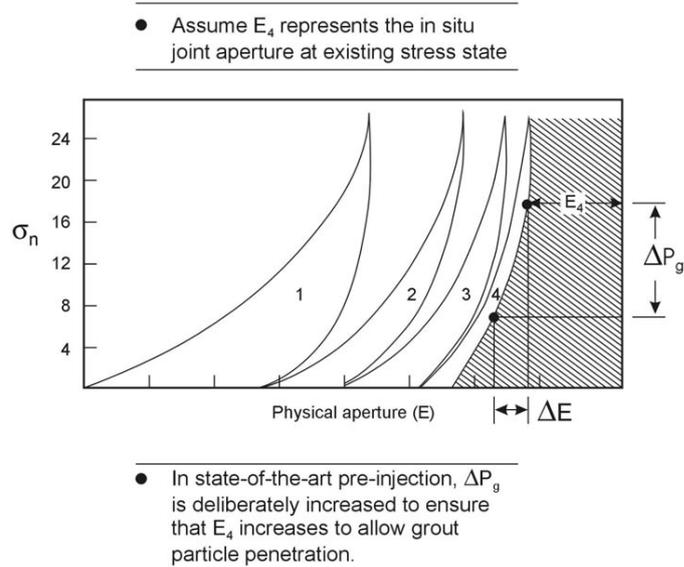
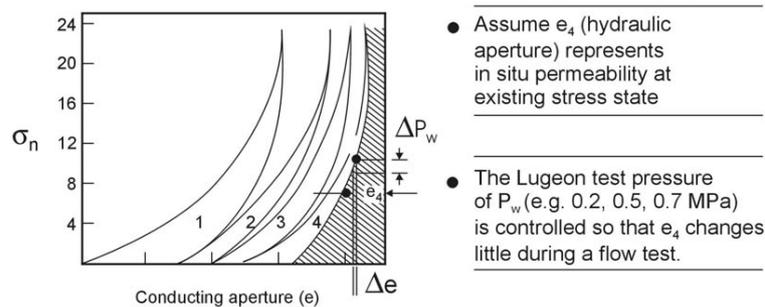


Figura 9 Incremento de la apertura de las juntas por efecto de altas presiones, según el modelo Barton-Bandis (a partir de Barton et al, 2003)

La conversión del gráfico $\sigma_n-\Delta e$ al gráfico $\sigma_n-\Delta E$ se realiza utilizando la formulación anterior:

$$E \approx \sqrt{e \times JRC_0^{2,5}}$$

En esta figura, el cuarto ciclo de carga-descarga representa las condiciones iniciales de la junta, una vez que se le ha sometido a un primer ciclo de carga-descarga, con el consiguiente ciclo de histéresis. Un ensayo Lugeon, con $\Delta P_w \approx 1$ MPa, produce un pequeño incremento de apertura hidráulica, Δe , y por lo tanto una pequeña apertura real, ΔE .

En cambio, cuando se le somete a una presión de inyección alta, $\Delta P_g \approx 5-10$ MPa, se alcanza un significativo incremento de la apertura real.

6 Mejora de la Calidad del Macizo Rocoso

Además de reducir la conductividad hidráulica del macizo rocoso, las pre-inyecciones también tienen el efecto de mejorar la calidad geotécnica del macizo. Barton et al (2002) indica que es razonable suponer que una pre-inyección realizada con éxito tiene efectos moderados sobre cada uno de los factores que forman el índice Q. Para ilustrar este efecto de mejora, el citado autor aporta el siguiente ejemplo de un macizo rocoso mejorado a causa de la pre-inyección:

- RQD se incrementa de 30 al 50%
- J_n se reduce de 9 (tres familias) a 6 (dos familias más una ocasional)
- J_r se incrementa de 1 (junta plana-lisa) a 2 (junta ondulada-lisa), por efecto del sellado de la mayoría de las juntas de la familia dominante
- J_a se reduce de 2 a 1, también por efecto del sellado de las juntas de la familia dominante
- J_w se incrementa de 0,5 a 1
- SRF podría incrementarse en macizos cizallados con poca arcilla o con bajo campo tensional

Antes de la pre-inyección:

$$Q = \frac{30}{9} \times \frac{1}{2} \times \frac{0,5}{1} = 0,8$$

Después de la pre-inyección:

$$Q = \frac{50}{6} \times \frac{2}{1} \times \frac{1}{1} = 17$$

El efecto sería pasar de un macizo de mala calidad ($Q=0,8$) a uno de calidad buena ($Q=17$).

La experiencia en túneles con aplicación del TPI muestra que el efecto de las inyecciones en el incremento de la calidad del macizo rocoso es mayor en los macizos de mala calidad, y es muy limitado el incremento en los de buena calidad. Esto se pone claramente de manifiesto en los datos experimentales, como los proporcionados por Dalmalm (2001), que se incluyen el gráfico adjunto. Para valores de $Q > 5$, el volumen de inyección en el macizo se mantenía prácticamente constante, ya que para dichos macizos de buena calidad el nivel de fracturación de ellos era limitado. Sin embargo, por debajo de dicho valor, la fracturación se incrementa sustancialmente, lo cual se percibe como un importante incremento de admisión de lechada, que a su vez es el responsable de la mejora de la calidad del macizo.

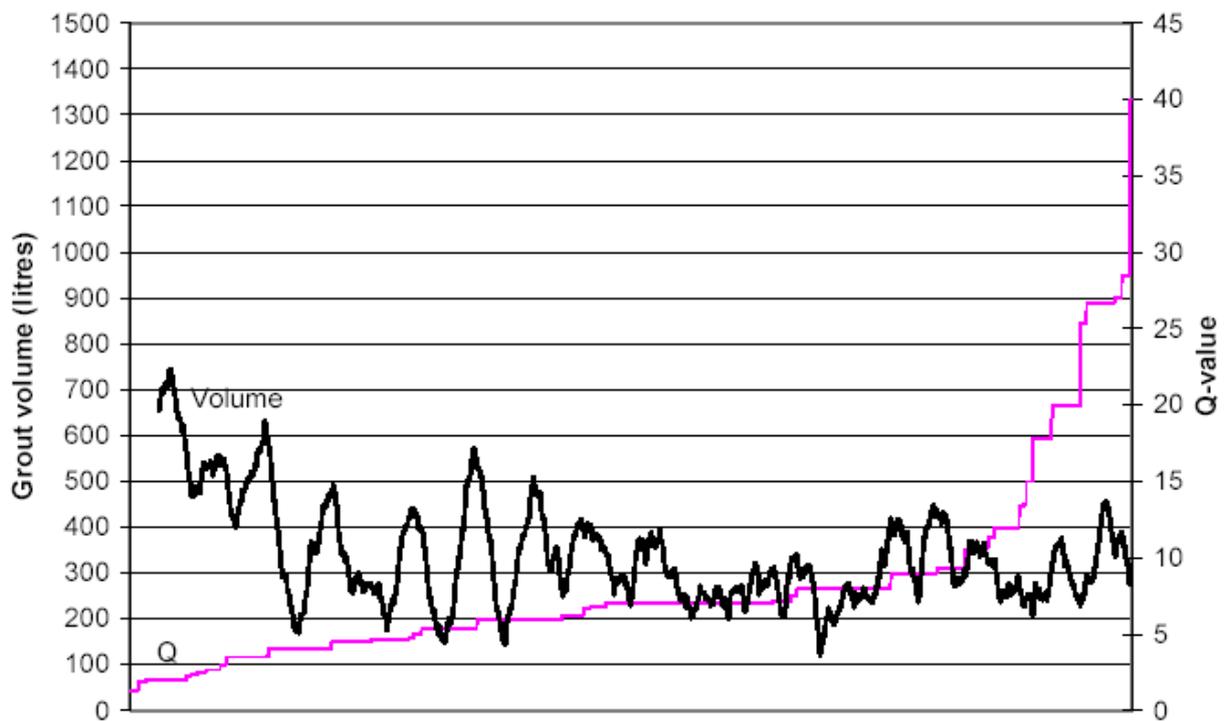


Figura 10 Admisión de lechada de inyección versus índice Q del terreno donde se desarrollaba la inyección (Dalmalm, 2001)

7 Configuración de las Inyecciones

Como se ha mencionado al inicio, la técnica TPI puede aplicarse en solitario, o bien combinada con las post-inyecciones. De acuerdo a Pettersson & Molin (1999), la técnica suele aplicarse de acuerdo a las siguientes configuraciones:

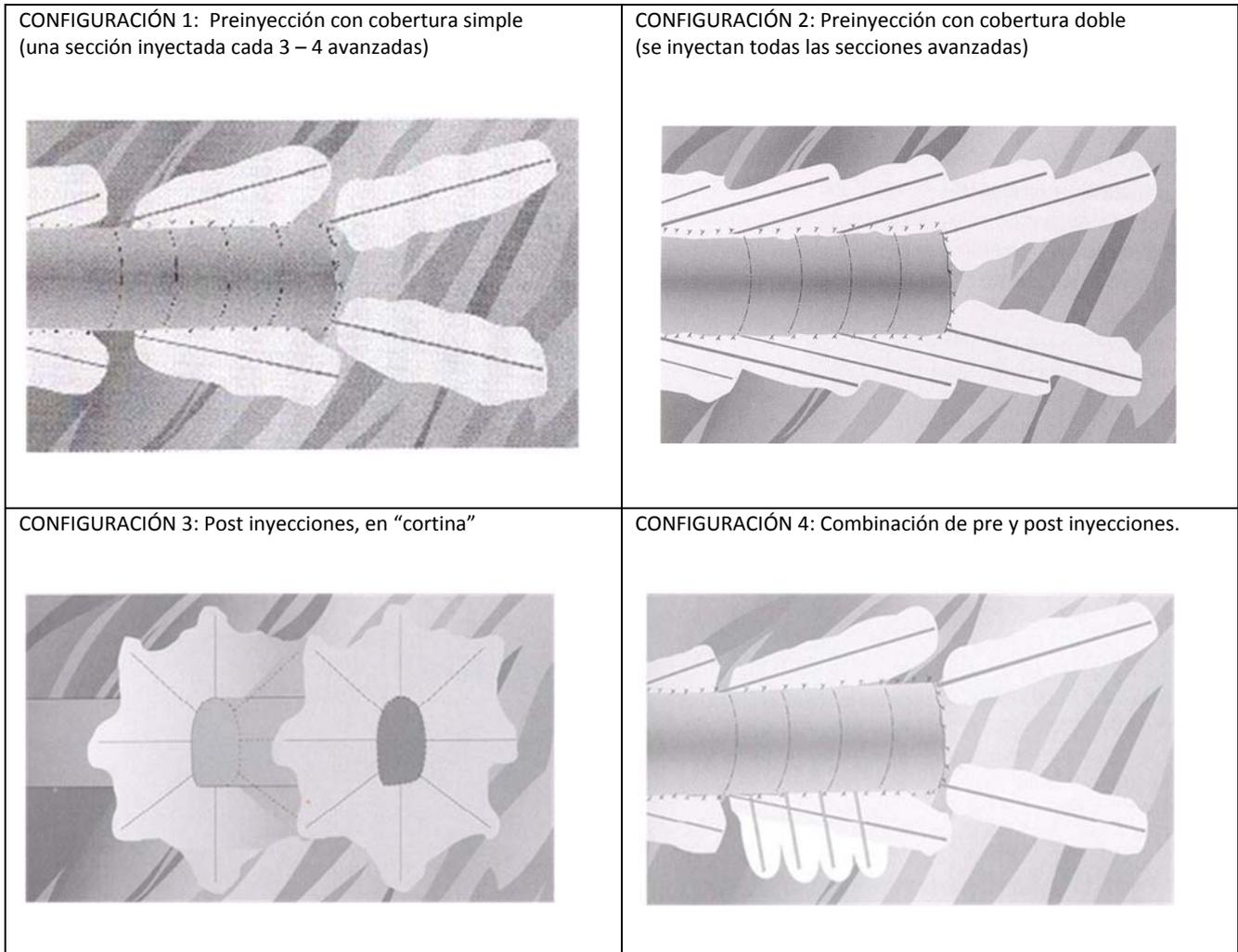


Figura 11 Configuraciones típicas de inyección, según Petterson & Molin (1999)

En general, las configuraciones más empleadas son las preinyecciones simples o dobles (1 y 2), reservándose la aplicación de postinyecciones (3 y 4) para aquellos casos en las que después de aplicar preinyecciones y excavadas las secciones, se ha comprobado que existen fallos o zonas mal inyectadas.

8 Control de Inyección y Criterio de Finalización

La presión de inyección y el volumen de admisión de lechada son los parámetros de control que se emplean para decidir el momento de finalización de la inyección en cada taladro. Estos parámetros son monitorizados de forma continua y permanente por el Jumbo perforador. El valor máximo de la presión de inyección y/o del volumen de admisión a partir del cual se finaliza la inyección debe ser fijados previamente.

En general pueden darse las siguientes pautas o recomendaciones:

- Un incremento inicial rápido en la presión de inyección puede aconsejar elevar la relación agua cemento w/c para desarrollar correctamente el proceso, o bien cerrar la inyección.
- Si la presión no sube, y se mantiene una tasa de admisión elevada, lo más probable es que las fracturas no estén siendo rellenadas, pudiendo estar perdiéndose la lechada en el macizo o incluso aflorando en el túnel. En esos casos conviene probar a reducir la relación agua / cemento, para ver si se incrementa así la presión de inyección.
- Un valor máximo típico de volumen de admisión, para una lechada corriente, puede ser 50 kg de cemento por metro de taladro, o bien 100 litros de lechada por metro de taladro.
- Un valor máximo típico de presión de inyección puede ser mantener 60 bares durante 2- 5 minutos.

Un método cuantitativo que a veces suele emplearse como criterio de finalización es la determinación del "Grout Intensity Number" (GIN). Este valor se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$GIN = P.V = \text{Energía de Inyección}$$

donde P es la presión a la que la admisión es nula, y V el volumen inyectado en la presión de cierre. La inyección se mantiene si la presión es inferior a la máxima o el volumen es inferior al máximo. El valor del GIN se interpreta como la energía máxima que puede aportarse al macizo para evitar que se fracture o desplace bloques. En macizos muy solicitados tensionalmente, se tratará de aplicar un GIN bajo, mientras que los menos solicitados podrán admitir más energía, es decir in GIN mayor.

A continuación se incluye una guía inicial para aplicación del GIN:

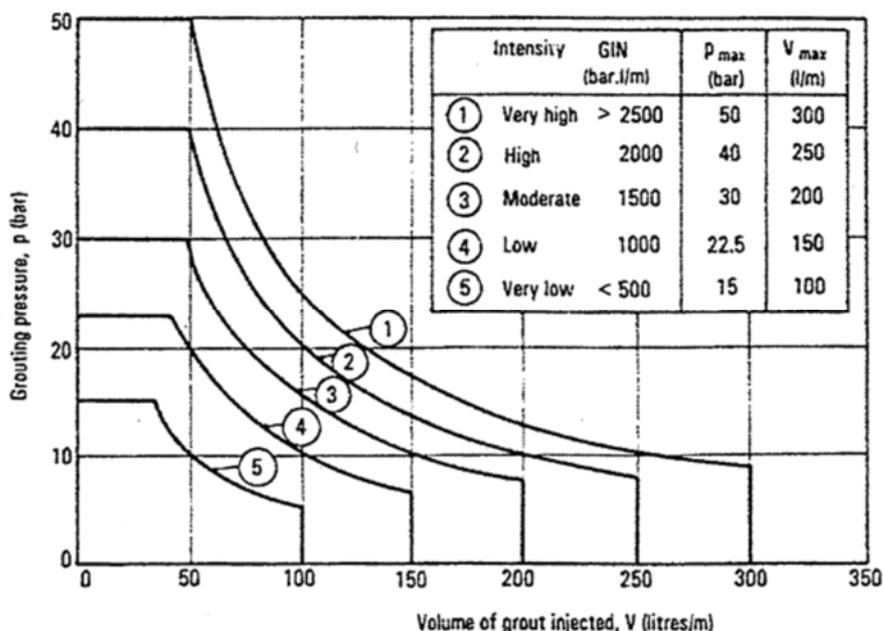


Figura 12 Algunos valores de las curvas GIN como guía inicial pal criterio de cierre, según Lombardi(1996)

9 Orden de realización de la inyección

Llevar un correcto orden de inyección puede ser clave para el éxito del proceso. De acuerdo a Dalmalm (2001), hay tres tipos de ordenación de la inyección:

1. La inyección comienza en un taladro aleatorio, en la solera, y continua alrededor del túnel.
2. La inyección comienza en dos taladros ubicados en la solera, y a partir de ellos continua ascendiendo por sus respectivos hastiales.
3. La inyección comienza por el taladro con mayor permeabilidad y después sigue por los cada vez menos permeables.

El mismo autor plantea con un sencillo ejemplo, como un inadecuado orden de inyección puede suponer un fracaso en el proceso de inyección, que se ilustra en el gráfico adjunto:

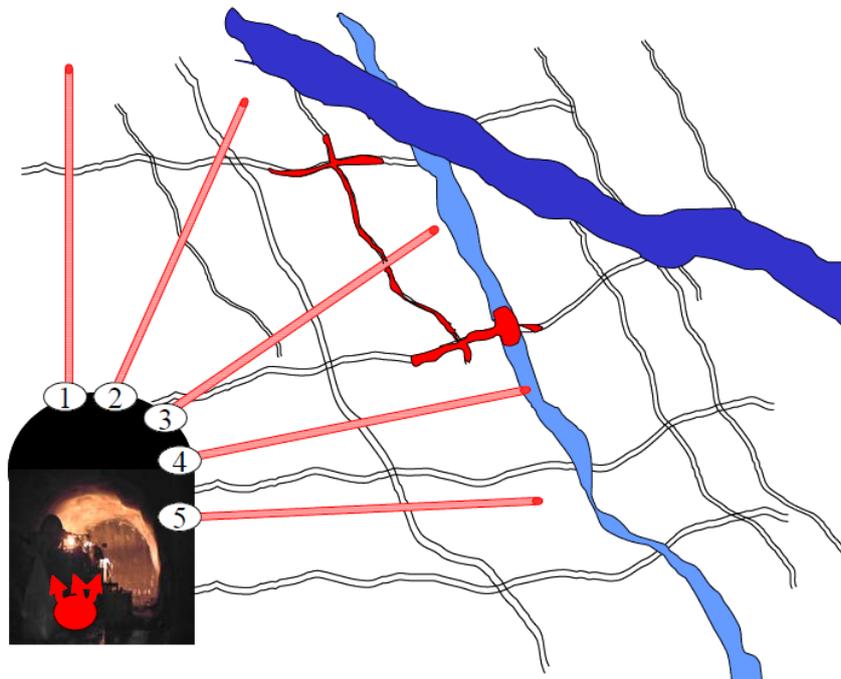


Figura 13 Ejemplo de inyección errónea (Dalmalm, 2001)

En azul oscuro se muestra la fractura con mayor flujo de agua (más conductiva o permeable), y en azul claro la segunda. El taladro que con mayor eficacia puede inyectar estas fracturas es el nº4, que a través de la fractura en azul claro puede alcanzar la más conductora (azul oscuro). Si se inicia la inyección por el taladro 1, y después se continúa con una secuencia 2 - 3- 4 y 5, al llegar al taladro 3, este alcanzará la segunda junta más conductora (azul claro) a través de fracturas secundarias. Se ha representado en rojo la inyección que realiza el taladro 3. Debido al criterio de finalización de inyección establecido, dado que la inyección se está produciendo a favor de juntas secundarias, pudiera ser que la presión aumente, y la inyección a través de 3 se considere finalizada, habiéndose obturado solo un poco la fractura azul. De este modo, cuando se procede a inyectar por 4, el camino a la junta más conductora (azul oscuro) se ha bloqueado desde la inyección realizada por 3. Con el tiempo, a través de las juntas secundarias continúan las filtraciones procedentes de la junta conductora principal (azul oscuro), y por tanto la inyección del túnel habrá fracasado.

10 Resumen

La técnica de la pre-inyección perimetral del túnel (TPI) permite impermeabilizar el túnel y mejorar la calidad geomecánica del terreno, todo ello, antes de realizar la excavación de la zona tratada. De manera sucinta el método consiste en la ejecución de inyecciones, desde el frente del túnel, en taladros de diámetro y longitud determinada alrededor del perímetro del túnel, con una inclinación especificada. Se bombea un fluido de inyección que debido a la sobrepresión rellena las fracturas y juntas del macizo rocoso que rodea al taladro, consiguiendo así impermeabilizar el túnel y mejorar su calidad geomecánica. El método se ha desarrollado principalmente en los países escandinavos, desde la década de los años sesenta, aplicándose a túneles en roca construidos mediante el Método Austriaco NATM.

El abanico perimetral de taladros tiene el aspecto de un enfilaje, pero extendido también a la solera del túnel. Los parámetros habituales de perforación son los siguientes:

- Longitud de perforación: 15-30 m
- Distancia entre barrenos: 1-3 m
- Inclinación de barrenos: 5-10°
- Solape entre abanicos: 1/3 a 1/2 de la longitud de los taladros
- Diámetro de perforación: 50-65 mm

La inyección generalmente suele hacerse con lechada de cemento, que presenta habitualmente las siguientes características:

- El 95 % de las partículas de cemento deben tener un diámetro inferior a la tercera parte de la apertura de la fisura.
- Generalmente la inyección se inicia con un valor de relación agua / cemento de $w/c = 1 - 3$, que servirá para “engrasar” las fracturas. Si no se alcanza la presión máxima prevista para la inyección, la relación w/c se va rebajando, siempre a un valor por encima de 0.5, hasta alcanzar la presión máxima prevista de inyección.
- Respecto a las presiones de inyección, la regla más extendida es la denominada “Regla Europea”: la presión de inyección es 1 bar por metro de cobertera.
- La admisión prevista puede estimarse a partir de diversas formulaciones. La mayor parte de ellas determina los kg de cemento a inyectar a partir de formulaciones o recomendaciones que emplean la permeabilidad Lugeon, o bien adaptaciones de clasificaciones geomecánicas.
- Los criterios de cierre de la inyección generalmente son la presión de inyección y el volumen de lechada inyectada, que son valores prefijados antes de iniciarse las mismas. Un valor máximo típico de volumen de admisión, para una lechada corriente, puede ser 50 kg de cemento por metro de taladro, o bien 100 litros de lechada por metro de taladro. Un valor máximo típico de presión de inyección puede ser mantener 60 bares durante 2- 5 minutos.
- La secuencia u orden de inyección de los taladros es un factor muy importante en el éxito del proceso. Generalmente se comienza la inyección por la solera, en dirección ascendente o rodeando el perímetro del túnel. En otras ocasiones se empieza inyectando el taladro que muestra mayor permeabilidad.

En general, las configuraciones más empleadas son las preinyecciones simples, consistente en inyectar una sección cada tres o cuatro avanzadas. Cuando se requiere impermeabilizar con mayor eficacia se

recurre a las dobles, que inyectan cada sección avanzada. Para aquellos casos en las que después de aplicar preinyecciones y excavadas las secciones, se ha comprobado que existen fallos o zonas mal inyectadas, se pueden realizar postinyecciones.

Otro efecto del método TPI es el de mejora del macizo rocoso. Esta mejora tiene lugar especialmente en los macizos de peor calidad, siendo poco perceptible en los de mejor calidad.

11 Bibliografía

- Barton N., Bandis S. y Bakhtar, K. 1985. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.* Vol 22 No 3 pp 121-140
- Barton, N. 2002 Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock. Mech. & Min. Sci* Vol 39 No 3 pp 185-216
- Barton, N, y Quadros, E. 2003 Improved understanding of high pressure pre-grouting effects for tunnels in jointed rock. *ISRM 2003 South African Institute of Mining and Metallurgy.* pp 85-92
- Blindheim, O. T. y Ovstedal, E. 2002 Design principles and construction methods for water control in subsea road tunnels in rock. *Norwegian Tunnelling Society (NFF) Pub. No. 12* pp 43-49
- Dalmalm, T., 2001. Grouting Prediction Systems for Hard Rock –Based on active design. Licentiate Thesis. Div. of Soil and Rock Mechanics, Royal Inst. of Technology, Stockholm.
- Garshol, K. 2003 Pre-excavation grouting in rock tunneling. *MBT International Underground Construction Group*
- Garshol, K. 2010 Rock tunneling with groundwater ingress control. *Inst. of Civil Engineers HK*
- Grepstad, G. K. 2002 The water balance- Definition and monitoring. *Norwegian Tunnelling Society (NFF) Pub. No. 12* pp 21-26
- Johansen, P.M., Løset, F., Vik, G., 1991. Erfaringsdata viser at mikrosementer vil være et godt supplement til vanlig sementinjektion. *NGI. Oslo.*
- Karlsrud, K. 2002 Control of water leakage when tunneling under urban areas in the Oslo region. *Norwegian Tunnelling Society (NFF) Pub. No. 12* pp 27-34
- Lombardi, G. & Deere, D., 1993. Grouting design and control using the GIN-principle. *Water Power & Dam Construction.*
- Nilsen, B. 2012 Characteristics of water ingress in Norwegian subsea tunnels. *Rock. Mech. Rock. Eng.*
- Tolppanen, P. y Syrjanen, P. 2003 Hard rock tunnel grouting practice in Finland, Sweden and Norway- Literature study. *Finnish Tunnelling Association*
- Pettersson, S-Å. & Molin, M., 1999. Grouting & drilling for grouting. *Atlas Copco Craelius Ab.*
- Snow, D. T. 1968 Rock fracture spacings, openings and porosities. *Jour. of Soil Mech. and found. Div. Proc. of ASCE.SMI* pp 73-91