



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

**EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS  
MASTER DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**

**TEMA IV  
TRATAMIENTOS DE REFUERZO DEL  
SOSTENIMIENTO**

**Versión 2014**

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

TEMA IV

TRATAMIENTOS DE REFUERZO DEL SOSTENIMIENTO

INDICE

<b>1.- DEFINICIÓN .....</b>	<b>2</b>
<b>2.- INESTABILIDAD DEL FRENTE .....</b>	<b>3</b>
<b><i>2.1.- Machón central.....</i></b>	<b>5</b>
<b><i>2.2.- Paraguas de micropilotes al avance.....</i></b>	<b>8</b>
<b><i>2.3.- Bulones del frente.....</i></b>	<b>9</b>
<b>3. FORMACIÓN DE CAMPANAS Y CHIMENEAS.....</b>	<b>11</b>
<b><i>3.1.- Introducción y Antecedentes.....</i></b>	<b>11</b>
<b><i>3.2.- Importancia de la aparición de una campana .....</i></b>	<b>12</b>
<b><i>3.3 Necesidad de un protocolo de actuación.....</i></b>	<b>15</b>
<b><i>3.4. Tratamientos para la estabilización de la campana .....</i></b>	<b>16</b>
a) <i>Estabilización de la caída de derrubios .....</i>	<i>16</i>
1- <i>Sin filtraciones.....</i>	<i>17</i>
2- <i>Con filtraciones en campana.....</i>	<i>18</i>
3- <i>Afluencias incontroladas de agua que no pueden evacuarse con drenaje.....</i>	<i>21</i>
b) <i>Coraza de protección .....</i>	<i>21</i>
c) <i>Segundo Paraguas.....</i>	<i>31</i>
<b><i>3.5.- Tape fontal .....</i></b>	<b>33</b>
<b>4. SQUEEZING .....</b>	<b>36</b>
<b><i>4.1.- Introducción.....</i></b>	<b>36</b>
<b><i>4.2.- Tratamientos en caso de squeezing.....</i></b>	<b>39</b>
<b>5.- ROCK BURSTING .....</b>	<b>52</b>
<b>6.- CONCLUSIONES.....</b>	<b>56</b>

## TEMA IV

### TRATAMIENTOS DE REFUERZO DEL SOSTENIMIENTO

#### 1.- DEFINICIÓN

Los tratamientos de refuerzo del sostenimiento son necesarios en los siguientes casos:

- Inestabilidad del frente
- Sostenimiento insuficiente por inadecuada asignación.
- Formación de campanas y/o chimeneas
- Squeezing
- Rock Bursting
- Otros

Estos tratamientos, que con una previsión de medición deben reflejarse en el Proyecto, deben cubrir los refuerzos necesarios en caso de que se produzcan incidencias, que aunque su riesgo sea previsto, su localización y extensión es indeterminable antes de empezar a construir el túnel.

Se comentan seguidamente los tipos genéricos de tratamientos, con los elementos de sostenimiento a colocar y el método general de ejecución. Estos tratamientos luego pueden ajustarse al problema real en cada túnel

## 2.- INESTABILIDAD DEL FRENTE

En la foto 2.1 puede verse inestabilidad del frente con invasión de derrubios en la zona de túnel más próxima a frente.



**Foto 2.1.- Vista inestabilidad frente invadiendo el túnel**

En la figura 2.1 puede verse el esquema de un frente inestable que puede ser con machón o sin machón:

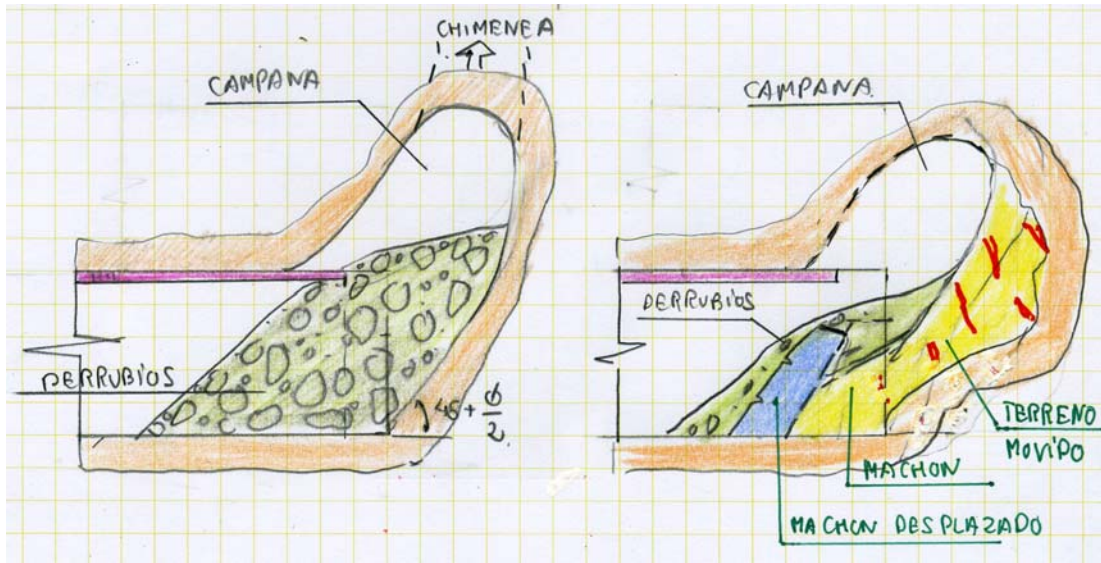


Figura 2.1.- Esquema rotura frente

En la foto 2.2 puede verse una inestabilidad de frente empujando al machón que se estaba utilizando



Foto 2.2.- Vista inestabilidad de frente con machón

Una vez producida la rotura del frente debe actuarse con las medidas de paso de campanas que se exponen mas adelante.

Los tratamientos que puedan realizarse de menor a mayor intensidad y coste para entrar la rotura del frente o al menos impedir la invasión de derrubios son:

### 2.1.- Machón central

En la figura 2.2 puede verse un esquema de la definición geométrica de un machón central en el avance.

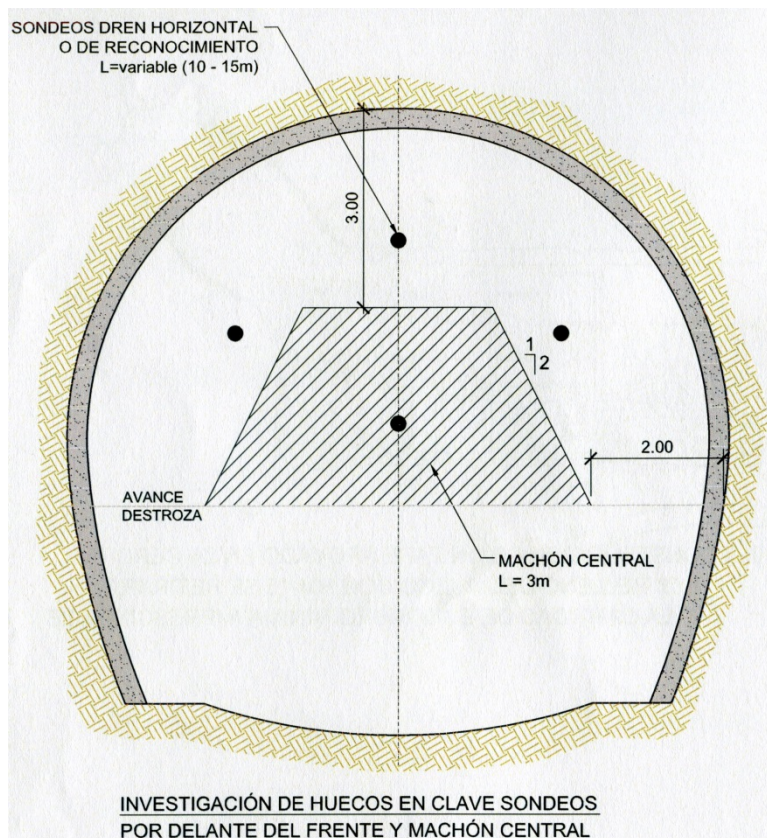


Figura 2.2.- Esquema de machón central en el avance

En la foto 2.2 puede verse un machón de protección del frente de avance de dimensiones limitadas.



**Foto 2.2.- Machón central en avance de dimensiones reducidas.**

En caso de frente inestable puede ser necesario aumentar las dimensiones del machón y Gunitar el derrame de su talud como puede verse en la foto 2.3



**Foto 2.3.- Vista machón central en tramo túnel de frente inestable.**

Las ventajas del machón central son:

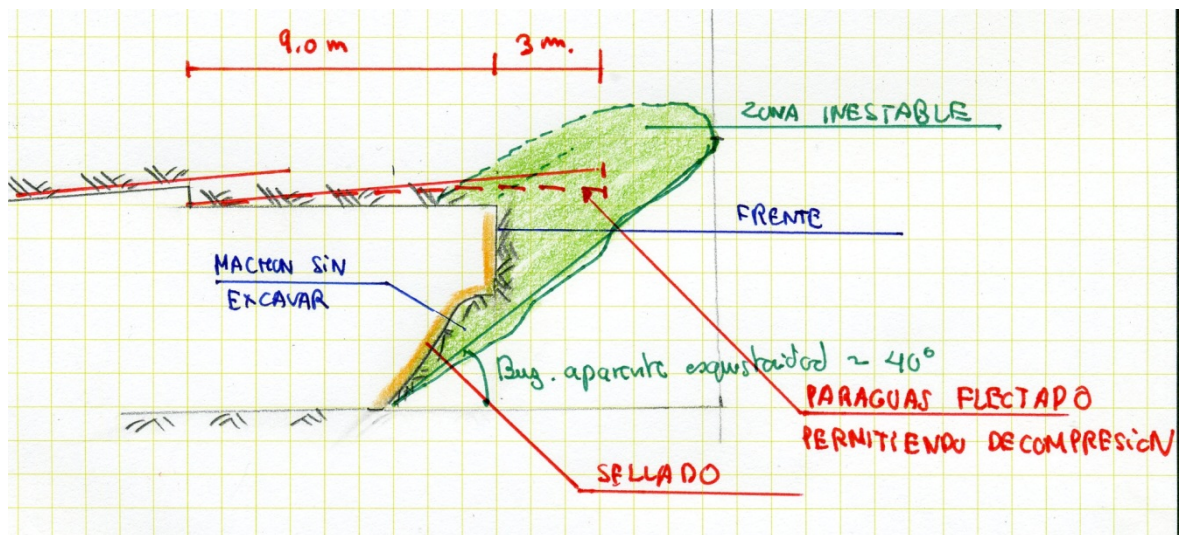
- Ocupación del espacio en que podían caer los derrubios de una campana, con lo que mejora las condiciones de seguridad para los trabajadores en el frente.
- Da una contrapresión contra el frente y aumenta la longitud necesaria para la superficie de rotura del frente, con lo que se mejoran sus condiciones de estabilidad.
- Es una medida con relación efectividad/ coste muy favorable, con lo que suele mantenerse aunque sea necesario adoptar otras medidas.



**2.2.- Paraguas de micropilotes al avance**

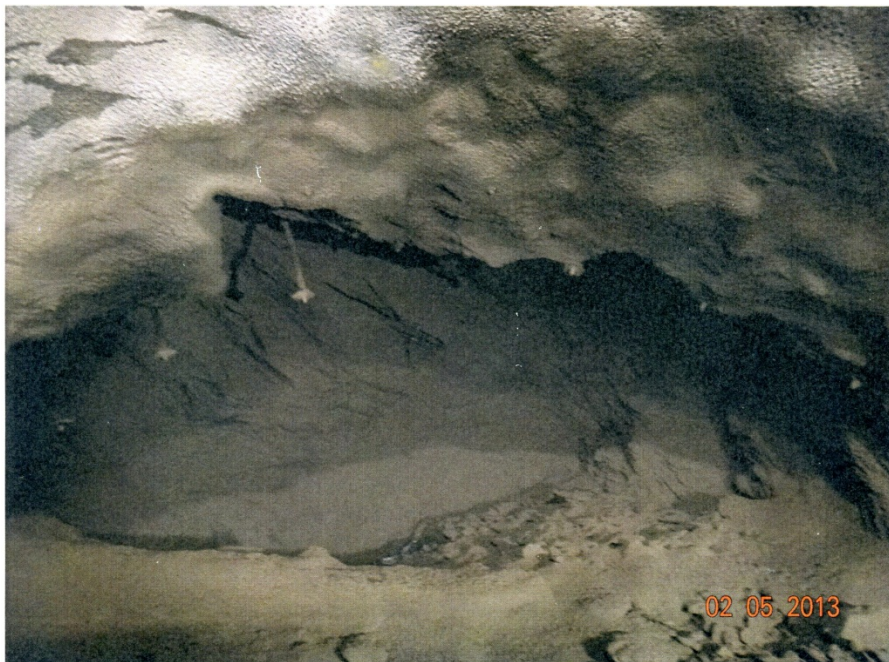
Son paraguas de micropilotes autoperforantes realizados con el jumbo con perforación  $\phi 102$  y longitudes de 12m.

El paraguas debe cortar las dos superficies de la campana, con lo que se solape no debe ser inferior a 6m, de acuerdo con el esquema de la figura 2.3.



**Figura 2.3.- Solape insuficiente del 25% de longitud**

En el caso de que a pesar de colocarse paraguas (y usualmente también machón) se produzca la rotura del frente, puedan romperse algunos de los micropilotes del paraguas como puede verse en la foto 2.4.



**Foto 2.4.- Paraguas dañado por inestabilidad frente.**

### ***2.3.- Bulones del frente***

Es un tratamiento de mejora del frente para reforzar su resistencia frente a superficies de rotura que atraviesen el material.

Los bulones que se emplean son de fibra de vidrio y matriz polimérica, con forma de redondo macizo, redondo hueco o tiras rectangulares. Una vez introducido el bulón debe rellenarse totalmente el espacio entre el redondo y / o las tiras y la perforación.

El bulón de fibra de medida tiene una resistencia a la tracción mayor que el acero, mientras que su resistencia a cortante es muy baja. Esto permite que puedan realizarse pases de excavación manteniendo la integridad del bulón por delante del frente.

En la figura 2.4 puede verse una disposición de bulones en frente a sección completa, y en la figura 2.5 un detalle de la cabeza del bulón.

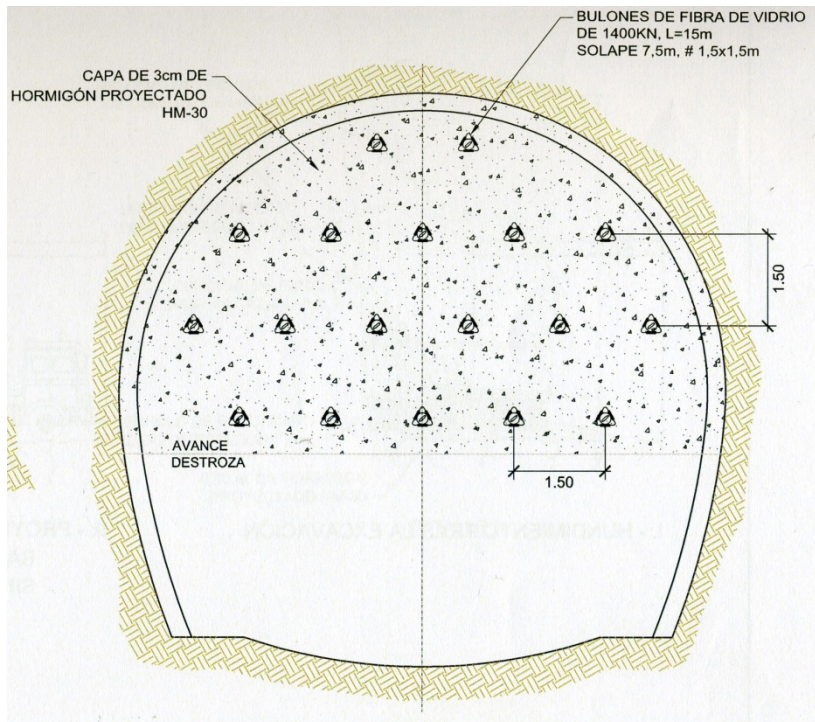


Figura 2.4.- Distribución bulones en frente o plana sección

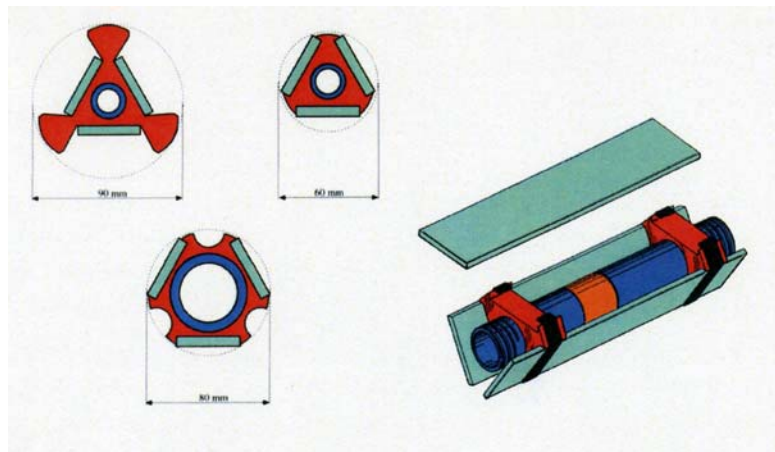


Figura 2.5.- Detalle cabeza de bulón de tiras de fibra de vidrio.

El empleo de bulones de fibra de vidrio en el frente, junto con la excavación a sección completa para dimensiones importantes del túnel y en macizos de calidad mala es la base del método ADECO de Lunardi para la construcción de Túneles.

### 3. FORMACIÓN DE CAMPANAS Y CHIMENEAS.

#### 3.1.- Introducción y Antecedentes

La formación de una campana por delante del frente con una geometría similar a la de la figura 3.1 es una incidencia que puede ser habitual en las excavaciones de túneles en materiales brechoides o heterogéneos con presencia aleatoria de intercalaciones más blandas o trituradas.

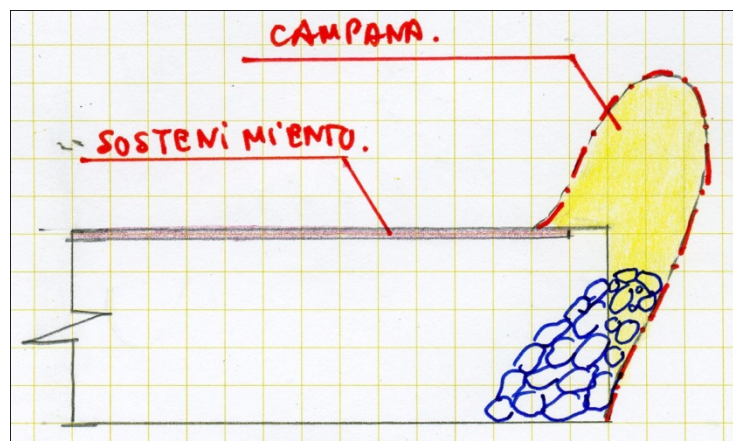


Figura 3.1.- Esquema de desprendimiento en frente

No se incluyen dentro de este protocolo los desprendimientos, que de forma excepcional y siempre imprevistos puedan producirse en los tramos ya excavados y sostenidos (a distancia del frente mayor de 2-3 diámetros), y que son debidos a causas generalmente impredecibles.

### ***3.2.- Importancia de la aparición de una campana***

La aparición de una campana en el frente es una incidencia grave solo en los siguientes casos:

- Cuando la caída de los derrubios de la campana en el frente puede ser causa de inseguridad para la maquinaria y personal.

Si se realiza el avance con un machón central u otros métodos de estabilización del frente, se elimina totalmente este riesgo, ya que el material desprendido, por deslizamiento y rodadura, forma un cono de derrubios por delante del machón que en ningún caso puede producir daños en maquinaria o personal.

En la foto 3.1 puede verse un esquema de cono de derrubios de campana por delante del machón.



**Foto 3.1.- Cono de derrubios en campana sobre machón**

- Cuando puede progresar la campana, incluso formando chimenea, si afecta a instalaciones o servicios cuya integridad y funcionalidad debe mantenerse como es el caso de los tramos urbanos de túneles. (Foto 3.2)



**Foto 3.2.- Chimenea al paso de túnel interurbano realizado con tuneladora.**

- Cuando por la presencia de agua y/o suelo sifonable, la campana puede progresar rápidamente hasta alcanzar unas dimensiones que incluso obliguen a un cambio de trazado como en el caso del Túnel de Gilgeb Gibe (Etiopía)

Salvo en estos tres casos, las campanas en frente son un tipo de incidente singular del frente de excavación, cuya aparición solo implica un sobre costo económico y que no debería tener ninguna repercusión mediática. Además en muchos casos, los costes de los elementos para reducir el riesgo de formación de campana, que serían los paraguas, son muy superiores al del relleno de la propia campana, si la formación de éstas es ocasional.

Así, en el caso del paso por macizos heterogéneos con porcentajes importantes de suelos o intercalaciones brechificadas, en los que no existe método objetivo para la obtención del RMR, (pero en cualquier caso no iba a ir superior a 30), pueden adoptarse dos estrategias.

- Paraguas sistemático de 12m de longitud, espaciados del orden de 0,35m cubriendo una apertura desde clave de 150° y con solapes de 3m, con lo que se reduce drásticamente el riesgo de campana, salvo en el caso de terreno sifonable con presencia de agua.

El coste de paraguas y del hormigón proyectado de relleno del escalonamiento para ejecución de paraguas(12m de longitud y 3m de solape) es actualmente del orden de 100.000€.

- Frente con machón y sin paraguas, excavando y sellando en dos o tres bandas verticales, pero con el riesgo de que pueda formarse una campana aislada de volumen inferior a 100m<sup>3</sup>. **La rentabilidad de ésta estrategia se obtendría en que evitamos el empleo de paraguas.**

### ***3.3 Necesidad de un protocolo de actuación***

El volumen desprendido y la extensión de la campana es creciente rápidamente con el tiempo, y **por tanto la mejor medida para optimizar el coste de paso de la campana es impedir la ampliación de su extensión con una actuación inmediata.**

Para que pueda comenzarse de forma inmediata las actuaciones para la estabilización de la campana, **es por tanto, muy conveniente que exista un protocolo aprobado de actuaciones.**



### ***3.4. Tratamientos para la estabilización de la campana***

Los trabajos a realizar para el tratamiento y estabilización de la campana se pueden agrupar en 3 fases:

- Estabilización de la caída de derrubios.
- Realización de una coraza de contención y protección para el paso del túnel bajo la campana.
- Relleno del hueco de la campana.

Se indican seguidamente los procedimientos habitualmente recomendados para cada una de las fases:

#### *a) Estabilización de la caída de derrubios*

Es la actuación inicial que debe realizarse de forma inmediata una vez que comienza la caída de derrubios para evitar su progresión y por tanto debe poder iniciarse siguiendo un protocolo de actuación aprobado y sin necesidad de ratificación, para evitar dilaciones contraproducentes.

Las actuaciones dependen de si hay filtración de agua con goteos sistemáticos o mayores afluencias de agua por la campana:

1- Sin filtraciones

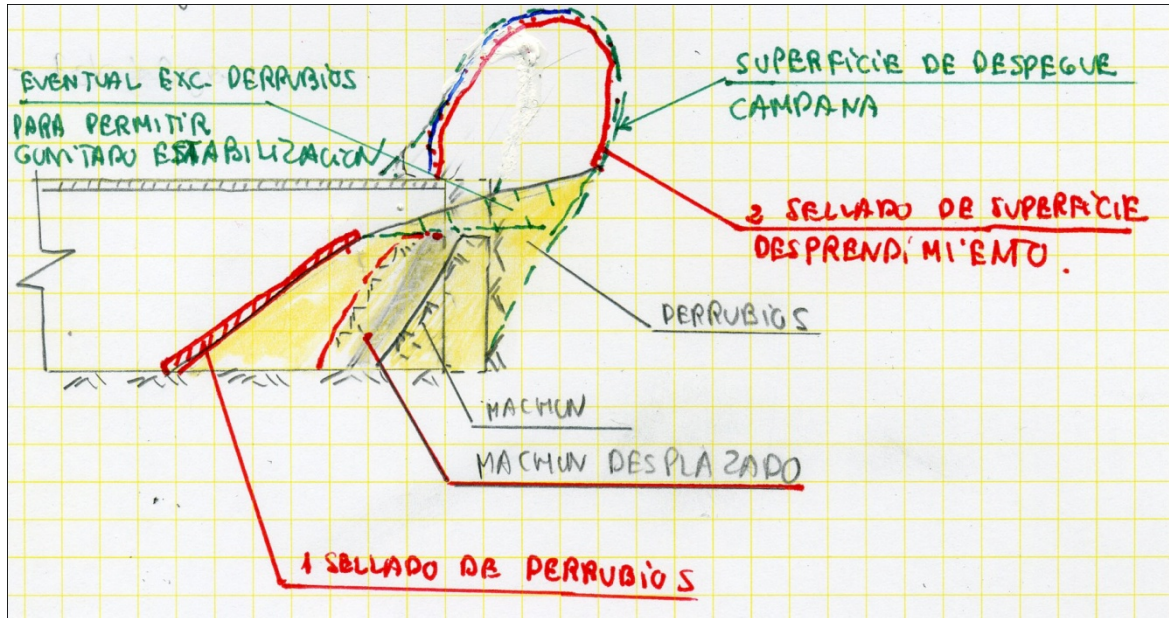


Figura 3.2.- Estabilización campana sin agua

Las labores a ejecutar, como se refleja en la figura 3.2, son:

- Sellado de derrubios
- Eventual rebaje de cono de derrubios para permitir acceso del brazo del robot bajo la campana.
- Sellado de la superficie accesible del desprendimiento hasta anular o reducir la caída de derrubios.

2- Con filtraciones en campana

En el caso de que existan filtraciones se tendrían dos tipos de riesgos de complicación de la estabilización:

- El tapón de hormigón proyectado sobre la superficie del desprendimiento va siendo arrastrado por el agua, lo que también facilita que progrese la extensión de los derrubios y la profundización de la campana.
- Se lava la pasta de la gunita, dejando un hormigón poroso muy heterogéneo con multitud de zonas sueltas.

En la figura 3.3 se representa el esquema de ambas situaciones.

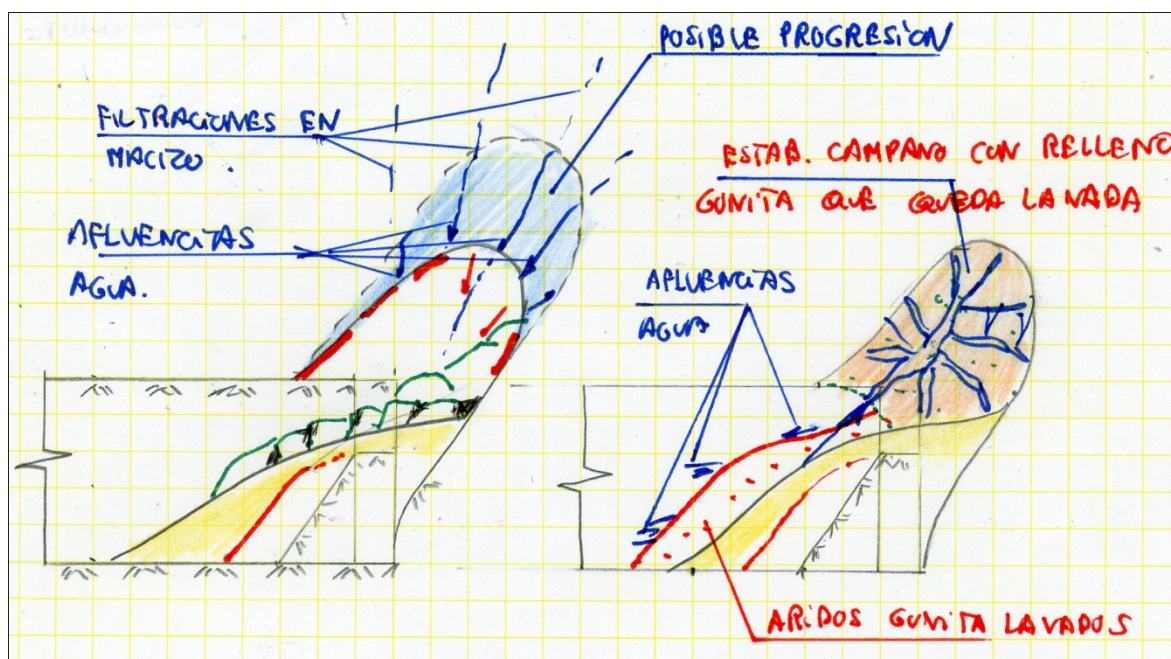


Figura 3.3.- Efectos del agua en estabilización campana

Como puede verse en la figura anterior la afluencia del agua por la campana puede complicar de forma extraordinaria los trabajos para la estabilización y paso bajo esta.

De acuerdo con esto se recomienda:

- Llevar los drenes sistemáticos en frente ya que deprimen el nivel freático fisural de las posibles campanas, de acuerdo con la figura 3.4

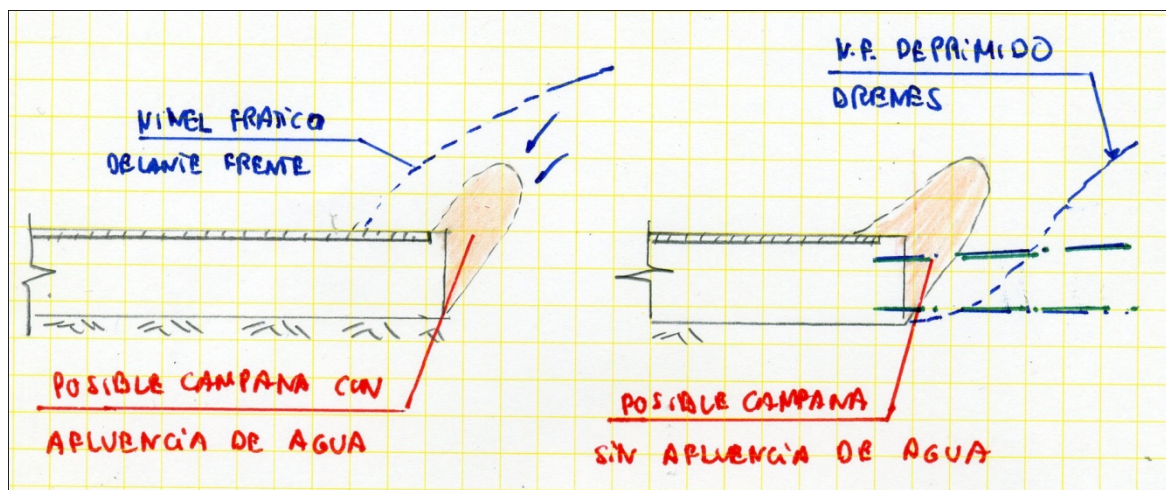
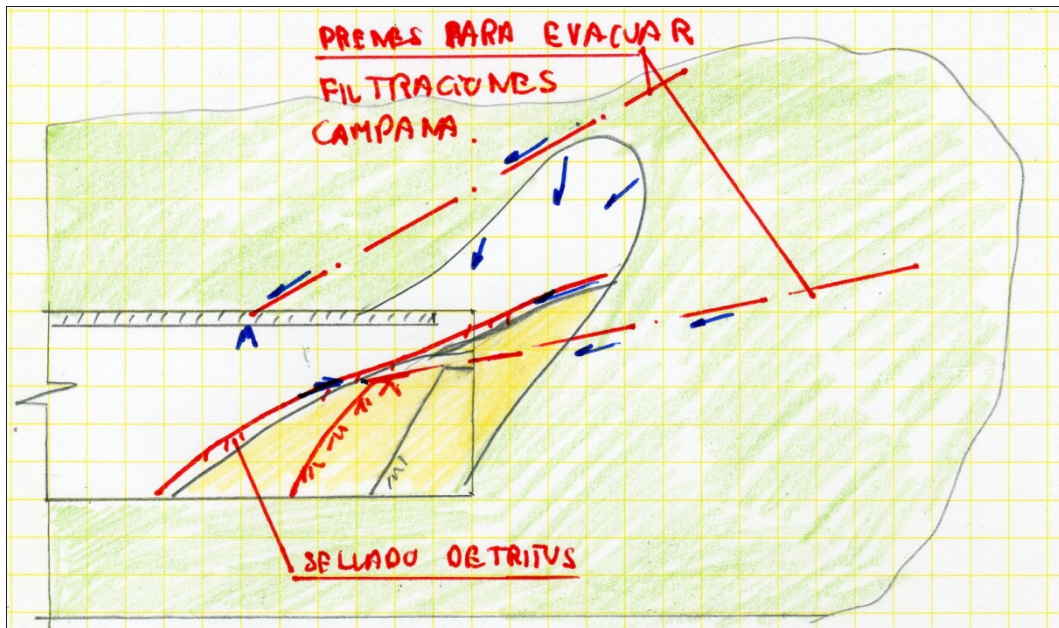


Figura 3.4.- Posición agua respecto a frente con o sin drenes.

La posición del N.F dependerá de la permeabilidad fisural del macizo, velocidad de avance del túnel y recarga del acuífero por lluvias etc, pero en cualquier caso siempre estará más deprimido si se realizan los drenes, que si no se realizan.

- Como medida correctora una vez existente la campana, realización de bulones autoperforantes sin inyectar a través del derrubio y por encima de la campana, para facilitar la evacuación del agua, como puede verse en la figura 3.5



**Figura 3.5.- Drenes de evacuación agua de campana**

En la foto 3.3 puede verse un ejemplo de drenes realizados con autopercutores no inyectados para evitar la llegada de filtraciones al contorno de la campana.



**Foto 3.3.- Drenes para evacuación agua que filtre a la campana**

Dos filas de autoperforantes en la zona de campana con la geometría de la figura 4.3, y espaciamentos de 0,50 a 1,0m serían suficientes.

Una vez canalizadas por los drenes las afluencias de agua que puedan llegar al contorno de la campana, se continuaría con el sellado de la superficie accesible del desprendimiento.

Las fases de trabajo serán:

- Sellado de los derrubios desprendidos
- Ejecución drenes en derrubio y en bóveda por encima campana
- Ejecución sellado para estabilización superficie accesible de campana.

### *3- Afluencias incontroladas de agua que no pueden evacuarse con drenaje*

Deberá realizarse un tapón de la extensión de toda la galería para inyectar la campana y el túnel por delante del encofrado del tapón, de acuerdo con el plano del Proyecto para tratamientos de campanas. Este tratamiento más complejo y de mayor coste se comenta en el apartado 4.

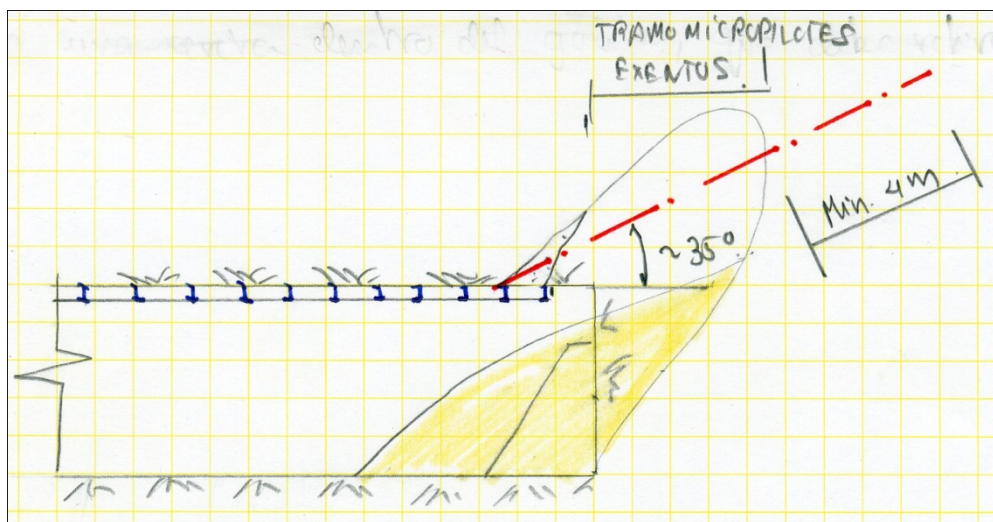
#### *b) Coraza de protección*

Aunque se tenga una estabilización de la campana sin caída de derrubios, no puede continuarse el avance, salvo que el mismo este protegido por una coraza.

La primera medida es ejecutar un paraguas unos 2m. por detrás del extremo de la zona sostenida, con una inclinación de unos 35°

Este paraguas se ataría en su cabeza con los siguientes elementos:

- Con la penúltima cercha del sostenimiento, si este es cerchado, como puede verse en la figura 3.6



**Figura 3.6.- Paraguas para protección paso campana.**

La longitud del paraguas debe ser suficiente para garantizar que al menos los 4m. extremos quedan por delante del borde inferior de la campana.

En la foto 3.4 puede verse la posición de los micropilotes del paraguas señalada antes de la penúltima cercha.



**Foto 3.4.- Situación micropilotes de paso campana**

En la foto 3.5 puede verse una vista de un paraguas realizado según este esquema y pasando la zona exenta.





**Foto 3.5 Vista de paraguas en vano de campana.**

- Colocando una cercha provisional en gálibo, si el sostenimiento no llevara cerchas, como puede verse en la foto 3.6



**Foto 3.6.- Vista cercha provisional a retirar a una vez pasada la campana.**

La separación de los micropilotes del paraguas depende de:

- Granulometría del material desprendido de la campana, como el que puede verse en la foto 3.7



Foto 3.7.- Vista material desprendido de la campana.

- Necesidad resistente del paraguas **que debe soportar a cortante toda la gunita colocada para la estabilización del contorno de la zona desprendida.**

Si consideramos en cada micropilote una armadura de tubo  $\phi 88,9\text{mm}$  y 7,5mm de espesor en acero TM-80, y según las tablas de dimensiones del artículo de Atlas Copco de Ingeotuneles Vol. 17, que se reproduce en la figura 3.7

DÍAMETRO EXTERIOR (mm)	ESPELOR DE PARED (mm)	PESO (kg/m)
76,2	5,5	9,59
88,9	6,5	13,21
	7,1	14,32
	7,5	15,06
101,6	7,0	16,33
	9,0	20,55
114,3	7,0	18,52
	9,0	23,37
139,7	8,0	25,9

Figura 3.7.- Tabla dimensiones y pesos tubos TM-80

Con lo que se tendría:

$$A_{\text{tubo}} = \pi/4 \times (8,89^2 \times 7,39^2) = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$T_{\text{max}} = \frac{5500}{\sqrt{3}} \times 19,2 = 60968 \text{ Kg} = 61 \text{ Tn/Tubo}$$

Puesto que el tubo esta empotrado en el terreno no movido del frente y en la cercha de cabeza, que quedaría al inicio de la campana, según el esquema de la figura 3.8, se tendría que la rotura deberá producirse por cortante o azalla, **teniendo capa tubo de armado del micropilote una capacidad resistente de 61Tn.**

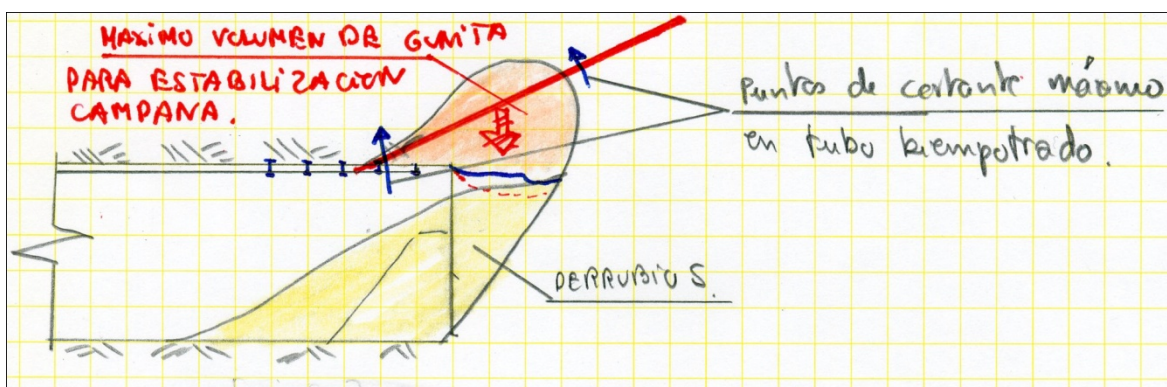


Figura 3.8- Carga y forma de rotura paraguas.

De acuerdo con esto, según la extensión y volumen de la campana, y la granulometría del derrubio, **la separación de micropilotes puede variar de 0,20 a 0,50m.**

Respecto a la situación y extensión del paraguas debe considerarse del orden de la ocupación visible de la campana, incrementada en torno a 1,0m más a cada lado, para sujetar toda la zona movida, de acuerdo con el esquema de la figura 3.9

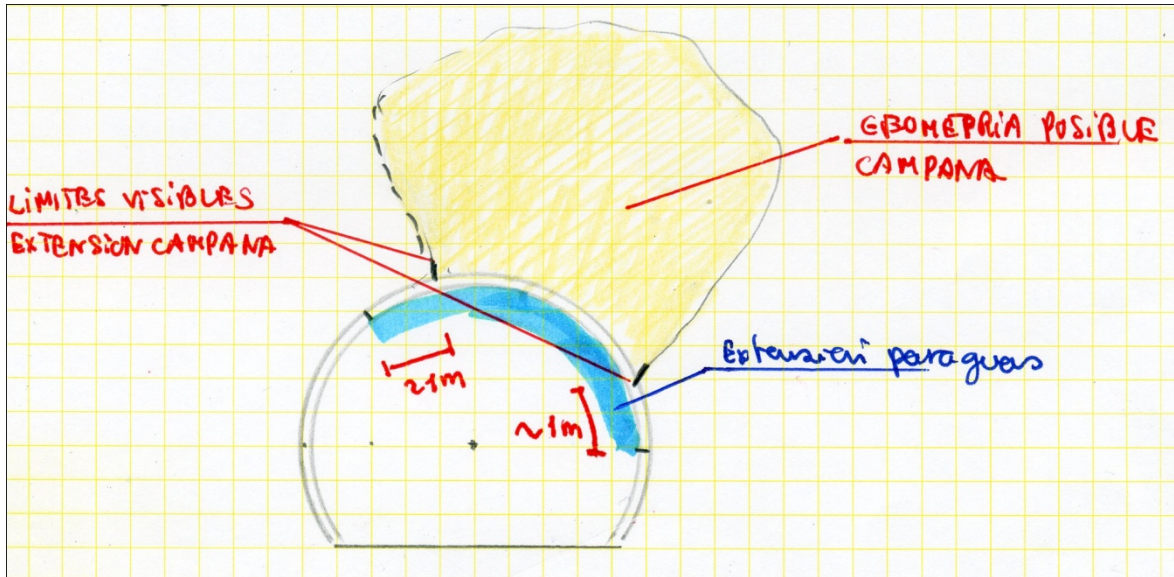


Figura 3.9.- Esquema extensión paraguas

En la foto 3.8 puede verse la extensión del paraguas y la zona por delante del frente en que puede ubicarse la campana.



Foto 3.8.- Vista extensión paraguas respecto a campana.

Por cruzar la campana un tramo con micropilote exento, pueden producirse desviación en estos, pero en cualquier caso, esto no limita su capacidad resistente frente al riesgo de desplome del relleno de gunita para la estabilización de la campana. En la foto 3.9, puede verse el grado de desvío de los micropilotes en un paraguas de cruce de campana.



**Foto 3.9.- Desvíos en micropilotes paraguas parte exento.**

Una vez realizado el paraguas y la coraza de gunita, debe completarse la estructura de paso mediante dos posibilidades:

- En el caso de relleno de toda la campana con gunita, **cuyo desplome no sería posible ya que el peso de la gunita cargaría sobre los micropilotes del paraguas.**

Así, si consideramos un volumen de hormigón proyectado no superior a  $80\text{m}^3$ , en la suma de las distintas fases de gunitado, se tendría:

Peso relleno de gunita  $P = 80 \times 2,5 = 200Tn$

Que podría soportarse a cortante por solo 4 micropilotes, suponiendo que toda la carga se concentrara en uno de los extremos.

**Por tanto, el espaciado de micropilotes va a venir condicionado más por el tamaño del derrubio, si no se prevé rellenar toda la campana con gunita.**  
(en este último caso, sería suficiente con espaciamientos de 0,50m)

- En el caso de cubierta de gunita en la zona de paraguas, como puede verse en la figura 3.10, se debe avanzar con una sección de cerchas pesadas (como cerchas HEB-160 cada 1m y 25cm de gunita) y chapa Bernold para completar la coraza, gunitandose por el interior en cada pase.

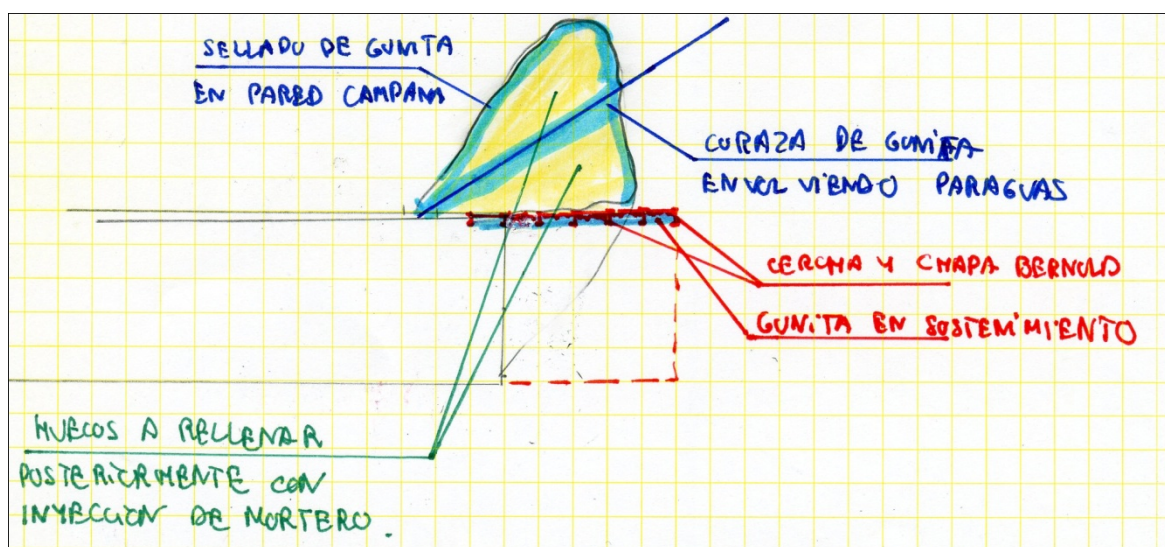


Figura 3.10.-Doble coraza bajo paraguas, dejando hueco en campanas

Una vez pasada la campana, se inyectaría los huecos en la misma con mortero y presiones no mayores de 4bares, para evitar cargas asimétricas sobre el sostenimiento.

c) Segundo Paraguas

Una vez pasada la campana, la sección discurriría bajo el extremo del paraguas picado (30-40° de elevación) que atraviesa la zona exenta del hueco de la campana y cuyos micropilotes van a tener desviaciones importantes.

Por otro lado el desconfinamiento del hueco, por mucho que consolide la gunita, no evita que exista en el contorno de la campana una capa superficial de terreno muy aflojado, esto es, con mayores huecos, menor resistencia al corte y rotura del material según un criterio reblandecible.

En el esquema de la figura 3.11, puede verse la posición previsible de éste recubrimiento flojo en la superficie del hueco de la campana.

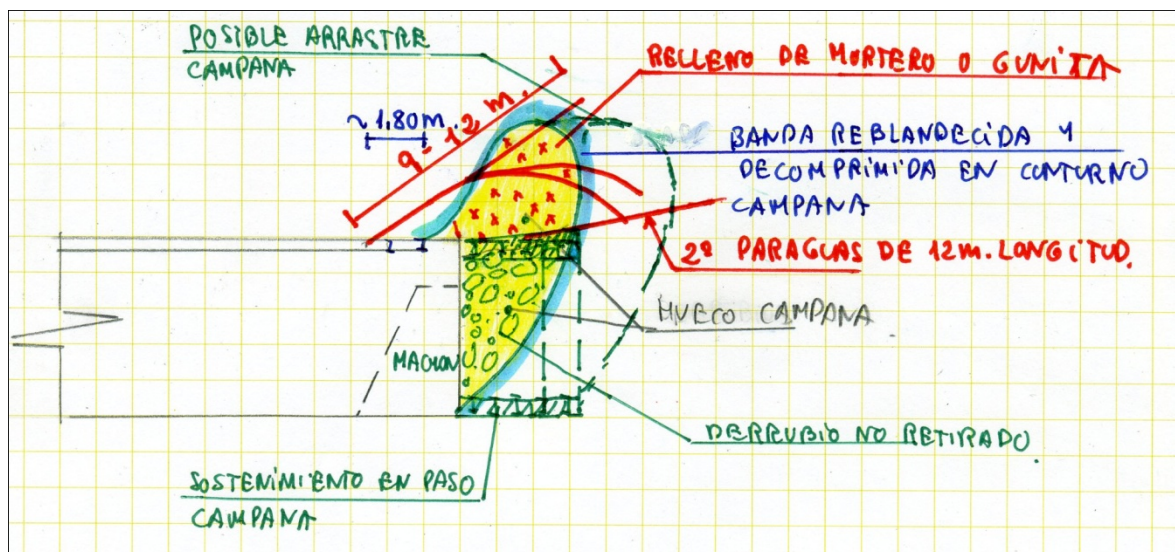


Figura 3.11.- Esquema paso campana y necesidad segundo paraguas.

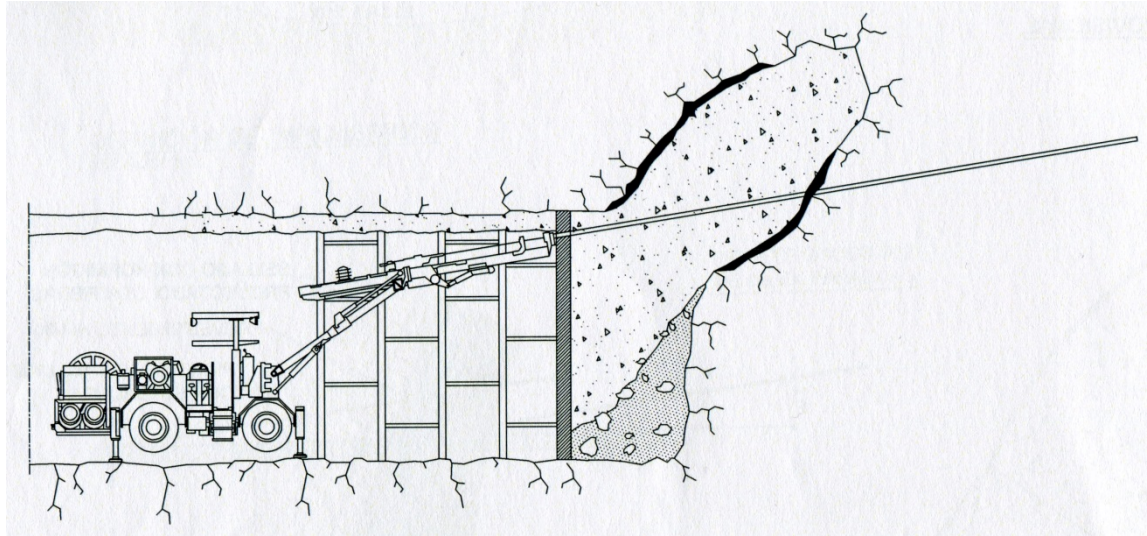
Como puede verse, para evitar el arrastre de la campana con el avance del túnel, es necesaria la realización de otro paraguas con sección sobreelevada y la inclinación usual, solapando con la mitad de la longitud del primer paraguas picado.



Después de este segundo paraguas, la necesidad de uno nuevo ya dependerá del estado del frente en la sección de inicio del solape, y de la estrategia ya citada sobre el porcentaje admisible de que se produzcan campanas aisladas, pero con la compensación del ahorro del empleo de paraguas sistemático.

### 3.5.- *Tape frontal*

El paso de campanas o desprendimientos mediante el tape frontal del túnel, puede verse en la figura 3.12.



**Figura 3.12.- Sección longitudinal tape frontal**

La realización de este tape, puede obligar a estructuras de cierre y contención del encofrado muy complejas, como puede verse en la figura 3.13



Figura 3.13.- Encofrado de tape frontal.

Una simplificación, pero de menor garantía de cierre y que por tanto obligaría a inyectar con morteros o lechadas más densas sería la representada en la figura 3.14, mediante muro de escollera con impermeabilización de gunita.

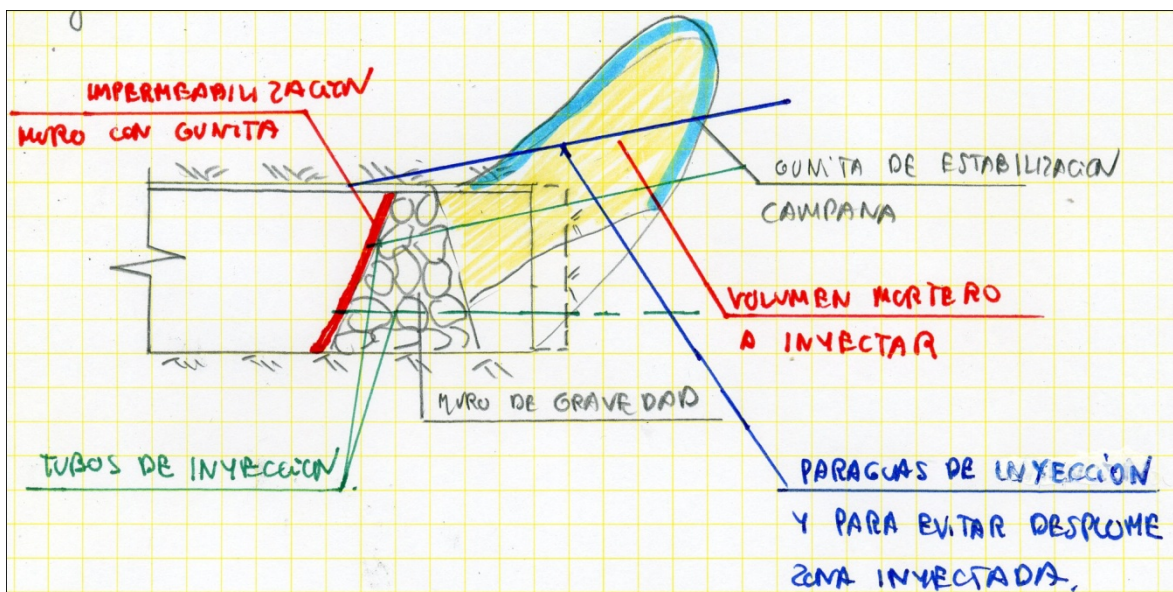


Figura 3.14.-Tape de muro de gravedad con paramento gunita

En cualquiera de las dos tipologías de tape, y tal y como se comentó anteriormente con los otros procedimientos, el paraguas debe evitar el desplome del tapón de inyección o de gunita con que se rellena la campana.

Si no se realiza esto, corre el riesgo de que como se produjo en el Túnel de Gilgeb Gibe (Etiopía) y se describe en Ingeotuneles Vol. 6 Cap 20, una campana rellena con 50m<sup>3</sup> de gunita, al intentar pasarla sin paraguas, acabe con un volumen desprendido de más de 500m<sup>3</sup>(al ser un túnel hidráulico era viable la solución de by-pass, que fue la que finalmente se adoptó)

Esta actuación evidentemente más costosa y compleja, se reduciría a los siguientes casos:

- Campanas no estabilizables con gunita.
- Campanas con importantes afluencias de agua, que no se consigan canalizar con drenes.
- Campanas rellenas con gunita, pero que ha podido lavarse por el agua de filtración, según una distribución aleatoria.

## 4. SQUEEZING

### *4.1.- Introducción*

Hay muchas definiciones de lo que representa la denominación de squeezing, pero todas tienen en común:

- Deformaciones muy superiores a las que podrían tenerse con un comportamiento elástico del material, esto es, que el contorno del túnel se encuentra plastificado.
- Que el incremento del cierre de la sección depende del tiempo, y /o de la variación e incremento de tensiones, esto es, esto último según la distancia al frente.

En la foto 4.1 puede verse un ejemplo clásico de squeezing muy severo



**Foto 4.1.- Squeezing muy severo en túnel Saint Martin La Porte**

De acuerdo con los puntos anteriores comunes en todas las definiciones, el squeezing tendrá que venir asociado a:

- Rotura dúctil del macizo en el contorno de la excavación en una corona plástica, según el esquema de la figura 4.1

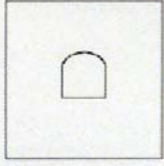

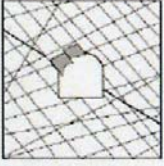
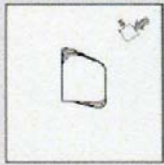
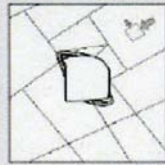
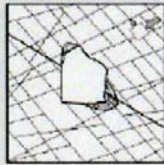

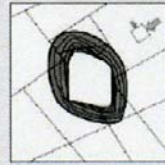
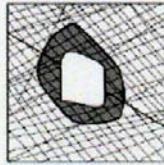
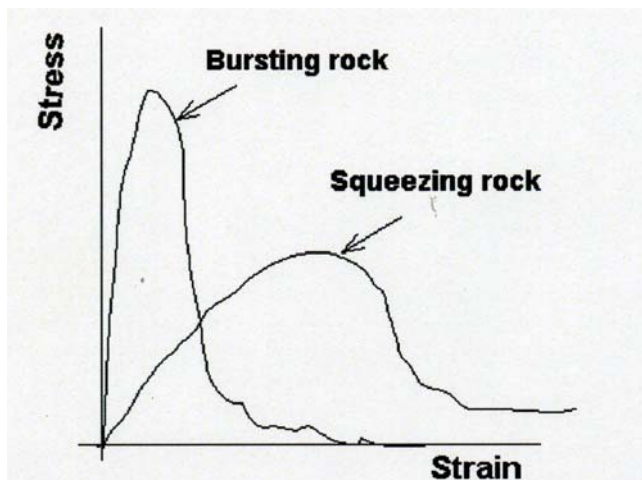
	Massive ( $RMR > 75$ )	Moderately Fractured ( $50 > RMR < 75$ )	Highly Fractured ( $RMR < 50$ )	
Low In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$ )	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.	Low Mining-Induced Stress $\sigma_{max} / \sigma_c < 0.4 \pm 0.1$
Intermediate In-Situ Stress ( $0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$ )	 Brittle failure adjacent to excavation boundary.	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.	Intermediate Induced Stress $0.4 \pm 0.1 < \sigma_{max} / \sigma_c < 1.15 \pm 0.1$
High In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$ )	 Failure Zone Brittle failure around the excavation.	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	 Squeezing and swelling rocks. Elastic-plastic continuum.	High Mining-Induced Stress $\sigma_{max} / \sigma_c > 1.15 \pm 0.1$

Figura 4.1.- Roturas en torno cavidad túnel (Kaiser et al, 2000)

Este tipo y extensión de la plastificación, corresponde al comportamiento BT5 de la clasificación del NATM.

- El macizo plastificado dúctil es reblandecible, esto es, que alcanzado un nivel de deformaciones, puede producirse una caída de la resistencia al corte del macizo, del valor pico al valor residual, según un esquema de comportamiento como el representado en la figura 4.2



**Figura 4.2.- Comportamiento de rotura dúctil en macizo con squeezing**

Como ya se indicó en el tema anterior, la deformación crítica o deformación para alcanzar la resistencia puede variar según los autores:

- Según Hoek, porcentaje de cierre en torno al 2,5%
- Según Singh y otros, porcentajes de cierre del 5%

#### **4.2.- Tratamientos en caso de squeezing**

Como ya se reiteró en el tema anterior, el squeezing es un riesgo, que para que pueda producirse deberá cumplirse:

- $H(m) \geq 350 \times Q^{1/3}$  con  $SRF = 2,5$
- $J_r / J_a < 0,50$

Pero aún así, tampoco es evidente que vaya a producirse, con lo que pueden considerarse las medidas a adoptar como tratamientos:

Los criterios para estimar las necesidades y estructura del sostenimiento son:



- Método activo, en que se coloca un sostenimiento rígido que debe tener suficiente capacidad resistente para estabilizar sin deformaciones todo el rango de posibles empujes sobre el soporte de la cavidad.

En la foto 4.2 puede verse el sostenimiento rígido, con perfiles HEM-180 colocado en el Túnel de San Gotardo y anclajes largos de acero.



**Foto 4.2.- Sostenimiento rígido con perfiles HEM-180. Túnel de San Gotardo**

Sin embargo la difícil determinación de las cargas que puedan llegar a actuar contra el soporte y el tipo de sostenimiento que no admite movimientos puede hacer que se rompa éste, como puede verse en la foto 4.3 de un tramo con sostenimiento activo realizado para el paso de una zona sobretensionada del Túnel de San Gotardo.



**Foto 4.3.- Rotura soporte rígido squeezing en túnel Saint Martin La Porte**

- Método pasivo

Es el método usualmente utilizado para el paso mediante tratamientos de refuerzo de tramos con riesgo de squeezing, y es el que sigue la filosofía del N.A.T.M.

Al irse ajustando el sostenimiento y refuerzo a la evolución de convergencias, la necesidad de densidad de los mismos y su coste, es muy inferior al del método activo.

En la foto 4.4 puede verse un esquema de sostenimiento flexible colocado en el Túnel de San Gotardo, para absorber convergencias por squeezing severo.



**Foto 4.4.- Sostenimiento deformable método pasivo Túnel de San Gotardo.**

Como puede verse el sostenimiento inicial estaba constituido por:

- Un espesor de hormigón proyectado para sellado en torno a 10cm.
- Cerchas TH con muchos más tramos unidos por grapas de forma que pueda garantizarse el cierre bajo presión de la cercha sin plastificación.

En función de la evolución de las convergencias y su tendencia, se realizarían los refuerzos que puedan estar constituidos en todos los casos por:

- Bulones autoperforantes de 8 a 15m de longitud, según el espesor de la corona plastificada que se justifican según el estudio retroactivo y de los resultados de auscultación.

- Una capa de hormigón proyectado de refuerzo, incluso con cerchas y espesores de 15 a 30cm.
- Contrabóveda de hormigón proyectado u hormigón en masa, que sería provisional si se coloca en base de avance o destroza, como puede verse en la foto 4.5, y que puede llevar en sus extremos drenes por debajo de contrabóveda.



**Foto 4.5.- Vista de un tramo con contrabóveda provisional en avance.**

En el caso de contraboveda provisional en avance su utilización debe ser última medida si se ve que no se estabilizan convergencias, ya que luego se demuele con la destroza y vuelve a tenerse el mismo problema según el esquema de la figura 4.3



Figura 4.3.- Esquema reactivación movimientos en roturas contraboveda.

En la figura 4.4 puede verse un refuerzo de la sección

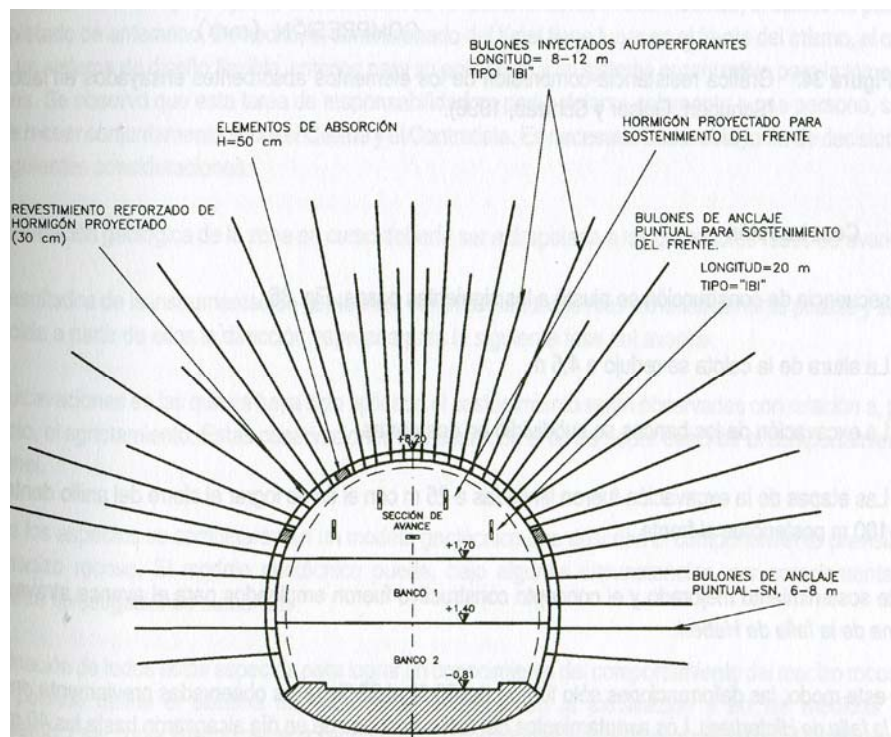


Figura 4.4.- Esquema sostenimiento método pasivo squeezing (Galgenberg)

Como puede verse el esquema general de refuerzo y dimensionado de sección.

El orden de actuaciones a realizar sería:

- a) Ajustar las dimensiones de excavación y sostenimiento a la sección ampliada según previsiones de rango de cierre
- b) Colocación de un sostenimiento y refuerzo flexible cuya rotura se admite, y que se diseña en base a que homogenicen los movimientos en todo el contorno del túnel.

En la figura 4.5 puede verse un esquema del sostenimiento inicial, y que estará constituido por los siguientes elementos:

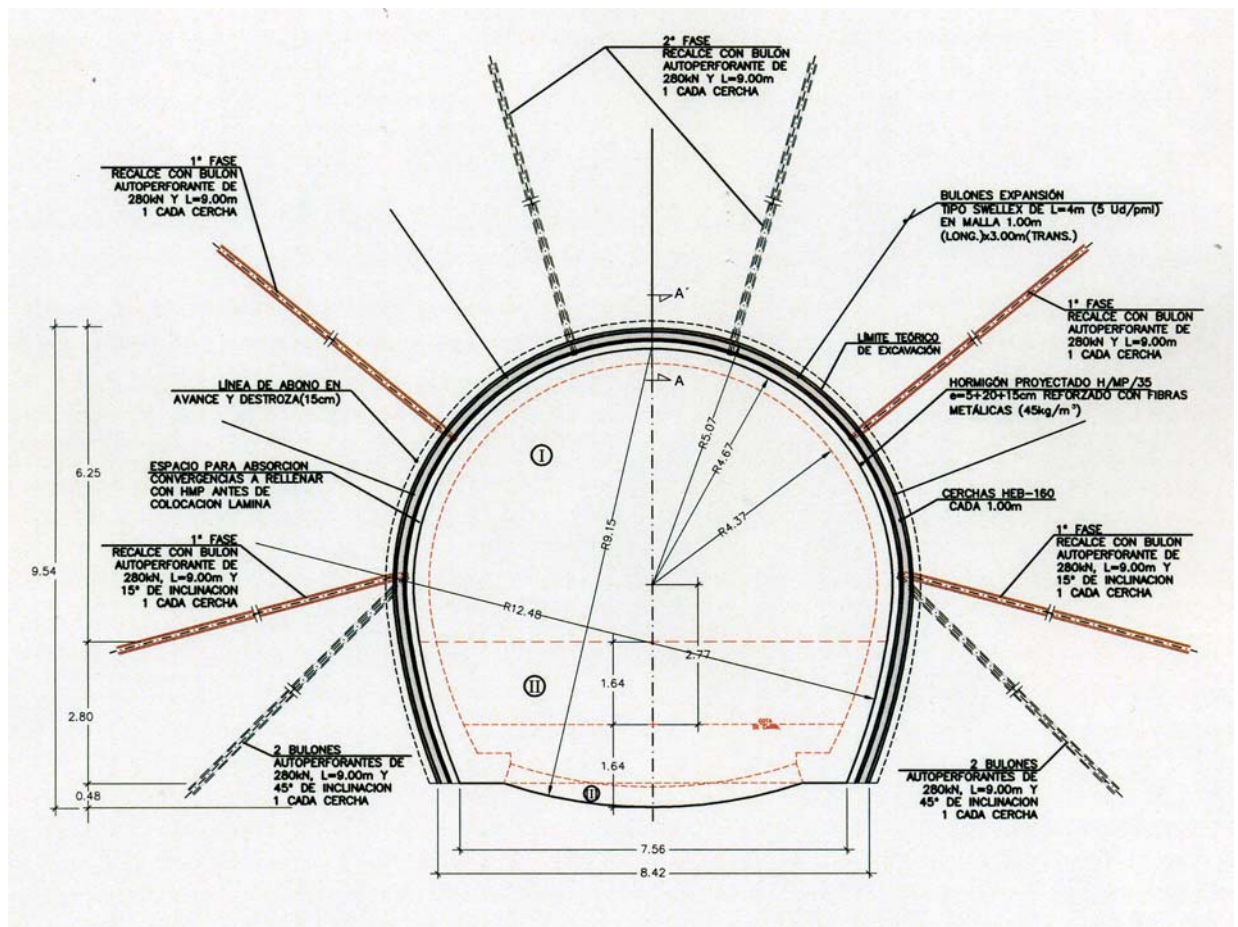
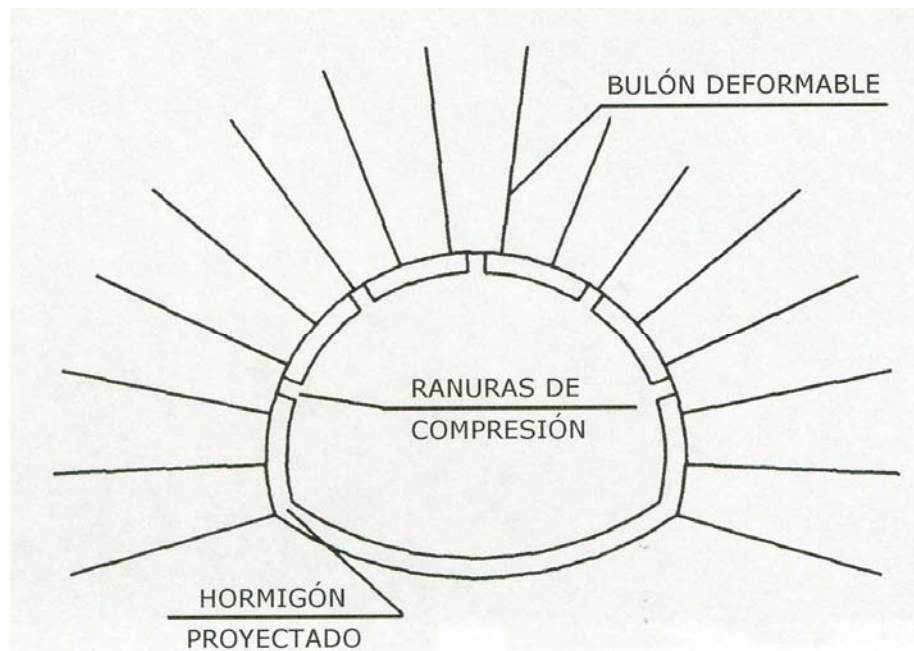


Figura 4.5.- Vista sección a reforzar tramo squeezing

- Capa de sellado ampliada que debe estar armada (fibras) y puede llevar bandas que permitan el cierre de la gunita.

Las bandas longitudinales pueden estar constituidas por:

- o Porespan o neopreno, que permitirían que se corte la continuidad de la gunita a un coste muy reducido, según el esquema de la figura 4.6 y como puede verse en la foto 4.6 (Túnel de San Gotardo)

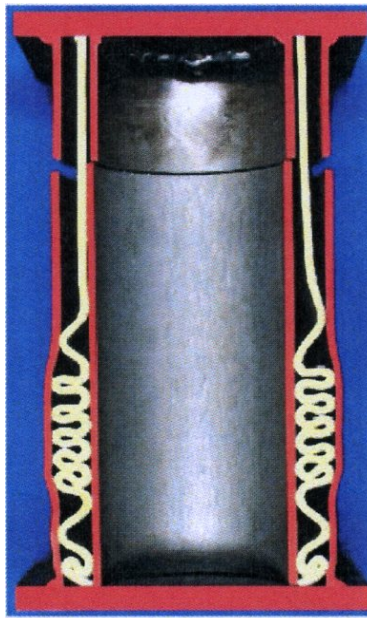


**Figura 4.6.- Vista sección sostenida con bandas de corte.**



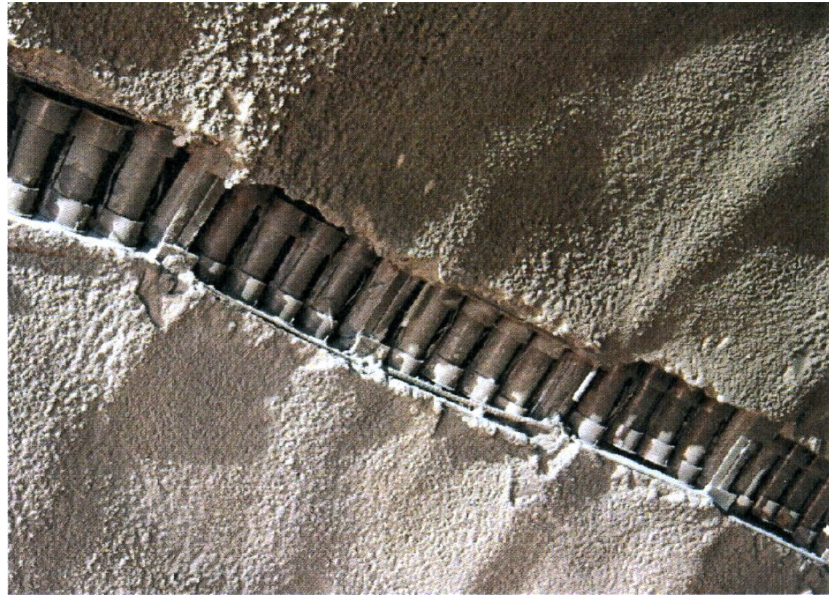
**Foto 4.6.- Vista bandas deformables de foam**

- Elementos metálicos LSC, como amortiguadores de fricción, que se colocarían en todas las bandas con densidades de 2 a 4 Ud/pmil, según el esquema de la figura 4.7 y como puede verse en la foto 4.7



**Figura 4.7.- Esquema elementos LSC**





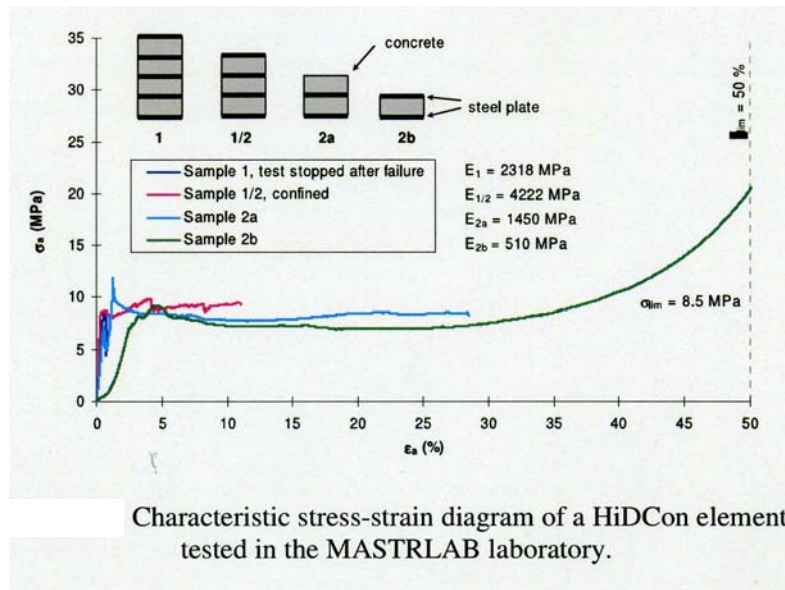
**Foto 4.7.- Vista túnel con elementos LSC.**

- Elementos de hormigón plastificables.

Son tacos rectangulares de hormigón encofrado a los que se han añadido microesferas de vidrio que cumplen las siguientes finalidades:

- Permiten la rotura dúctil del hormigón por compresión volumétrica, con una pérdida importante de volumen a tensión cortante una vez alcanzado el punto de plastificación.

En la figura 4.8 puede verse un gráfico tensión deformación para carga de compresión en uno de estos elementos



**Figura 4.8 Grafico de rotura de un elemento HiDC**

- Disminuye la resistencia del hormigón, según el porcentaje de esferas, a valores en el rango de 5 a 10MPa, y con una deformación dúctil en la posrotura muy detallada como puede verse en la figura anterior.
- Disminuye la densidad del material, y por tanto el peso de cada elemento, lo que facilita su colocación.

En la foto 4.8 puede verse estos elementos plastificables en la ranura de un túnel.



**Foto 4.8.- Vista elementos HiDC colocados en la ranura de un túnel.**

- Bulones cortos de mejora del terreno del contorno, para garantizarse un anillo de terreno alrededor de la cavidad que tenga deformaciones homogéneas.

Puedan colocarse bulones de expansión hidráulica de 3,00 a 4,00m de longitud, que homogenizarían los desplazamientos en todo el anillo del contorno, impidiendo roturas locales o caídas de cuñas a pesar del cierre de la sección.

Estos bulones también deben coser el soporte flexible de gunita al terreno a ambos lados de las franjas que se dejen abiertas.

Como el soporte entre franjas se colocaría de los bulones cortos, con estos elementos de sostenimiento iniciales no sería necesario colocar elementos de deformación controlada en las ranuras dejadas en la gunita.

- c) Controlar mediante las medidas de convergencias las distintas fases de refuerzo, que según las necesidades serían como puede verse en la anterior figura 4.5

- Colocación de bulones autoperforantes de 8 a 15m de longitud en base de hastiales (bien sea en avance o en destroza)
  - Colocación al menos dos filas de bulones autoperforantes de 8 a 15m de longitud
  - Si no tienden a estabilizarse los movimientos y según la dirección de estos:
    - Si siguen predominando los movimientos de cierre, reforzar hastiales con otro u otras dos filas de autoperforantes.
    - Si predomina el descenso, reforzar bóveda con al menos dos filas de autoperforantes de 12 a 15m de longitud
  - Si sigue sin estabilizarse la evolución del descenso de clave, reforzar el apoyo con otro fila de autoperforantes o micropilotes a 45° en cada apoyo del sostenimiento.
  - Si no consigue estabilizarse el cierre horizontal de la base de hastiales pero los descensos de clave tienden a atenuarse, realización de contrabóveda, que sería provisional si corresponde a la base del avance.
- d) Una vez estabilizados los movimientos, colocar una capa final de 15 a 40cm de espesor de hormigón proyectado, y que además tapaná la cabeza de los bulones autoperforantes.

Esta capa final deberá colocarse a ser posible después de la destroza y cuando se prevea que no va a haber nuevos movimientos en el soporte que puedan agrietar el mismo.

## 5.- ROCK BURSTING

Como se ha comentado en el tema anterior el rock-bursting o estallido de rocas es la rotura frágil de macizo del contorno de la cavidad de forma progresiva y con espesores no muy elevados de centímetros (descascarillamiento) hasta casi 2,0m.

En la foto 5.1 puede verse la magnitud e importancia de la rotura del terreno del perímetro de la cavidad por rock-bursting a una distancia del frente elevada.



**Foto 5.1.- Daños rotura galería por rock-bursting**

En la tabla de la figura 5.1 puede verse el espesor previsible de zona afectada según la intensidad del rock-bursting.

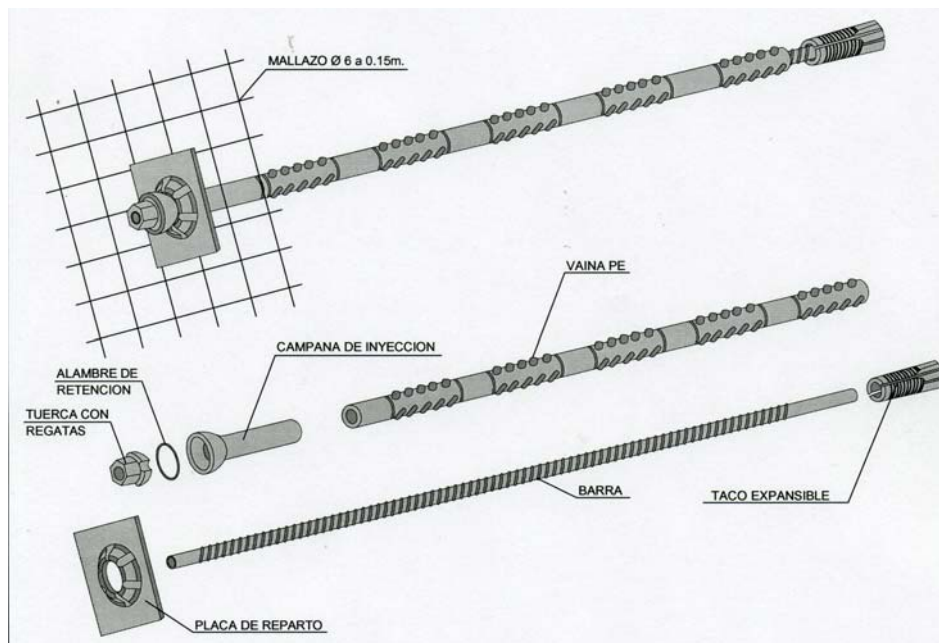
<i>Severidad</i>	<i>Profundidad del lajado</i>
Menor	< 0,25 m
Moderada	< 0,75 m
Intensa	< 1,5 m

**Figura 5.1.- Espesor de afección del rock-bursting en contorno de excavación.**

El tratamiento para evitar la proyección de la roca descascarillada y que progrese la proyección estaría constituido por los siguientes elementos:

- Bulones de longitud no menor del doble del espesor afectado de macizo en el contorno de la excavación.

Los bulones pueden ser pasivos de expansión hidráulica, redondo inyectado, autoperforantes, pero es mejor que sean activos con anclaje puntual mecánico y tensión dada por apriete de tuerca con llave dinamométrica, como puede verse en la figura 5.2



**Figura 5.2.- Bulones activo de anclajes mecánico DSI**

En el caso del tipo de bulón de la figura anterior, al llevar toda la barra rosca Gewi puede alcanzarse cualquier longitud con manguitos Gewi uniendo los distintos tramos de barra.

- Un paramento de protección y reparto de la tensión en anclajes que puede estar constituido por:
  - o 10 a 20 cm de hormigón proyectado con fibra sintética flexible (polipropileno con dosificación de más de  $5\text{Kg/m}^3$ )
  - o Un mallazo  $\phi 6$  a 0,15, que garantice que quedan retenidos los fragmentos del contorno de la excavación.

También puede ser necesario tratar el frente, o en caso de que con rock-bursting no se realice tratamiento dejar machón de escombros y una distancia de seguridad respecto al frente a la que no deba acceder personal a pie.

Las ventanillas y cristales de la maquinaria deberán protegerse con mallazos metálicos.



## 6.- CONCLUSIONES

En la ejecución de un Túnel siempre se tienen riesgos de incidencias que obligan a la realización de refuerzos.

Los principales riesgos son:

- Colapso de la cavidad por sostenimiento insuficiente
- Formación de campanas y /o chimeneas
- Squeezing
- Rock- Bursting.

Deben establecerse protocolos aceptados por Dirección de Obra, Asistencia Técnica y Constructora, para las medidas de refuerzo a adoptar de forma inmediata en caso de que se produzca cualquier tipo de incidencia.

Igualmente, en el Proyecto, deben considerarse en medición y valoración los elementos de refuerzo que vayan a ser previsiblemente necesarios en el Túnel que se está diseñando.