

Interpretación geomecánica de la inestabilidad del frente de excavación en túneles construidos en terrenos de mala calidad^(*)

Por LAUREANO CORNEJO ALVAREZ

Ingeniero de Minas
AGROMAN, E. C. S. A.

En la excavación de túneles en terrenos de baja calidad se presentan con frecuencia fenómenos de inestabilidad en el frente de excavación. En el artículo se estudian los factores que afectan a la rotura, sus consecuencias y las técnicas constructivas para mantener la estabilidad en el frente de excavación.

1. INTRODUCCION

Bajo determinadas condiciones la inestabilidad de la excavación se presenta en el propio frente de trabajo, a pesar de que en esta zona, generalmente, las condiciones de estabilidad son más favorables debido al estado tridimensional de las tensiones imperantes.

2. VARIACION DEL ESTADO TENSIONAL ENTORNO AL FRENTE DE EXCAVACION

2.1 Zona no afectada.

Si tomamos como punto de referencia el frente de excavación en su entorno existen diversos estados tensionales. (ver figura 1)

A una distancia por delante del frente aún no excavado, suficientemente alejada, el elemento de roca está sometido a un estado de compresión triaxial; en estas condiciones no se producen fenómenos de rotura ya que cualquier tipo de deformación está impedida por la roca circundante.

2.2 Zona de transición.

En una zona comprendida entre uno y dos diámetros por delante y por detrás del frente y que llamaremos zona de transición, a medida que va acercándose el frente, se van alternando las condiciones de compresión triaxial.

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 31 de diciembre de 1986.

Se inicia gradualmente una descarga o relajación axial hacia la dirección del hueco, comenzando fenómenos incipientes de deformación (contracción radial). Se inicia la deformación del macizo rocoso perdiendo su estado natural en cuanto a características resistentes (fisuración, cohesión, resistencia al corte).

La deformación radial que sufre el terreno por delante del frente ha sido cuantificada con mediciones y varía según los casos entre un 20 por 100 y un 30 por 100 de la deformación total final en el momento del equilibrio estable de la excavación. (ver figura 2).

Esta deformación por delante del frente influye extraordinariamente en el deterioro de las características resistentes de terrenos de mala o

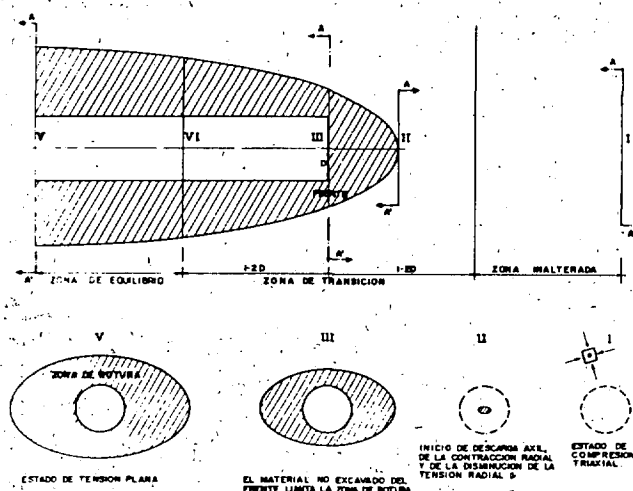
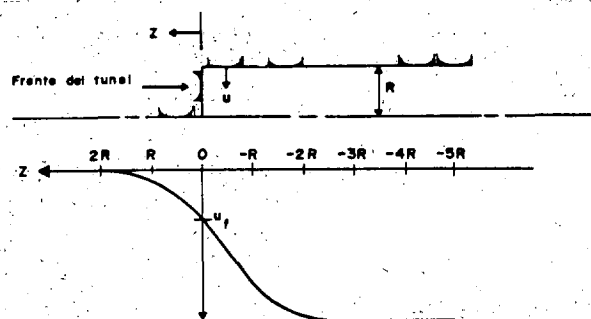
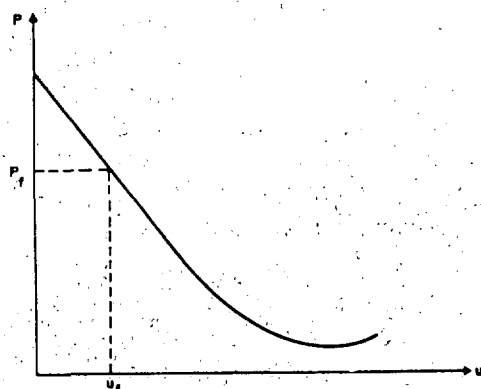


Figura 1.



MOVIMIENTO RADIAL (DISTANCIA DEL. FRENTE)



CURVA CARACTERISTICA

MOVIMIENTOS RADIALES EN CERCANIA DEL FRENTE DE EXCAVACION DEL TUNEL

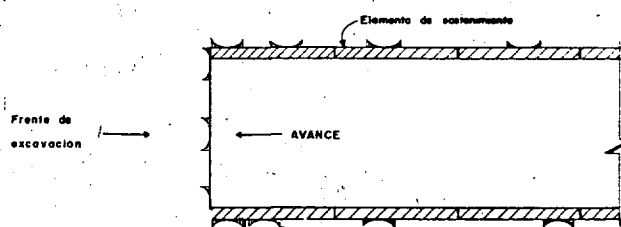
Figura 2.

muy mala calidad en cuanto a sus características resistentes a solicitaciones tensionales. Podemos decir que, si los terrenos son de muy mala calidad y el nivel de tensiones supera un umbral, el material pierde sus características resistentes y se hace inestable antes de ser excavado; el frente de excavación se hará inestable y se producirá un flujo de material hacia el hueco ya excavado.

El inicio de la excavación en el frente modifica en un sentido desfavorable, el estado tensional del terreno próximo al hueco por tres motivos principales:

1) Al eliminarse cierto volumen de roca, las tensiones inicialmente soportadas por dicho volumen se transfieren al terreno circundante, produciéndose una concentración de esfuerzos que

ANTES DE UN NUEVO CICLO DE EXCAVACION



DESPUES DE UN NUEVO CICLO DE EXCAVACION

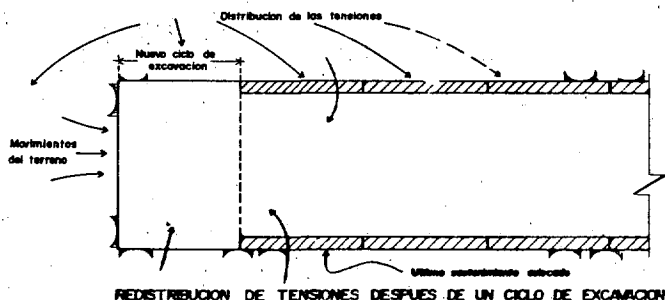


Figura 3.

pueden llegar a ser 2 ó 3 veces superiores a la tensión vertical geostática de campo.

Al iniciarse la excavación en el frente se produce una redistribución de tensiones; la mayoría de estas tensiones son transferidas al sostenimiento de detrás del frente; pero una parte importante es transmitida al terreno aún no excavado por delante de éste. (ver figura 3).

2) La eliminación del impedimento contra la expansión lateral hace que la roca circundante no esté sujeta a compresión triaxial por lo que aumenta su fracturación.

3) Cualquiera que sea el procedimiento constructivo que se utilice, incrementa en mayor o menor medida las fracturas y fisuras naturales inherentes a todo macizo rocoso.

Sabemos por estudios realizados, por Terzaghi y Richart 1952 y otros posteriores, que las tensiones radiales (σ_r) a lo largo de la superficie perimetral se reducen a cero produciéndose una redistribución y aumento de las tensiones tangenciales (σ_t). Esta redistribución de tensiones se hace vía deformaciones.

$$\text{Para } \sigma_r = P \\ \sigma_h = 0$$

$$\text{En clave } \sigma_r = \frac{p}{2} \left(2 - \frac{5r^2}{x^2} + \frac{3r^4}{x^4} \right); p = \gamma h$$

Para $x = r$ $\sigma_r = 0$
 $\tau_{rb} = 0$

En hastiales

$$\sigma_r = \frac{3p}{2} \frac{r^2}{x^2} \left(1 - \frac{r^2}{x^2}\right)$$

Para $x = r$ $\sigma_r = 0$

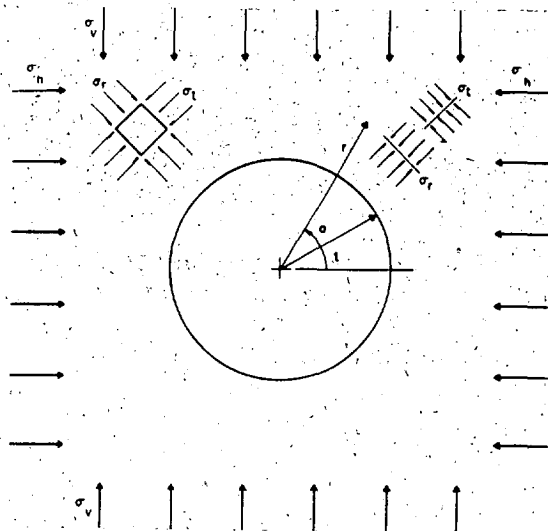
En cuanto a las tensiones circunferenciales o tangenciales tenemos:

En clave $\sigma_t = \frac{p}{2} \left(\frac{r^2}{x^2} - \frac{3r^4}{x^4} \right);$

Para $x = r$ $\sigma_t = -p$

En hastiales $\sigma_t = 3p$

Tenemos por tanto el terreno en la zona de trabajo sometido a esfuerzos de tracción tanto por parte de las tensiones tangenciales $\sigma_t = -P$ como por parte de las tensiones radiales aunque menores; para $X = 1,1r$, $\sigma_r = -0,04P$ (ver figuras 4 y 5).



**TENSIONES ALREDEDOR DE UNA ABERTURA CIRCULAR
 EN UN CAMPO DE TENSIONES BIAxIAL**

- a radio del túnel.
- r distancia radial a cualquier punto.
- t distancia angular a cualquier punto.
- σ_h, σ_v campo de tensiones al nivel del túnel (antes de la excavación).
- σ_r, σ_t tensiones finales radiales y tangenciales alrededor del túnel (después de la excavación).

Figura 4.

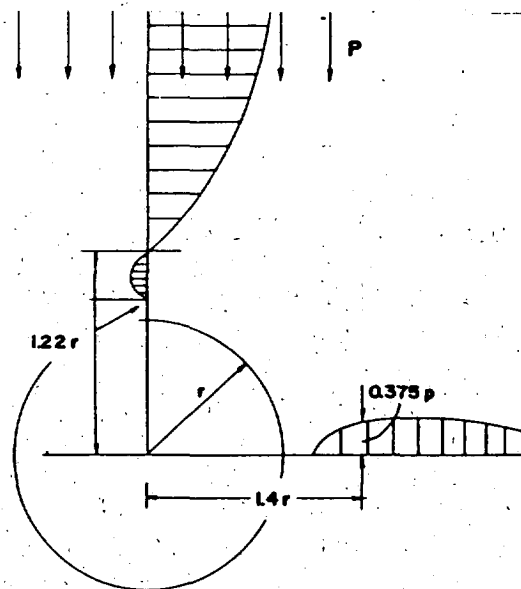


DIAGRAMA DE TENSIONES RADIALES σ_r

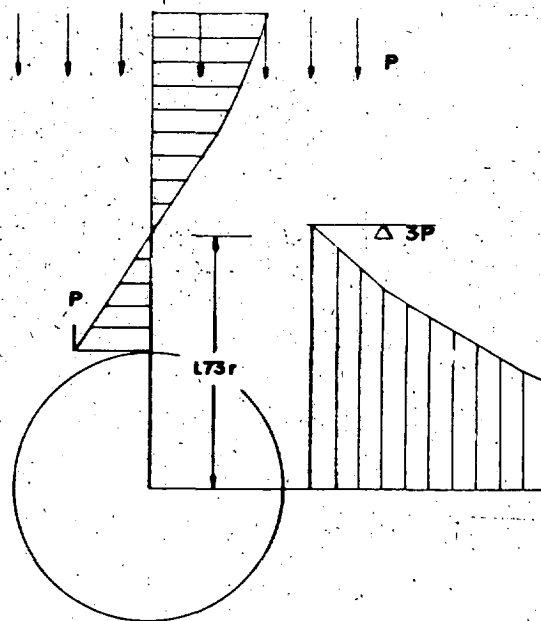


DIAGRAMA DE TENSIONES TANGENCIALES σ_t

Figura 5.

Si la resistencia del terreno al corte o cizallamiento es menor que este esfuerzo de tracción se producirá la rotura con desprendimiento del techo y deslizamiento de hastiales. Esto ocurrirá cuando la roca este muy diaclasada, descompuesta o tenga una resistencia mínima al corte

como consecuencia de la disposición y naturaleza de las discontinuidades (planos de estratificación o esquistosidad recubiertos de materiales de características lubricantes como grafito o sericita).

Además, cuando la resistencia a tracción de la roca es muy baja por lo anteriormente dicho, los pequeños esfuerzos de tracción producidos en el terreno como consecuencia de la variación en clave de las tensiones radiales $\sigma_r = 0,04P$ son especialmente nocivos y contribuyen a inestabilidad del techo en la zona del frente.

Si las tensiones tangenciales son suficientemente grandes y la resistencia al corte del terreno suficientemente escasa, sobrevendrá la rotura del mismo a lo largo de planos inclinados que coincidirán con los planos de estratificación o esquistosidad.

2.3 Zona de equilibrio.

Esta es una zona suficientemente alejada del frente donde, mediante la aplicación de una presión radial de estabilización $\sigma_r = P_j$; debida al sostenimiento y una deformación permitida, se consigue una situación de equilibrio estable.

3. FACTORES QUE AFECTAN A LA ROTURA DEL TERRENO

En los mecanismos de rotura intervienen varios factores como son:

- El aumento de la magnitud de las tensiones y variación del estado tensional al que queda sometido el terreno.
- Las propiedades del material que afectan a su capacidad resistente.

3.1 Aumento de las tensiones y variación del estado tensional.

Como hemos dicho, al excavar el hueco se produce un aumento de las tensiones tangenciales acompañado de una eliminación de las tensiones radiales de confinamiento.

3.2 Propiedades del terreno.

Principalmente las discontinuidades (fracturas, fisuras, planos de estratificación, planos de

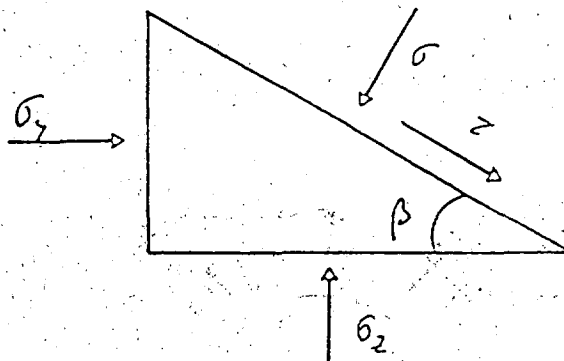
esquistosidad recubiertos de materiales que implican una fricción mínima entre planos como sericita o grafito) determinan una resistencia al corte del terreno mínima junto con una cohesión prácticamente nula de la estructura de la roca en su contenido.

La geometría y dimensiones de la excavación influyen también en la rotura.

Los efectos de acuñaamiento que se producen durante la rotura como consecuencia del aumento de volumen (dilatancia) quedan disminuidos o anulados cuando las dimensiones del hueco son grandes.

La rotura del terreno ocurre a lo largo de un sistema de planos de deslizamiento en los que se sobrepasa la resistencia al corte del material viniendo esta regida por la condición de Coulomb $\tau \pm c + (\sigma - \mu)\text{tg } \varphi$.

U presión de agua en las juntas.

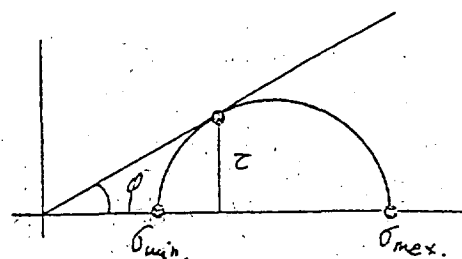


τ tan máxima tensión de cizallamientos a la cual ocurrirá la ruptura a lo largo del plano.

σ tensión de compresión normal al plano de rotura. Para $C = 0$ la rotura ocurrirá cuando se cumpla la relación.

$$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \geq \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \varphi/2 \right)$$

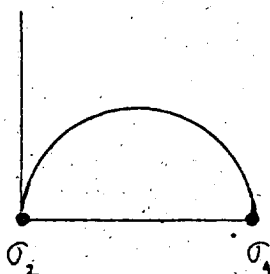
$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{tmax}}$$



Cuando $\sigma_{\min} = \sigma_r = 0$
 $\tau = 0$

$$\sigma_2 = \sigma_r = 0$$

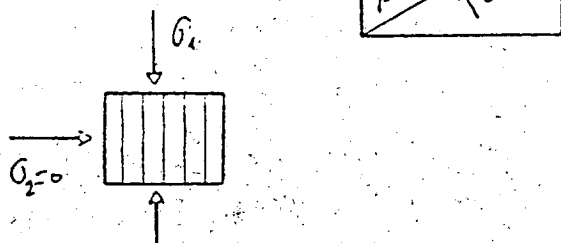
$$\sigma_1 = \sigma_t$$



Por otra parte los mecanismos de rotura en terrenos fisurados siguen la misma ley de Coulomb.

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cos 2\beta$$

$$\tau = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \sin 2\beta$$



En condiciones próximas a la rotura y para $C=0$ se cumple que

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{\sin(2\beta + \varphi)}{\sin \varphi}$$

Para $\beta=0$ la rotura frágil se produce cuando $\sigma_2 = \sigma_r \leq 0$. Estos tipos de rotura indicados anteriormente se dan en el frente de excavación cuando el terreno por delante de éste tiene ínfima resistencia a la tracción y al cizallamiento.

4. CONSECUENCIAS DE ESTA ROTURA

Cuando en un túnel nos encontramos con un terreno en el frente de excavación como el que se ha caracterizado anteriormente, sobreviene la inestabilidad del mismo no siendo éste autoestable el tiempo necesario para poder aplicar un sostenimiento estabilizador.

En consecuencia se producirá una caída continuada de material en la zona de la clave que provocará un hueco por encima de ésta y por delante del frente hasta conseguir una situación autoestable, produciéndose una invasión de materiales sueltos hacia dentro del túnel.

Esta situación plantea un grave problema de control de las dimensiones del hueco y de la estabilidad del mismo interrumpiéndose el ritmo de excavación y obligando a utilizar técnicas constructivas adicionales muy costosas y lentas. Las condiciones en que este tipo de problema puede darse se presentan en túneles de grandes dimensiones en los que los terrenos, por las razones ya expuestas, tienen muy bajas o nulas resistencias a esfuerzos de tracción, y cortantes con cohesiones consideradas nulas.

Terrenos típicos en los que se pueden dar este tipo de fenómenos son filitas, pizarras filíticas o calcosquitos filíticos entre otros.

5. PROPUESTA DE MODELO DE ROTURA

La rotura del frente de excavación podríamos asimilarla a la que se produciría en un suelo sometido a una sobrecarga a lo largo de un plano de deslizamiento.

Según esto, en orden a determinar la magnitud de la fuerza desestabilizadora y la fuerza que sería necesario aplicar para mantener el equilibrio del frente, la formulación sería:

$F_R = F_D - (F_f + S_2 C)$ [1] S_2 Superficie de deslizamiento.

$F_D = Q \sin \alpha$ [2] Fuerza de deslizamiento.

$F_f = \mu Q \cos \alpha$ [3] Fuerza de fricción.

$S_2 C$ Fuerza de cohesión.

Q Peso del terreno que actúa sobre el plano de deslizamiento.

F_R Fuerza resultante desestabilizadora (ver figuras 6 y 7).

Considerando las fuerzas que actúan sobre un plano horizontal tendremos:

$$F_x + (C S_3 + F_f) = F_R \cos \alpha$$
 [4]

donde F_x es la fuerza exterior que es necesario aplicar para mantener el equilibrio.

$C S_3 + F_f$ es la fuerza que el tacón central opone al deslizamiento.

Sustituyendo [2] y [3] en [1] tenemos:

$$F_R = Q (\sin \alpha - \mu \cos \alpha) - S_2 C$$
 [5]

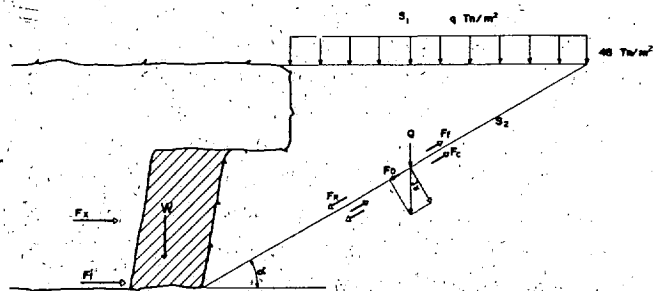


Figura 6.

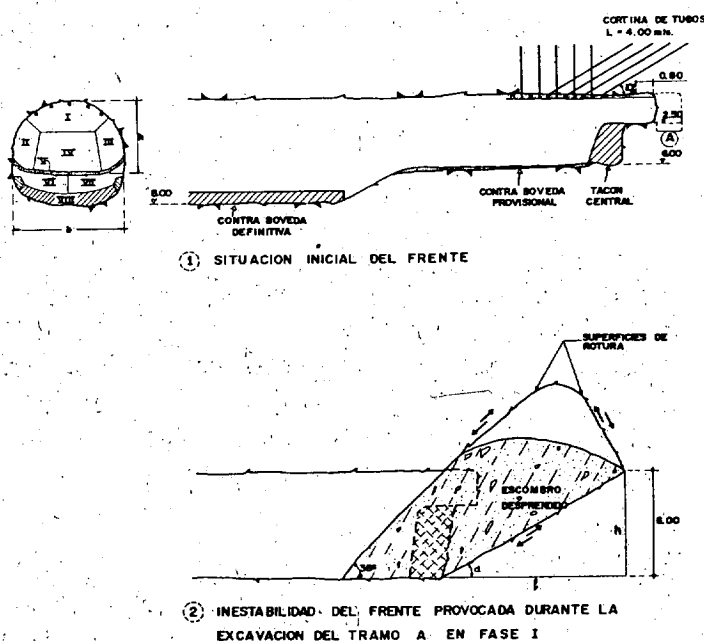


Figura 7.

$F_f = (W + F_R \text{sen } \alpha) \mu$ [6] fuerza de fricción que opone el tacón central.

W, peso del tacón central.

Sustituyendo en [4] tenemos:

$$F_v = [Q(\sin \alpha - \mu \cos \alpha) - S_2 C]$$

$$[(\cos \alpha - \mu \operatorname{sen} \alpha) - \mu W - C S_3]$$

operando resulta la expresión general:

$$F_x = Q (\sin \alpha - \mu \cos \alpha) (\cos \alpha - \mu \sin \alpha) - S_2 C (\cos \alpha - \mu \sin \alpha) - S_3 C - \mu W \quad [7]$$

Para $C = 0$

$$F_x = Q(\sin \alpha - \mu \cos \alpha)$$

$$(\cos \alpha - \mu \sin \alpha) - \mu W \quad [8]$$

$$Q = S_1 \times q \quad [9]$$

$$S_1 = b \times l \quad [10]$$

$$l = \frac{h}{\operatorname{tg} \alpha} \quad [11]$$

b ancho del túnel.

l longitud del desprendimiento.

h altura del túnel.

ángulo que forma el plano de deslizamiento.

$$\mathbf{q} = \sigma_r = \gamma \mathbf{B} \quad [12]$$

$$B = b + 2 \frac{h}{\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} + 1/2)} \text{ según Terzaghi [13]}$$

Sustituyendo en [9] tenemos:

$$Q = b \frac{h}{\operatorname{tg} \alpha} \gamma (b + 2 \frac{h}{\operatorname{tg} (\frac{\pi}{4} + \varphi/2)}) \quad [14]$$

γ = densidad del terreno.

Según esto las fuerzas exteriores que es necesario aplicar al frente para asegurar su estabilidad serían:

$$F_{ex} = F_x - \mu W \quad [15]$$

Estas fuerzas exteriores se pueden conseguir por varios caminos:

a) Dejando un tacón central a modo de contrafuerte, en este caso, suponiendo $C = 0$, el peso de dicho tacón debería ser:

$$W = \frac{Q(\sin \alpha - \mu \cos \alpha) - (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)}{\mu} \quad [16]$$

b) Aumentando la cohesión del terreno del frente

$$\text{En este caso } C = \frac{Q(\sin \alpha - \mu \cos \alpha)}{S_2} \quad [17]$$

Esta cohesión se podría aumentar mediante inyecciones del terreno del frente.

c) Aplicando una fuerza estabilizadora sobre el frente mediante la colocación de anclajes de longitud y densidad adecuadas. Esta fuerza to-

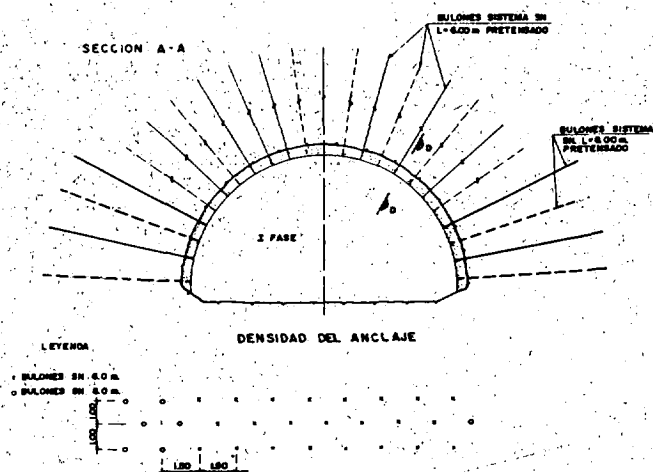


Figura 10.

tiempo una vez completada la excavación de la fase correspondiente.

El sostenimiento será dimensionado para soportar las presiones del terreno que se generen en la periferia de la excavación y con una rigidez que permita su deformación hasta alcanzar el equilibrio.

Estos revestimientos flexibles se consiguen empleando, hormigón proyectado, mallazo metálico, pernos de anclaje y perfiles metálicos tipo TH. (ver Fig. N.º 9 y 10).

6.2.1 Sistema del «Paraguas»

En este tipo de terrenos difíciles es necesario colocar un refuerzo previo por delante de excavación, antes de efectuar ésta.

Esta técnica es muy eficaz ya que contribuye a mantener la estabilidad del terreno en la zona de la clave.

La técnica que se emplea es la del «paraguas» que consiste en instalar unos tubos metálicos o redondos de acero en la zona de la clave creando de este modo un paraguas o visera.

La longitud, espaciamiento, tipo de perfil etc. son parámetros que deben definirse en relación a la situación real de la estabilidad del frente.

Cuanto mayor sea su longitud y diámetro, y menor su separación, mejor será su funcionamiento. La inclinación debe ser lo más horizontal posible para evitar la inestabilidad de las pequeñas cuñas de terreno que queden por debajo.

La longitud necesaria que hay que dar a los elementos que forman el paraguas es muy importante, ya que si la inestabilidad es muy acusada, dichos elementos pueden quedar dentro de la zona de desprendimiento y ser arrastrados por el mismo perdiendo eficacia (ver figuras 11, 12 y 13).

Si el terreno del frente se encuentra en un estado semifluido será necesario colocar, en lugar de perfiles tubulares o de redondo, perfiles metálicos adosados unos con otros a modo de blindaje de la clave y todo esto en combinación con arcos metálicos de apoyo.

6.2.2 Sistema de inyección

En aquellos casos, en que la naturaleza del terreno lo permita, se podrá utilizar como tratamiento previo en la zona del frente las moder-

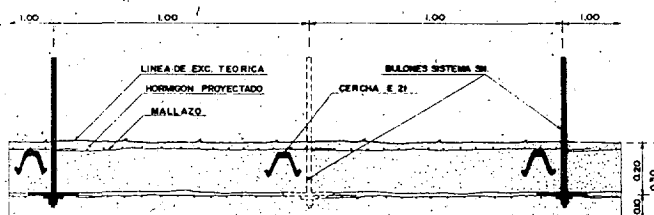


Figura 11.

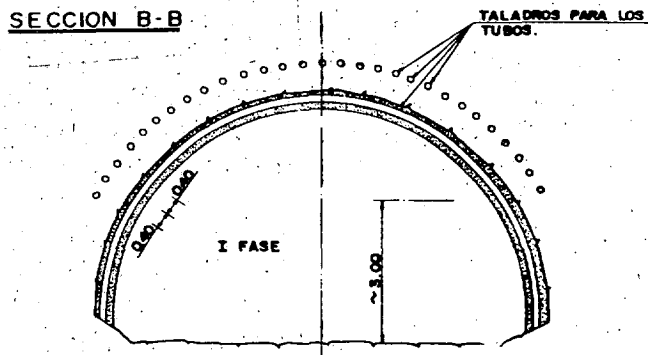


Figura 12.

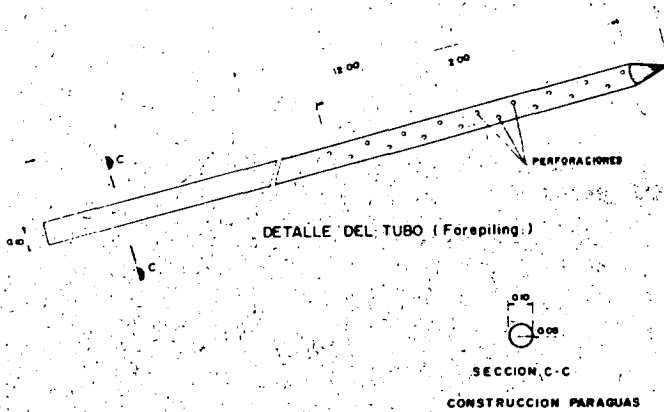


Figura 13.

nas técnicas del Yet Grouting consiguiendo la estabilización de una zona entre 10 y 20 cm. por delante del frente.

6.2.3 Sistema de congelación

En aquellos casos en que los terrenos se encuentren saturados de agua y existan flujo moderados de la misma, se podrá utilizar la técnica especial de congelación del terreno por delante del frente.

6.2.4 Sistema de avance con escudo

En determinadas circunstancias puede ser una buena solución efectuar la excavación con escudo que mantiene la estabilidad del frente, con ampliación del refuerzo por detrás del mismo siguiendo el avance.

La elección del sistema más adecuado en cada caso es un asunto que requiere un estudio muy detenido de las características mecánicas del terreno (dureza, densidad, fracturación, abrasividad etc).

Algunos terrenos son muy duros y abrasivos; pero sin embargo presentan una intensa fracturación junto con una marcada anisotropía introducida por planos de exfoliación recubiertos de materiales de características lubricantes (grafito y sericita).

6.2.5 Ejecución de contrabóveda

Para asegurar la estabilidad de la excavación y teniendo en cuenta que se generan fuertes presiones sobre la capa resistente del sostenimiento, debe llevarse la zona de solera en

forma de contrabóveda hormigonada lo más cerca posible del frente. Puede ser un buen sistema cada dos semanas de avance dedicar una a la construcción de la contrabóveda.

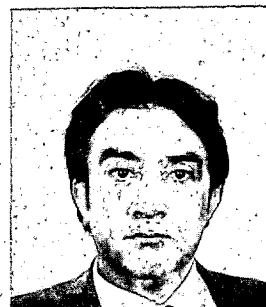
Entre la contrabóveda definitiva y el frente de excavación puede ser necesario construir una contrabóveda provisional a una cota superior en aquellos casos en los que la velocidad de deformación sea elevada. Esta contrabóveda provisional se construye dando forma a la excavación en la solera provisional de trabajo revistiendo ésta con un espesor de 15 cms de hormigón proyectado reforzando en los extremos (ver figura 6).

6.2.6 Control de las deformaciones

El control de la estabilidad de la excavación exige, al menos, efectuar mediciones diarias (en casos dos o tres veces al día) de la convergencia en hastiales y en clave, vigilando principalmente la velocidad de deformación en los primeros momentos.

Velocidades de deformación de 1 cm/día deben ser consideradas generalmente, en túneles de gran sección, como punto de partida para poner en marcha medidas que estabilicen las deformaciones: como colocación de anclajes más largos, aumento del espesor de hormigón proyectado, construcción de contrabóveda etc., pudiendo ser necesario interrumpir el avance hasta que ésta estabilización se haya producido.

Laureano Cornejo Alvarez



Ingeniero de Minas. Promoción 1969 de la Escuela de Madrid.

Desarrolla su actividad profesional en Agromán Empresa Constructora, S. A., desde 1969 en la División de Investigación y Métodos y más específicamente en el campo de las obras subterráneas. Es autor de publicaciones sobre maquinaria y tecnología de túneles, así como trabajos

sobre el uso de los explosivos en las obras subterráneas.

Ha intervenido como ponente en cursos nacionales y congresos internacionales sobre métodos constructivos en las obras subterráneas.