

12) LAUREANO CORNEJO ÁLVAREZ

Congreso Tunnels and water. Madrid 12-15 Junio 1988.

Publicación:

“El fenómeno de la inestabilidad del frente e excavación y su repercusión en la construcción de túneles”.

El fenómeno de la inestabilidad del frente de excavación y su repercusión en la construcción de túneles

L. Cornejo

Agromán, Madrid, España

RESUMEN: Se enumeran las causas que originan la inestabilidad del frente y se indican las técnicas constructivas que pueden utilizarse. Se estudia la Estabilidad mediante el FACTOR DE SEGURIDAD del frente (FSF). Partiendo de los parámetros característicos del terreno y del entorno del túnel, se determina el INDICE DE ESTABILIDAD del frente para unas condiciones dadas. De un modo inverso, eligiendo previamente dicho índice, se podrán determinar los parámetros como: longitud máxima de avance sin sostenimiento y presión de estabilización necesaria en el frente.

1 INTRODUCCION

En el proceso constructivo de túneles, con una incidencia mayor en túneles someros, con frecuencia nos enfrentamos con el fenómeno de la inestabilidad del frente de excavación, a pesar de que en ésta zona la estabilidad resulta favorecida por el confinamiento del terreno que confiere al mismo un estado de tensión en compresión triaxial. En éstos casos el efecto cúpula, o no se produce o su duración es tan fugaz que no garantiza la estabilidad.

2 TECNICAS CONSTRUCTIVAS

Cuando este fenómeno se manifiesta de un modo esporádico, en túneles en roca en zona de boquillas o en pasos de falla, se recurre a diversas técnicas de sostenimiento previo como:

a) Excavación en fases con núcleo central estabilizador.

b) Congelación del terreno

c) Inyección previa

d) Colocación de refuerzos previos longitudinales en el perímetro de la excavación (paraguas) con micropilotes ordinarios o con tratamiento "jet grouting".

La técnica a) frecuentemente se aplica en combinación con algunas de las técnicas restantes. Cuando los túneles atraviesan terrenos de malas características geomecánicas, la utilización de máquinas ESCUDO y la colocación de un revestimiento detrás de él puede resultar necesario.

Las rocas que presentan una mayor tenden-

cia a la inestabilidad en el frente son: las pizarras y esquistos arcillosos, las rocas con abundancia de minerales como: caolín, illita, sericita, clorita y grafito, las rocas micáceas muy fracturadas y alteradas, las rocas blandas poco consolidadas y los depósitos piroclásticos muy alterados. En cuanto a los suelos: las arcillas poco compactas, los limos, las arenas o areniscas poco cementadas con presencia de agua y las mezclas de éstos.

3 CAUSAS DE INESTABILIDAD

a) Imputables a las rocas

a.1) Características de los minerales que componen la matriz rocosa.

a.2) Defectos mecánicos de la roca

b) Estado tensional

c) Presencia de agua

Analicemos brevemente cada una de ellas.

a.1) Características de la roca: Las rocas con mayor tendencia a la inestabilidad son aquellas que han sufrido una mayor meteorización o alteración (zona de boquillas, túneles someros de escasa cobertura, etc.). Se produce la alteración química de aquellos minerales con abundancia de magnesio, calcio, hierro, que son los más susceptibles a la meteorización. Como minerales producto de la alteración quedan los arcillosos y los micáceos de grano muy fino (sericita), además de los hidróxidos de aluminio y de hierro que son los más resistentes.

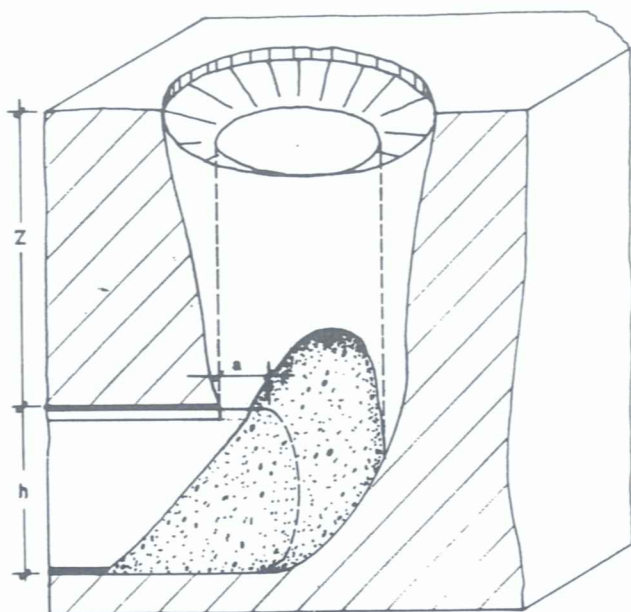


Fig 1. Formación de chimenea

La meteorización promovida por el movimiento del agua subterránea, produce minerales arcillosos como montmorillonita, clorita, vermiculita y mezclas arcillosas. Mediante el proceso hidrotermal se produce la argilización que convierte las rocas, con excepción del cuarzo, en agregados de minerales arcillosos. Todos estos procesos pueden convertir las rocas competentes en rocas sin apenas cohesión y con minerales arcillosos susceptibles de producir fenómenos de hinchamiento cuando son expuestos a la humedad atmosférica o al agua subterránea.

a.2) Defectos mecánicos de la roca:

- Fracturas
- Fisuras
- Planos de estratificación y esquistosidad
- Juntas
- Planos y zonas de falla, zonas fragmentadas o trituradas
- Pliegues
- Huecos

Cualquiera que sea el procedimiento de excavación utilizado, se incrementan las fracturas y fisuras propias del macizo rocoso, disminuyéndose las características resistentes del mismo.

b) Estado tensional:

Como consecuencia de la apertura del hueco, el estado de confinamiento triaxial del núcleo no excavado, en una distancia comprendida entre D y 2D por delante del frente, va disminuyendo pudiendo desarrollarse zonas de rotura en el núcleo.

Por otra parte la excavación de un volu-

men de roca produce una redistribución de tensiones, con un aumento de las mismas en el sostenimiento próximo y en el macizo de roca delante del frente, lo que induce una deformación y una posible rotura en el mismo.

Como resultado de este proceso favorecido por la presión intersticial o de poro, el núcleo de terreno puede perder su capacidad resistente inicial manifestándose una fluencia de material hacia el hueco.

c) Presencia de agua:

En estos fenómenos de inestabilidad con fluencia y/o hinchamiento juega un papel primordial el agua intersticial alojada en los poros, fisuras y fracturas de la roca. La presión del agua ocluida en los poros y fisuras (presión de poro), juega un papel muy importante en el proceso de rotura al corte y viene cuantificado mediante la expresión conocida

$$\tau = c + (\sigma - U) \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

La relajación del núcleo de roca por pérdida de confinamiento, provoca pequeños movimientos del agua intersticial hacia la excavación, aportando a la roca una cantidad adicional de agua que favorece los fenómenos de fluencia y/o hinchamiento. Cuando además estamos en presencia de agua libre que alcanza un nivel determinado sobre la solera del túnel, deberá considerarse, no solo la presión hidrostática, sino también la hidrodinámica

$$P_{hd} = \gamma_w \Delta h \quad (2)$$

capaz de alterar el peso específico del material sumergido y de disminuir la presión efectiva y, por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante al producirse un flujo de agua. Este flujo generado como consecuencia de la variación de la carga hidráulica (carga de presión + carga de posición) induce unas fuerzas de filtración

$$F_f = \gamma_w i \quad (3)$$

siendo

$$i = \Delta h / \Delta l \quad (4)$$

el gradiente hidráulico. Estas fuerzas son tangentes a las líneas de flujo y representan una fuerza desestabilizadora adicional.

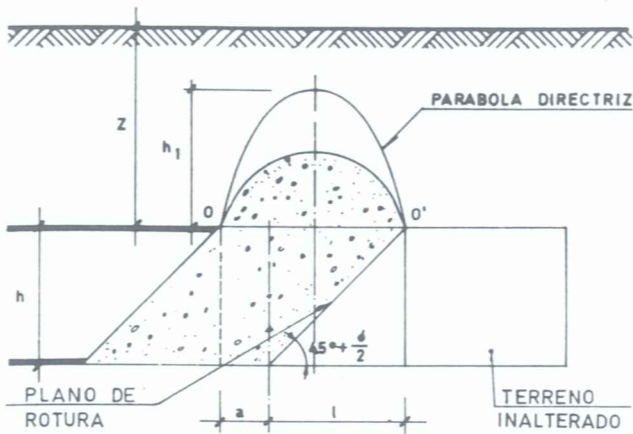


Figura 2. Parábola directriz.

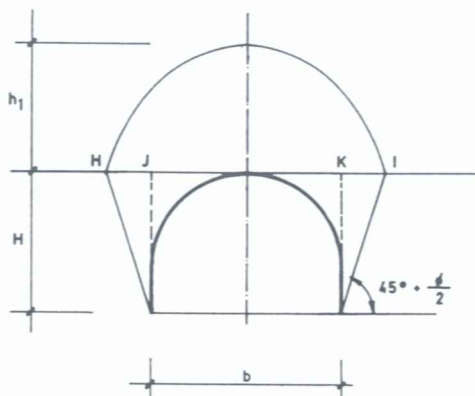


Fig.3 Parábola de Protodyakonov

4 PROCESO EVOLUTIVO DE LA ROTURA

En los fenómenos de inestabilidad en el frente, si no se actúa sobre el proceso, éste irá progresando y afectando a un volumen de roca cada vez mayor. Finalmente se llegará a un estado de equilibrio, pero a costa de la formación de una "chimenea" por encima de la clave y de una rotura del núcleo por el plano de máximo cizallamiento. El volumen de roca que estará gravitando sobre la clave del túnel, será el del paraboloides definido por la parábola directriz de la fig.2 en la que $OO' = a + l$

$$hl = B / 2f \quad (5)$$

y la parábola de la fig.3, en la que $HI = B$.

Los parámetros que intervienen en el cálculo son:

- Longitud avanzada sin sostenimiento (a)
- Factor de Protodyakonov (f). Para rocas: $f = \sigma_c / 100$. Para suelos: $f = \text{tg } \varphi$, para $c = 0$; $f = c / (\sigma_c + \text{tg } \varphi)$, para $c > 0$
- $l = h \text{tg} (45^\circ - \phi / 2)$
- $B = b + 2h \text{tg} (45^\circ - \phi / 2)$

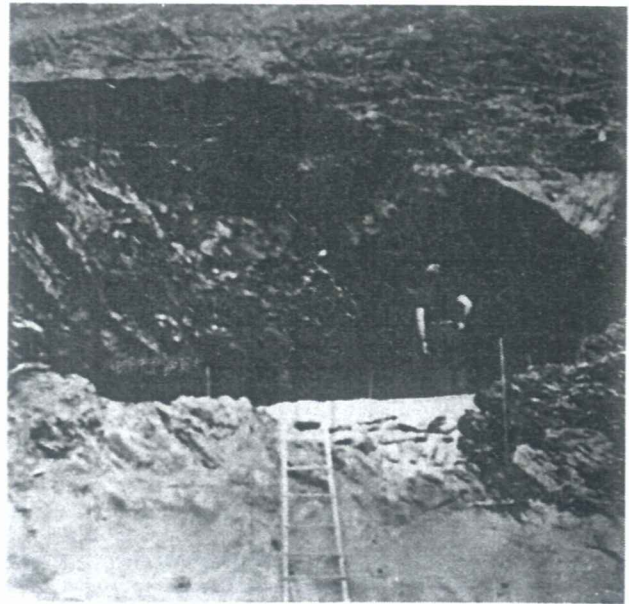


Fig.4 Formación de una chimenea afectando a la superficie

- b = anchura del túnel
 - h = altura del túnel
 - σ_c = resistencia a compresión simple de la roca
 - c = cohesión de la roca
 - z = espesor de terreno sobre la clave
- Se cumplirá que: $hl = B / 2f$, si $hl < z$
 $hl = z$, si $hl > z$

Cuando la rotura se propaga hasta la superficie, se producirá un cráter de subsidencia como el que se observa en la fig.4.

5 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DEL FRENTE

Existen varios criterios para determinar la estabilidad del frente. Todos están basados, de una manera o de otra, en la teoría de arqueología comprobada experimentalmente combinada con la teoría de la elasticidad. Se asume que por encima de la clave, a partir de una altura determinada, el terreno no gravita sobre ésta formándose el conocido efecto bóveda.

Para simplificar el cálculo se sustituye el paraboloides por un volumen prismático (fig.5) en el que se establecen las fuerzas actuantes y se define un factor de seguridad de la estabilidad del frente $FSF = M \sum FR / M \sum FA$ mediante la relación entre los momentos de las fuerzas de reacción y las fuerzas aplicadas, llegándose a la expresión general propuesta por E. Tamez (1985)

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 (\sum m_2 - \sum m_3) + 2 \sum m_3}{(1+a/l)^2} \right] \frac{h_1 + 2 \sum m_3}{b (1+a/l) \gamma R_A} + \frac{3,4 c}{(1+a/l)^2 \gamma R_A (6)}}{\left[1 + \frac{2 h}{3 z (1+a/l)^2} \right] \left[\gamma z - P_E \right]}$$

Para túneles en suelos homogéneos y cohesivos en los que el revestimiento acompaña a la excavación puede utilizarse también la siguiente expresión general basada en la definida por A. Ellstein

$$FSF = \frac{\left[2 + \frac{2 + \sqrt{2}}{1 + a/b} \right] \left[\frac{c}{\gamma z} \right]}{\left[K_0 \left(\frac{\gamma - \gamma_w + \gamma_w w}{\gamma} \right) + \frac{D + \gamma - \gamma_w D - a}{2z} - \frac{a}{6\gamma z} + \frac{\gamma_w (1-w)}{\gamma} \right] \frac{P_E}{\gamma z}} \quad (7)$$

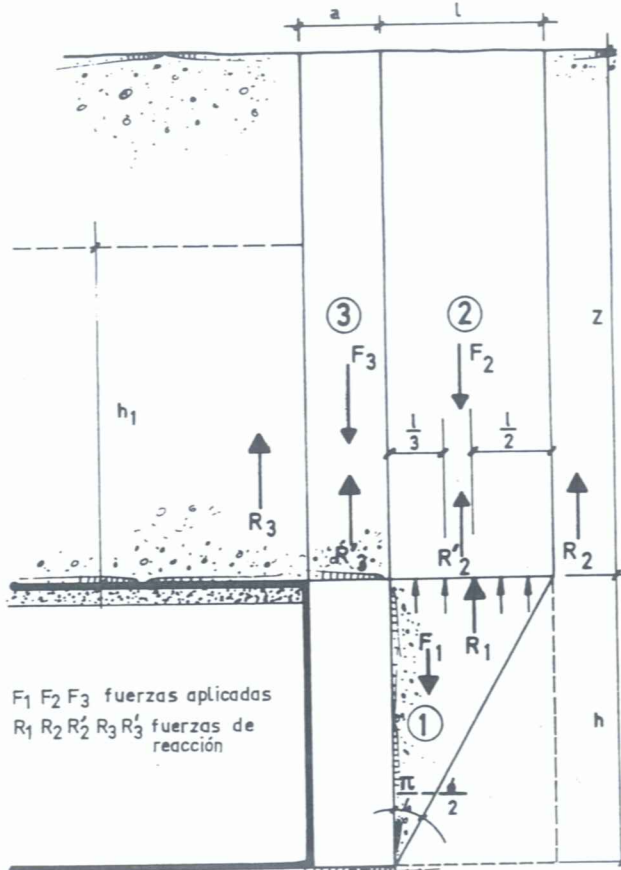


Fig.5 Volumen prismático que gravita sobre la clave.

Otra expresión usada con frecuencia es el índice de estabilidad propuesto por Broms y Bennermark

$$N = \sigma_z - \sigma_t / C_u \quad (8)$$

para terrenos arcillosos (fig.7).

Estudiaremos los siguientes casos:

- a) Terrenos considerados como isótropos y homogéneos y rocas blandas (T1): suelos y rocas blandas con comportamiento cohesivo-friccionante (CF); terrenos granulares sin cohesión (F); suelos arcillosos (C).
- b) Terrenos y rocas blandas estratificadas con propiedades resistentes variables con la profundidad (T2): suelos y rocas blandas con comportamiento

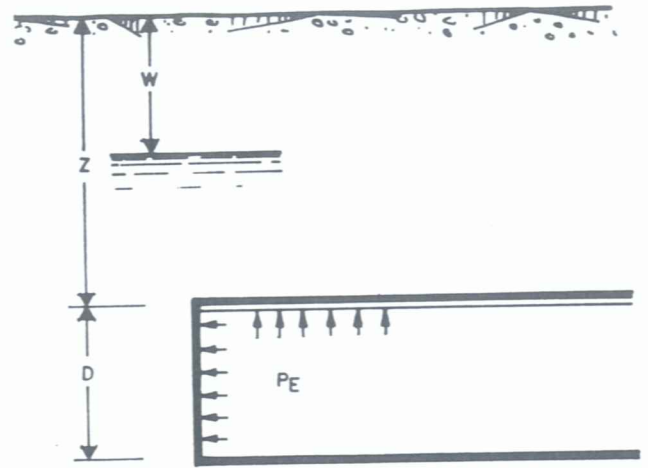


Fig.6 Túnel bajo nivel freático sometido a una presión de estabilización Pe.

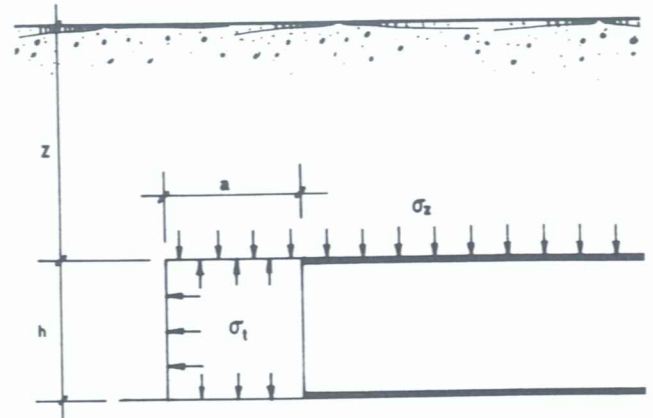


Fig.7 Túnel en arcilla sometido a una presión vertical σ_z y de estabilización σ_t

cohesivo-friccionante (CF); terrenos granulares sin cohesión (F); suelos arcillosos (C)

5.1 Terrenos T1-CF

A este grupo pertenecen los terrenos cohesivo-friccionantes homogéneos. Mediante las expresiones (6) y (9) de la tabla 1, se determina el factor de seguridad del frente. Algunas veces la estabilidad del prisma (3) es más precaria que la conjunta de los tres prismas, debiendo determinarse el factor de seguridad de éste, considerando a efectos de la estabilidad, el menor.

Los parámetros \bar{c}_{m2} y \bar{c}_{m3} , representan los valores medios de la resistencia al corte del terreno en las caras de los prismas (3) y (2) respectivamente.

Señalemos aquí la importancia que tiene la presión de poro o intersticial en la

Tabla 1.1 Factor de seguridad en terreno T1-CF

| | | | | | | |
|---------------------------------|---|--|------------------------|--|---|--|
| FACTOR DE SEGURIDAD DEL FRENTE. | CASO GENERAL FACTOR DE SEGURIDAD GENERAL $a \neq 0$ | $FSF = \frac{\left[\frac{2(\zeta_{m2} \zeta_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\zeta_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + 2 \frac{\zeta_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{KA}} \frac{h_1 + 3,4 C}{h} \frac{3,4 C}{(1+a/l)^2 \sqrt{KA}}}{\left[1 + \frac{2 h}{3 z (1+a/l)^2} \right] \left[\gamma z - P_E \right]} \quad (6)$ | | | LONGITUD DE AVANCE SIN SOSTENIMIENTO | |
| | FACTOR DE SEGURIDAD DEL PRISMA. (3) | $= \frac{2 \zeta_{m3}}{\gamma z - P_E} \left[\frac{h_1}{b} \right] \left[1 + \frac{b}{a} \right] \quad (9)$ | | | MAXIMA | $a_m \frac{b}{\frac{1,5 \gamma z b}{2 \zeta_{m3} h_1} - 1} \quad (10)$ |
| | | | | ADOPTADA | $a_m/2 \frac{b}{\left[\frac{1,5 \gamma z b}{2 \zeta_{m3} h_1} - 1 \right]^2} \quad (11)$ | |
| PARAMETROS | COMPORTAMIENTO | | | | PRESION QUE DEBE SOPORTAR EL SOSTENIMIENTO | |
| | ELASTICO | ELASTO-PLASTICO | ROTURA | ROTURA FRAGIL | | |
| C | $C > 0,3 \gamma z$ | $0,3 \gamma z > C > 0,15 \gamma z$ | $C \leq 0,15 \gamma z$ | $C < 0,3 \gamma z$ | $P_S = \gamma z \frac{\zeta_{m3} h_1}{b} \quad (12)$ | |
| FSF | $FSF \geq 2$ | $FSF = 1,5$ asentamiento normalmente admisible $1,3 \leq FSF < 1,5$ Asentamiento importante. | $FSF \leq 1$ | $FSF > 3,14 C$ no rotura largo plazo. $FSF > 2$ no es necesario sostenimiento. $FSF = 1,25$ no rotura corto plazo. | FORMA DE LA SECCION | |
| | | | | | TERRENO COMPETENTE. | ABIERTA |
| K_0 | $K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} ; \quad K_0 \begin{cases} K = 0 \text{ túneles muy someros} \\ K = 0,5 \\ K = 1 \text{ túneles muy profundos} \end{cases}$ | | | | TERRENO POCO COMPETENTE. | CON CONTRABOVEDA EN SOLERA. |
| | | | | | TERRENO SUELTO. | CIRCULAR |
| K_A | $1 \geq K_A \geq 0,5$ | | | | TUNEL | |
| | | | | | PROFUNDO | SOMERO |
| | | | | | $z/D \geq 3$ $h_1 = 1,7 b$ | $z/D < 3$ $h_1 = z$ |

Tabla 1.2 Determinación de parámetros de esfuerzo cortante en terrenos T1-CF

| VALOR DE LOS PARAMETROS | TUNELES PROFUNDOS | TUNELES SOMEROS |
|-------------------------|---|--|
| τ_{m3} | $\tau_{m3} = C + \left\{ 0,25 \left[W \gamma + (Z - h_1 - W) (\gamma - \gamma_w) - u \right] \text{tg } \varphi \right. \quad (13)$ | $\tau_{m3} = C \quad (14)$ |
| τ_{m2} | $\tau_{m2} = C + \frac{K_0}{2} \left[W \gamma + (Z - h_1 - W) (\gamma - \gamma_w) + 3,4 C / \sqrt{K_A} - \frac{(\gamma - \gamma_w) h}{2} \right] \quad (15)$ | $\tau_{m2} = C + \frac{K_0}{2} \left[3,4 C / \sqrt{K_A} - \frac{(\gamma - \gamma_w) h}{2} \right] \quad (16)$ |

determinación del valor de ζ_{m3} , razón por la cual deberá determinarse ésta.

Cuando los túneles se encuentran situados bajo el nivel freático (fig.8) será necesario considerar las fuerzas de filtración por el efecto desestabilizador que introducen. Las gravas, arenas, limos o sus mezclas, son extremadamente inestables a la acción de las fuerzas de filtración, a causa de la rápida disminución de su resistencia al corte y de la tendencia a la erosión. Los caudales de filtración suelen ser considerables y su manejo durante el período

de construcción supone un serio inconveniente.

Para evitar éste se pueden adoptar las siguientes medidas:

- a) Rebajar el nivel freático local
- b) Aplicar una presión en el frente de trabajo con aire comprimido (PE) mayor que la presión hidrostática

$$P_h = (h + Z - W) \gamma_w. \quad (16)$$

- c) Utilizar escudos de frente cerrado que apliquen presión contra el frente de

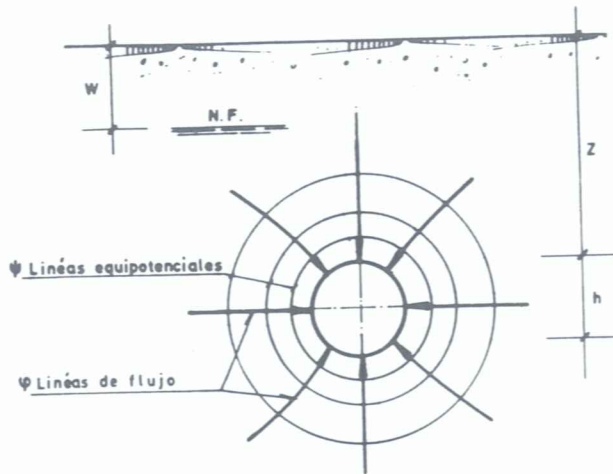


Fig. 8 Líneas equipotenciales y de flujo

la excavación.

La expresión general de δz que interviene en las expresiones (6) y (9) es

$$\delta z = W\delta + (Z - W)(\delta - \delta_w) \quad (17)$$

Para un túnel sobre el nivel freático será $W = Z$. Para túneles sumergidos el valor de la expresión general será

$$\delta z = Z_w \delta_w + Z(\delta - \delta_w) \quad (18)$$

En la tabla 1.2 se presentan las expresiones para la determinación de los parámetros τ_{m3} , τ_{m2} para túneles profundos y someros indicándose los valores de (C) y (FSF) para distintos comportamientos del terreno. También se indican los valores de K_o y K_A , además de las longitudes de avance sin sostenimiento, así como las presiones que tiene que soportar el mismo.

5.2 TERRENOS T1-F

Cuando se trata de terrenos granulares sin cohesión, son de aplicación las mismas expresiones contenidas en la tabla 1 tomando los valores $C = 0$, $K_A = .5$

5.3 TERRENOS T2-CF

A este grupo pertenecen los terrenos cohesivo-friccionantes como: arenas limosas, gravas limosas y arenas arcillosas cuyas propiedades geomecánicas varían con la profundidad.

En la fig.10 se representa la excavación de un túnel situado en un terreno (1) de espesor Z_1 , suprayaciendo otros terreno (2),(3) y (4) de espesores Z_2 , Z_3 y Z_4 y de propiedades geomecánicas distintas.

En la tabla 2 se resumen las expresiones

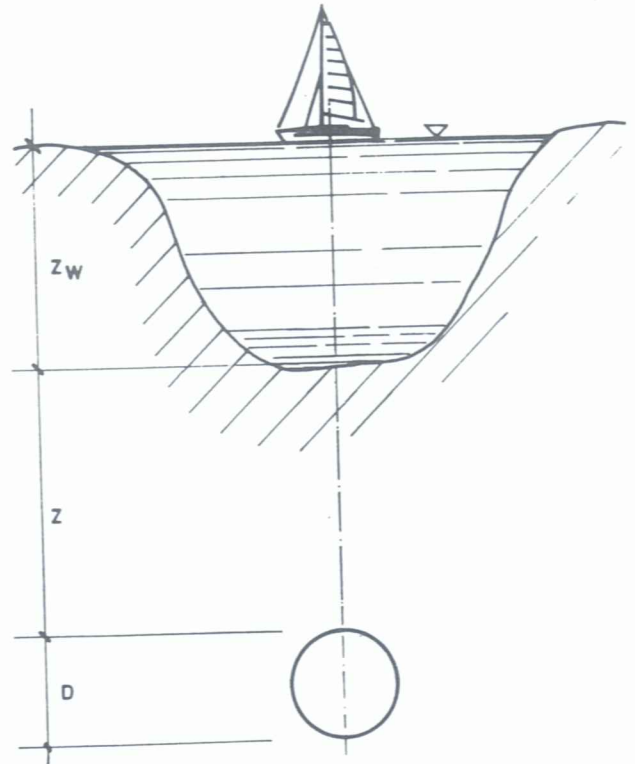


Fig.9 Túnel sumergido a una profundidad $Z_w + Z$.

generales que, introducidas en las expresiones (6) o (9), determinarán el factor de seguridad del frente. Para ello, se tendrán en cuenta, tanto las cohesiones medias de los terrenos a excavar y de los situados sobre la clave, como los pesos unitarios medios de los terrenos situados entre h_1 y $Z - W$.

La expresión (27) es la generalización del peso de todos los terrenos situados sobre la clave del túnel.

Para la determinación de todos estos datos, es necesario definir en profundidad los espesores de los distintos terrenos así como sus parámetros geomecánicos junto con la medición de los niveles freáticos por encima de la clave del túnel.

5.4 TERRENOS T1-C

A este grupo pertenecen los terrenos cohesivos homogéneos como: arcillas, arcillas limosas y limos arenosos. En la tabla 3 se incluyen las expresiones para la determinación del factor de seguridad del frente según los distintos autores (E. Tamez, A. Eustein, Broms-Bennermark).

Las expresiones (31),(32) y (33), son casos particulares de las generales (6) y (9) para $l=h$, $K_A = 1$, $\tau_{m3} = \tau_{m2} = C$. Para $a=0$ se obtiene la expresión (32).

La expresión (34) es la generalización de la propuesta por A. Eustein para un

TABLA 2. Terrenos T-2 CF

| VALOR DE LOS PARAMETROS | TUNELES PROFUNDOS | TUNELES SOMEROS |
|--|--|---|
| τ_{m3} | $\tau_{m3} = \bar{c}_2 + \left\{ 0,25 \left[W\bar{\gamma}_3 + (z-h_1-W) (\bar{\gamma}_1 - \gamma_w) \right] - u \right\} \text{tg } \psi_m$ (19) | $\tau_{m3} = \bar{c}_2$ (20) |
| τ_{m2} | $\tau_{m2} = \bar{c}_2 + \frac{k_\Omega}{2} \left[W\bar{\gamma}_3 + (z-h_1-W) (\bar{\gamma}_1 - \gamma_w) + 3,4\bar{c}_1 / \sqrt{k_A - \frac{(\bar{\gamma}_2 - \gamma_w)}{2} h} \right]$ (21) | $\tau_{m2} = \bar{c}_2 + \frac{k_\Omega}{2} \left[3,4\bar{c}_1 / \frac{(\bar{\gamma}_2 - \gamma_w)}{2} h \right]$ (22) |
| $\bar{\gamma}_1$ PESO MEDIO UNITARIO DE LOS TERRENOS SITUADOS ENTRE h_1 Y $Z-W$ | $\bar{\gamma}_1 = \frac{\sum \gamma_i z_i}{\sum z_i}$ (23) | |
| $\bar{\gamma}_2$ PESO MEDIO UNITARIO DEL TERRENO A EXCAVAR. | $\bar{\gamma}_2 = \frac{\sum \gamma_i z_i}{\sum z_i}$ (24) | |
| $\bar{\gamma}_3$ PESO MEDIO UNITARIO DE LOS TERRENOS POR ENCIMA DEL N.F. | $\bar{\gamma}_3 = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i z_i}{\sum_{i=m-n+1}^n z_i}$ (25) | γ_i, z_i PESO UNITARIO Y ESPESOR DE CADA CAPA n número de capas, m número de capas encima del N.F. |
| $\bar{\gamma}_4$ PESO MEDIO UNITARIO DE LOS TERRENOS POR DEBAJO DEL N.F. | $\bar{\gamma}_4 = \frac{\sum_{i=1}^{m-n+1} \gamma_i z_i}{\sum_{i=1}^{m-n+1} z_i}$ (26) | |
| γ_z | $\gamma_z = W\bar{\gamma}_3 + (z-W) (\bar{\gamma}_4 - \gamma_w)$ (27) | |
| ϕ_m ANGULO MEDIO DE ROZAMIENTO. | $\phi_m = \frac{\sum \phi_i z_i}{\sum z_i}$ (28) | |
| \bar{c}_2 COHESION MEDIA DE LOS TERRENOS SOBRE LA CLAVE | $\bar{c}_2 = \int_h^{h+h_1} f_2(c) dx / h_1$ (29) | |
| \bar{c}_1 COHESION MEDIA DEL TERRENO A EXCAVAR. | $\bar{c}_1 = \int_0^h f_1(c) dx / h$ (30) | |

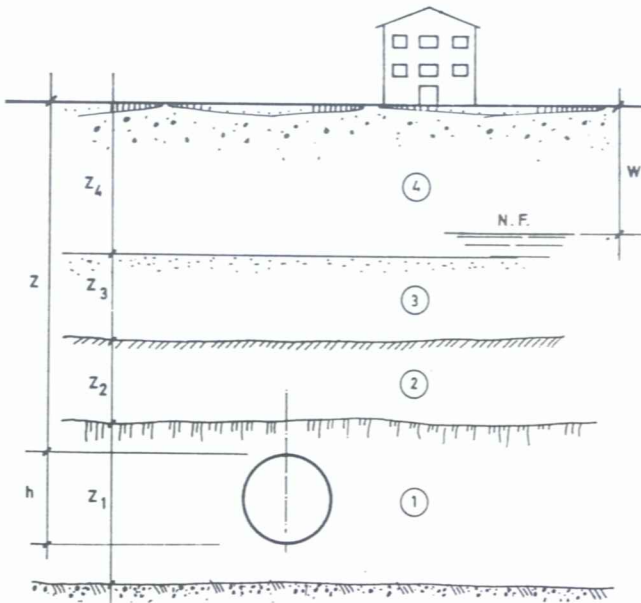


Fig.10 Túnel urbano bajo nivel freático con cobertura de terrenos diferentes dispuestos en capas.

túnel sumergido (fig.9). Las expresiones (34) y (35) son válidas para $W \leq Z - D/2$. Cuando $W > Z$ será $w = 0$. Para valores intermedios de W , deben emplearse valores intermedios de comprendidos entre $(\gamma - \gamma_w)$ y γ .

En los cálculos del factor de seguridad del frente deben utilizarse todas las expresiones (31) a (36) comparando los resultados obtenidos.

5.5 Terrenos T-2-C.

A este grupo pertenecen los terrenos cohesivos estratificados cuyas propiedades geomecánicas varían con la profundidad.

En la tabla 4 se incluyen las expresiones del factor de seguridad (37) y de las cohesiones medias de los terrenos a excavar (C_1) y de los situados sobre la clave (C_2).

Para una correcta determinación del (FSF),

TABLA 3. TERRENOS T1 C

| | | | | |
|--------------------------------|---------------------|--|---|---|
| FACTOR DE SEGURIDAD DEL FRENTE | E. TAMEZ | CASO GENERAL a ≠ 0 FACTOR DE SEGURIDAD GENERAL. | $FSF = \frac{2 \left[1 + \frac{1}{1+a/h} \cdot \frac{b}{h} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{3,4}{(1+a/h)^2} \left[\frac{c}{\gamma z - P_E} \right]}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/h)^2} \right]} \quad (31)$ | |
| | | a = 0 TUNEL CIRCULAR h = b = D | $FSF = \frac{4 \frac{h_1}{D} + 3,4}{1 + \frac{D}{3z}} \left[\frac{c}{\gamma z - P_E} \right] \quad (32)$ | |
| | | FACTOR DE SEGURIDAD DEL PRISMA (3) | $FS_3 = \frac{2c}{\gamma z - P_E} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] \quad (33)$ | |
| | A. EUSTEIN | a ≠ 0 TUNEL CIRCULAR FSF = N _e × $\frac{c}{\gamma z}$ | $FSF = \frac{\left[2 + \frac{2 + \sqrt{2}}{1+a/D} \right] \left[\frac{c}{\gamma z} \right]}{\left[K_0 \left(\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} + \frac{\gamma_w w}{\gamma z} \right) + \frac{D}{2z} + \frac{\gamma - \gamma_w}{6\gamma z} \frac{D}{z} - \frac{a}{6z} + \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{w}{z} \right) - \frac{P_E}{\gamma z} \right]} \quad (34)$ | |
| | | a = 0 | $FSF = \frac{\left[4 + \sqrt{2} \right] \left[\frac{c}{\gamma z} \right]}{K_0 \left(\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} + \frac{\gamma_w w}{\gamma z} \right) + \frac{D}{2z} + \frac{\gamma - \gamma_w}{6\gamma z} \frac{D}{z} + \frac{\gamma_w}{\gamma} \left(1 - \frac{w}{z} \right) - \frac{P_E}{\gamma z}} \quad (35)$ | |
| | BROMS BENNERMARK | INDICE DE ESTABILIDAD | $N = \frac{\sigma_z - \sigma_t}{c_u} \quad (36)$ | PARA TUNELES CIRCULARES EN ARCILLA, LA ESTABILIDAD A CORTO PLAZO DE OBTIENE PARA N ≤ 5. |

TABLA 4. Factor de seguridad de los terrenos T-2-C.

| | | | |
|--------------------------------|---|---|--|
| FACTOR DE SEGURIDAD DEL FRENTE | CASO GENERAL a ≠ 0 FACTOR DE SEGURIDAD GENERAL. | $FSF = \frac{2 \bar{c}_2 \left[1 + \frac{1}{1+a/h} \cdot \frac{b}{h} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{3,4 \bar{c}_1}{(1+a/h)^2}}{\left[\gamma z - P_E \right] \left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/h)^2} \right]} \quad (37)$ | |
| | PARAMETROS | | |
| | \bar{c}_1 COHESION MEDIA DE LOS TERRENOS A EXCAVAR. | $\bar{c}_1 = \int_0^h f_1(c) dx / h \quad (38)$ | |
| | \bar{c}_2 COHESION MEDIA DE LOS TERRENOS ENCIMA DE LA CLAVE. | $\bar{c}_2 = \int_h^{h_1+h} f_2(c) dx / h_1 \quad (39)$ | |

deberán conocerse las funciones f1(C) y f2(C) de variación de la cohesión del terreno con la profundidad, considerando por un lado, los que han de ser excavados representados por un valor medio de la cohesión (C1) y por otro lado los situados sobre la clave hasta una altura h1 representados por el valor medio de su cohesión (C2).

6. EJEMPLO PRACTICO

Estudiemus la estabilidad en el frente de un tunel submarino que atraviese una formación de arcillas compactas (Fig.10) Los datos de partida son:
 Diámetro del tunel: D = 8 m.
 Altura del terreno sobre la clave: Z = 25 m.
 Profundidad de calado: Zw = 100 m.
 Cohesion del terreno: C = .015 Mpa.

Peso unitario del terreno: $= 1.6 \text{ T/m}^3$

Peso unitario del agua del mar:

$z = 1.025 \text{ T/m}^3$

Se trata de un túnel profundo ya que $Z/D = 3.125$ y se cumple que $Z/D \geq 3$.

El peso que gravita sobre el túnel correspondiente al terreno y a la masa de agua, vendrá dado por la expresión (18). Introduciendo los valores conocidos en dicha expresión tendremos: $z = 116.875 \text{ T/m}^2$

Por tratarse de un terreno cohesivo utilizaremos para determinar la estabilidad del frente la expresión (32) en la que $h_1/D = 1.7 \text{ m}$. Introduciendo los parámetros conocidos en (32) y fijando un valor $FSF = 1.3$, se obtendrá que la presión de estabilización necesaria para asegurar el equilibrio en el frente y que deberá ser aportada por el escudo excavador, deberá tener un valor de $PE = 10.52 \text{ T/m}^2$.

7. CONCLUSION

Mediante la formulación propuesta se puede abordar el estudio de la estabilidad del frente dentro de un amplio margen de situaciones de entorno y de tipología de terrenos a atravesar por una excavación en túnel.

Se pueden determinar unos valores de los parámetros que intervienen en el cálculo, de modo que el túnel sea estable durante el proceso de construcción.

8. Bibliografía

Tamez E. 1985. Estabilidad de túneles excavados en suelos. Curso Victor Hardy 85 Mexico.

Ellstein A 1986 Heading Failure of lined tunnels in soft soils. Tunnel and tunnelling Jun. 1986.

Pera J 1984, Tunnelling in soft and water-bearing grounds. Lyon 1984.

Juarez E. Badillo-Rico A. Mecánica de suelos Tomo 1.