

# El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas (Segunda parte)

The collapse of a railway tunnel by face instability in soft or very fractured rocks and soils (Second Part)

**Manuel Melis Maynar.** Prof. Dr. Ing. de Caminos, M.Sc, MBA  
*Catedrático de Geotecnia ETS Caminos Coruña (exced). Catedrático de Ferrocarriles, ETS Caminos Madrid  
Presidente del Consejo, Metro de Madrid S.A. Coordinador de Infraestructuras, Excmo. Ayuntamiento de Madrid.  
mmelism@terra.es*

**Resumen:** En este artículo se estudia el colapso por espirales logarítmicas cuyo parámetro no es el rozamiento interno del suelo, el colapso por mecanismos de cuñas y bloques clásicos utilizando la presentación de Tamez y por las espirales que resultan dar el menor coeficiente de seguridad, las de parámetro nulo que degeneran en círculos. Se comprueba de nuevo cómo las grandes secciones de frente abierto como el NATM son mucho más peligrosas que los métodos de pequeña sección como el Clásico de Madrid. Se propone un método sencillo de estimación de la estabilidad del frente en túneles en suelos y rocas blandas y se incluyen unos ábacos para su aplicación inmediata por el lector. Se incluye también un sencillo programa en Visual C++ cuyas fuentes se ponen sin coste a disposición del lector para que lo pueda adaptar a sus necesidades, y se corrigen algunos errores detectados en él por los lectores.

**Palabras Clave:** Túnel, Colapso, Hundimiento, Suelos, Espiral logarítmica, Seguridad

**Abstract:** This article studies collapse by logarithmic spirals where the parameter is not the internal friction of the soil, collapse by classic block and wedge mechanisms using the Tamez presentation and by spirals giving the lowest safety coefficient and those of null parameter degenerating in circles. It is once again confirmed that large sections of open face such as those occurring in the NATM are far more dangerous than methods requiring smaller section such as the Classic Madrid Method. The article proposes a simple method of evaluating face stability in soft soils and rocks and includes a series of calculations tables which may be readily employed by the reader. The paper also includes a simple Visual C++ programme, the sources of which being provided free to the reader for adaptation to their own needs and includes a number of corrections to previous errors detected by users.

**Keywords:** Tunnel, Collapse, Slide, Soils, Logarithmic spirals, Safety

## Introducción

En los escasos meses transcurridos desde la publicación de la primera parte del presente trabajo han ocurrido más colapsos conocidos de túneles por trabajar con gran frente abierto, los dos colapsos de Barcelona (el túnel de línea 5 en Agosto 2004 y la cochera el 27 de Enero 2005) y el de Lausana, entre otros. Los dos primeros ocurrieron en la línea 5 del Metro de Barcelona, donde según

parece (el suceso está en los Tribunales, por lo que no se conocen más detalles) se estaba trabajando en ambos casos por el Nuevo Método Austriaco o sus derivados con un frente abierto en el túnel de línea de 70 m<sup>2</sup> y en la cochera de más de 100 m<sup>2</sup>, totalmente desprotegidos.

En la Memoria de ese proyecto, que se hizo pública a raíz del colapso del túnel, puede leerse la descripción del método constructivo utilizado, llamado D.E.A. (diseño estructural activo), y las bases en que se funda, pero en el

Fig. 1. Colapso del túnel de Línea 5 del Metro de Barcelona (Nuevo Método Austriaco).



proyecto del túnel colapsado de la cochera no hemos visto ningún cálculo de la estabilidad del frente. Tampoco hemos podido analizar los estudios de estabilidad del frente del túnel de línea que colapsó 5 meses antes en la salida de la misma estación de El Carmel, y que por tener obstruido dicho túnel impidió atacar el colapso de Enero por ambos lados. El tercero de los colapsos citados, el 22 de Febrero de 2005, es el del túnel de la línea M2 del Metro de Lausana, construido también con frente abierto.

Aquí también el colapso del túnel parece haberse debido a la rotura del frente y la entrada del material del estrato superior, como puede verse en la fotografía del interior del túnel de la Figura 2. Ya había ocurrido otro colapso similar en Lausana, en 1989 en la construcción de la línea M1 de metro, con el hundimiento de la colina de Montbenon y con el trágico resultado de un muerto.

A raíz de estos últimos colapsos del Nuevo Método Austriaco tal vez convenga recordar al lector otros varios



Fig. 2. Colapso del túnel de Línea M2 del Metro de Lausana. Obsérvese el colapso del frente y la entrada del material en el túnel. Compárese con el esquema de la figura 14.





Arriba y a la derecha, fig. 3. Colapso del túnel de Línea Meteor del Metro de París, 15 Feb. 2003. Abajo a la derecha, fig. 4. Colapso del túnel del Herzogberg, Graz, 11 Ago. 2001.



colapsos relativamente recientes de túneles también por trabajar con frente abierto, Método Austríaco y similares, y no citados en la primera parte de este trabajo. Entre ellos el del 15 de febrero de 2003 en la línea Meteor del Metro de París (1). Se hundió el patio de una guardería, pero afortunadamente ocurrió en periodo de vacaciones y en el momento del colapso no estaba ninguno de los 900 niños que acudían a ella.

Otros colapsos recientes de túneles construidos con frente abierto o desprotegido no descritos en la primera parte de este trabajo son los del túnel de Hokou, en el Alta Velocidad de Taiwan, en Taoyuan, Taiwan (2), donde colapsaron por el método constructivo 239 m de túnel, y ya habían colapsado otros 70 m en Agosto 2002. Tam-

bién se ha descrito el del túnel Herzogberg (3, fig. 4) en Graz, Austria, donde la utilización del Nuevo Método Austríaco causó al menos dos colapsos de frente en las zonas de gneiss fracturado, y donde ya habían ocurrido varios colapsos similares en el túnel Norte anterior.

Los túneles construidos con el NATM en la Alta Velocidad Japonesa han sufrido también colapsos que se han descrito en la literatura. Entre los últimos descritos está el del 11 Sep 2003 en el túnel de limaya (4), en el Shinkansen Hokuriku, por utilización del NATM, método habitualmente usado en Japón para los túneles de Alta Velocidad pese a ser el mayor utilizador y fabricante de tuneladoras del mundo. En Vietnam se ha descrito el gran colapso del túnel carretero de Hai Van (5). En Suiza se han descrito también recientemente los colapsos de los túneles de Chienberg (6) y Wolfacher Norte (7) en Febrero 2002, en el FFCC entre Berna y Zurich, debido también al NATM y con

(1) World Tunnelling, Mar 2003, pp.47.

(2) Tunnel & Tunnelling International, Ene 2003, pp. 6, feb. 2003, pp. 8.

(3) T&TI, Ene. 2003, pp. 20-23.

(4) T&TI, Oct. 2003, pp. 12.

(5) T&TI, Nov. 2003, pp. 11, World Tunnelling May. 2003, pp. 132.

(6) T&TI, Abr. 2003, pp. 9.

(7) T&TI, Nov. 2003, pp. 31.

un escasísimo recubrimiento de 8 m sobre clave. En Bélgica se ha descrito el colapso del frente en el túnel de Soumagne (8), en la Alta Velocidad Bruselas-Colonia, y en este caso incluso con paraguas de avance, y en España ha ocurrido recientemente otro interesante colapso en la construcción de un colector con escudo abierto.

### 1. Espiral logarítmica de parámetro independiente del rozamiento interno del terreno.

#### Suelos de Mohr-Coulomb

En la primera parte de este trabajo (9) se comentaban las dudas que surgen en lo que respecta a la utilización de las espirales logarítmicas como líneas de rotura del frente del túnel. La forma de la espiral utilizada depende como se ha visto del parámetro  $\varphi$  que aparece en su expresión analítica. Y, naturalmente, al variar el rozamiento interno del suelo para tantear la estabilidad del frente de un túnel determinado, la espiral logarítmica de rotura cambia, no es la misma para  $\varphi=28^\circ$  que para  $\varphi = 33^\circ$ . El hecho de que la forma de la curva pésima de colapso cambie para cada suelo puede corresponder a la realidad física del problema, y es razonable, pero no parece serlo, se decía, la hipótesis de que un suelo de rozamiento interno  $\varphi$  deba romper siempre por la espiral cuya ecuación sea precisamente  $r = r_0 e^{\omega \varphi}$ , es decir, por una espiral cuyo parámetro sea precisamente el ángulo de rozamiento interno del suelo. Se decía también que la utilización del ángulo de rozamiento interno del terreno como parámetro de la espiral logarítmica se debe a que históricamente, incluso antes del Prof. Terzaghi, la resolución de los problemas de estabilidad se hacía mucho más sencilla al no dar momento con respecto al polo de la espiral las fuerzas de rozamiento, y esta hipótesis simplificada se ha ido transmitiendo hasta hoy, cuando ya no es necesaria.

El estudio del colapso por la espiral logarítmica general de ecuación  $r = r_0 e^{\omega \varphi \delta}$  es análogo al visto para la espiral de ecuación  $r = r_0 e^{\omega \varphi}$ . Se define el problema como un túnel de diámetro  $2R$  que tiene la clave a la profundidad  $H$  en un terreno de cohesión  $c$  y rozamiento interno  $\varphi$ . La espiral de rotura corta a la superficie del terreno en el punto B con ángulo recto (hipótesis de partida ya defendida por Terzaghi (10) y autores anteriores, (11, 12)), y

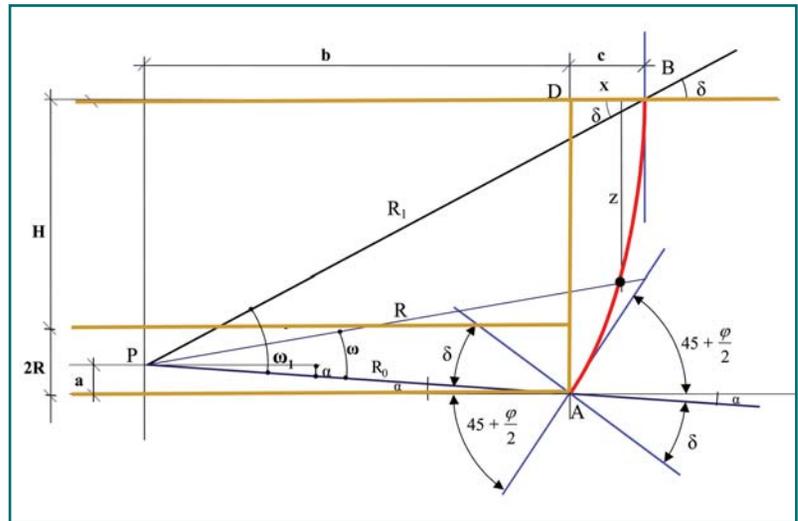


Fig.5. Esquema de la espiral logarítmica antihoraria de colapso.

forma con la horizontal que pasa por la contrabóveda en el punto A el ángulo  $45 + \varphi/2$  (hipótesis de partida aceptada por la práctica totalidad de los estudiosos de problema de la estabilidad del frente, y que el análisis teórico justifica (9), es decir, unos  $60^\circ$ , de forma que la espiral es prácticamente una curva muy vertical, con pendiente aumentando de  $60^\circ$  a  $90^\circ$ . El estudio de las rebanadas en este caso es similar al anterior, teniendo en cuenta que ahora la geometría del problema es la dada en la figura 5, y que el ángulo que forma la tangente a la espiral en un punto con el radio vector  $r$  es el complementario de  $\delta$  y el ángulo que forma la normal a la espiral con el radio vector es  $\delta$ .

El polo P de la espiral es conocido, y pueden por tanto calcularse el resto de los datos necesarios para estudiar el colapso, a saber, la distancia "a" del centro de la espiral al plano horizontal, la distancia "b" del centro al frente del túnel, la "c" del frente del túnel a la intersección de la espiral con el terreno, el radio vector inicial  $R_0$ , del centro a la contrabóveda, el radio vector final  $R_1$ , del centro al corte con el terreno y el ángulo  $\omega_1$  formado por los dos radios vectores extremos  $R_0$  y  $R_1$ . El resto del proceso de cálculo es análogo al visto para la espiral de parámetro  $\varphi$ .

Al estudiar el equilibrio de momentos con respecto al polo de la espiral el lector puede comprobar que si en el análisis de la estabilidad de cada rebanada solamente se consideran las fuerzas tangenciales en el fondo de cada rebanada, es decir, si no se tienen en cuenta las fuerzas normales en él, la espiral va siendo más peligrosa y dando menor coeficiente de seguridad conforme va aumentando su ángulo director  $\delta$ , hasta un valor cercano a los  $70^\circ$  sexagesimales en el que el método deja de ser aplicable. Por el contrario, si se tienen en cuenta las fuerzas estabilizadoras normales del

(8) T&T, Abr. 2005, pp. 40.

(9) M. Melis "El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas", ROP Nº 3.450, Diciembre 2004.

(10) Terzaghi, K. "General wedge theory of earth pressure", Meeting of soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Rochester, NY. 14 Octubre 1938. Publicado Proceedings ASCE 1939.

(11) Meem, JC. "The bracing of Trenches and tunnels with practical formulas for Earth Pressures", Trans. ASCE, June 1908.

(12) Moulton, HG. "Earth and rock pressure", Trans. AIMME, 1920.

fondo de cada rebanada, el coeficiente de seguridad mínimo corresponde al ángulo  $\delta$  para el cual se anulan estas fuerzas normales, es decir, para  $\delta = 0$ , es decir, para un círculo, puesto que una espiral cuya normal en un punto forma un ángulo nulo con el radio vector en dicho punto es un círculo.

## 2. Colapso de espirales o círculos por momentos en clave

Uno de los inconvenientes principales del método de rotura por curvas tal como se ha expuesto hasta ahora es el de sumar los momentos volcadores y los momentos estabilizadores y obtener el coeficiente de seguridad global del volumen de suelo colapsado como el cociente entre ambos. En efecto, los momentos volcadores y estabilizadores de cada una de las curvas superior (la que pasa por clave) e inferior (por contra-bóveda) se han calculado con respecto a puntos distintos, el centro o polo respectivo de cada una de esas curvas, de forma que sumar los momentos volcadores o estabilizadores no da exactamente el momento buscado con respecto a un determinado punto, sino tan sólo un valor aproximado. Y el punto pésimo con respecto al cual gira el mecanismo y se produce el colapso del frente puede no coincidir con ninguno de los dos polos o centros de las curvas de rotura.

Por otra parte el colapso del terreno que viene tras el frente del túnel debe ser cinemáticamente compatible con la geometría del problema. Y el análisis cinemático muestra que el centro de giro debe estar en la normal en clave a la espiral superior, ya que cualquier otro centro de giro no es compatible con la geometría. Y dentro de esta normal, el punto en que el momento resultante es máximo es precisamente el punto O, la clave del túnel.

El momento volcador con respecto a clave (o cualquier otro punto) es de obtención sencilla, y se reduce a ir calculando, rebanada a rebanada, los momentos de su peso P y sus fuerzas estabilizadoras T y N en superficie y fondo con respecto al punto en cuestión como muestra la figura 6.

De la simple inspección de la figura se observa que el peso P dará siempre un momento volcador con respecto al punto O, y que las fuerzas estabilizadoras T darán un momento estabilizador para las espirales y círculos. Las fuerzas normales N superiores darán en cada rebanada un momento volcador, y las normales N inferiores darán uno volcador o estabilizador dependiendo de la situación relativa de la rebanada con respecto a O. Con respecto a la clave del túnel el momento de las fuerzas N pasa de ser volcador en las rebanadas cerca-

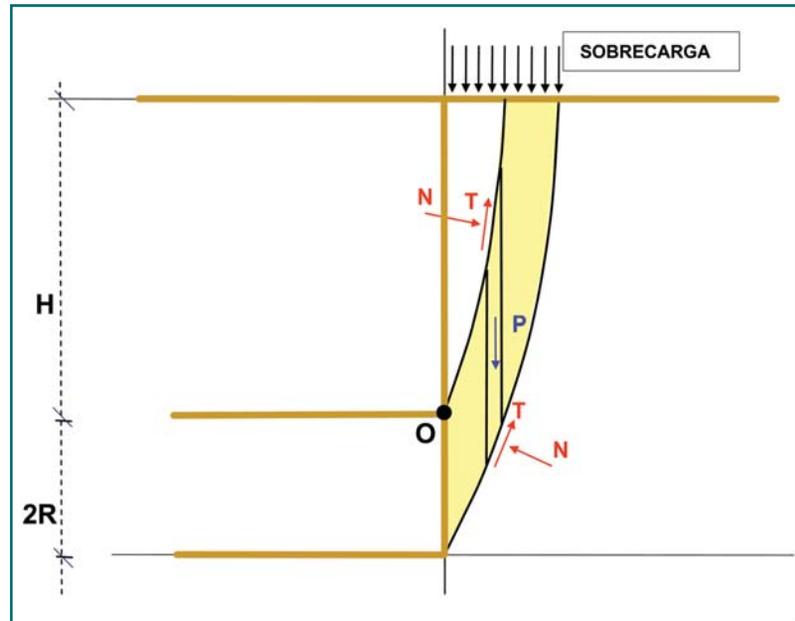
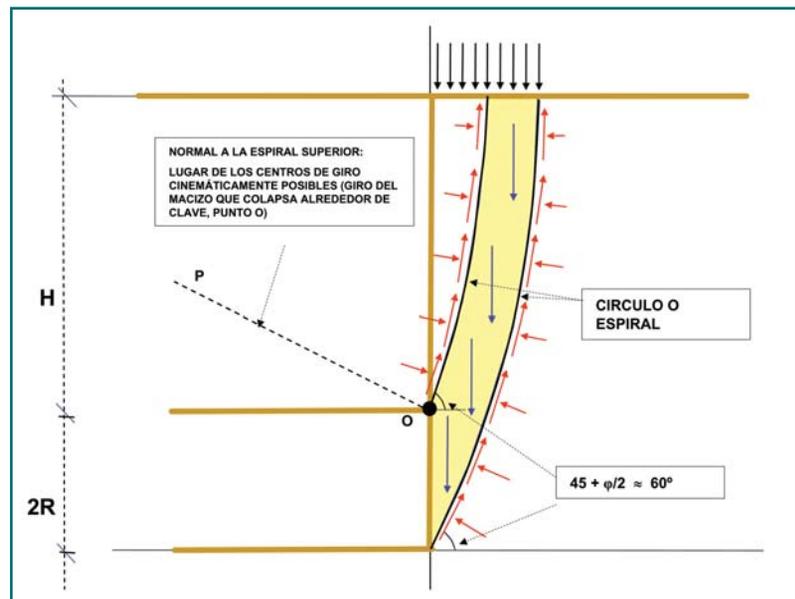


Fig. 6. Cálculo de los momentos volcador y estabilizador.

nas al frente a estabilizador en las más lejanas, si bien en estas las fuerzas normales N disminuyen hasta anularse cuando la tangente a la curva se va acercando a la vertical en el punto de salida de la chimenea. Por ello en los análisis preliminares de un túnel podría prescindirse de la influencia de las fuerzas N, pero tal como han observado algunos lectores, ello puede originar errores aunque sean pequeños, y sin duda es más correcto introducir en el cálculo su influencia como se hace en lo que sigue.

El sistema total de fuerzas que actúa sobre la masa de suelo que colapsa es el representado en la figura 7.

Fig. 7. Sistema de fuerzas que actúan sobre la masa que colapsa.



De la misma forma que se han calculado los momentos volcadores y estabilizadores sumando los debidos a cada rebanada, es posible obtener la resultante horizontal H y vertical V de todo el sistema de fuerzas. Y conocido así por una parte el momento volcador total de la masa de suelo con respecto al punto O, y por otra la resultante del sistema de fuerzas actuante, en módulo y dirección, es inmediato calcular su situación con respecto al punto de giro. La figura 8 representa la resultante en un caso típico de coeficiente de seguridad al colapso del frente menor que 1, que origina un momento volcador con respecto a O. (Dr. Ing. Luis Muñoz, Ref 13).

Al igual que en los estudios de estabilidad de taludes, el cálculo de las fuerzas T y N en cabeza y pie de cada rebanada de la masa deslizante es complejo, depende de las hipótesis admitidas y existen muchos métodos para su evaluación. Sin embargo, el equilibrio entre el peso y la sobrecarga con las fuerzas tangencial T y normal N en el pie de rebanada dependen solo de las diferencias entre los esfuerzos horizontales y verticales entre ambas caras de las rebanadas, diferencias  $\Delta F$  y  $\Delta S$  que son menores que dichos esfuerzos. La figura 9 esquematiza estas fuerzas.

La pequeña influencia del valor de estas fuerzas horizontal F y vertical S entre rebanadas puede verse gráficamente estudiando los valores obtenidos por distintos métodos de cálculo. Utilizando el conocido software comercial SLOPE/W y comparando los valores obtenidos para una misma determinada rebanada con 9 distintos métodos de cálculo (Bishop, Janbu, Morgestern-Price, Ordinario, Spencer, Corps of Engineers 1 y 2, General Limit Equilibrium y Lowe-Karafiath), los esquemas de equilibrio obtenidos son los que se resumen en la figura 10, que muestran su escasa influencia en los valores de T y N.

La diferencia más importante entre el problema clásico de la estabilidad de un talud inclinado y el problema de la estabilidad del frente del túnel es, como puede verse en la figura 11, que en este último caso aparece en la parte superior sobre clave del túnel un empuje horizontal que impide el movimiento de esa parte del suelo, empuje que en condiciones normales debe ser cercano o igual al empuje al reposo del terreno y que es fácilmente evaluable. En estas condiciones, la diferencia entre los empujes al reposo en ambas caras de una rebanada cualquiera resulta ser de un orden de magnitud similar al peso de ésta. Ello es así porque el fondo de la rebanada tiene una inclinación que en el frente del túnel es de  $45+\varphi/2$  (es decir, unos  $60^\circ$ ) y va

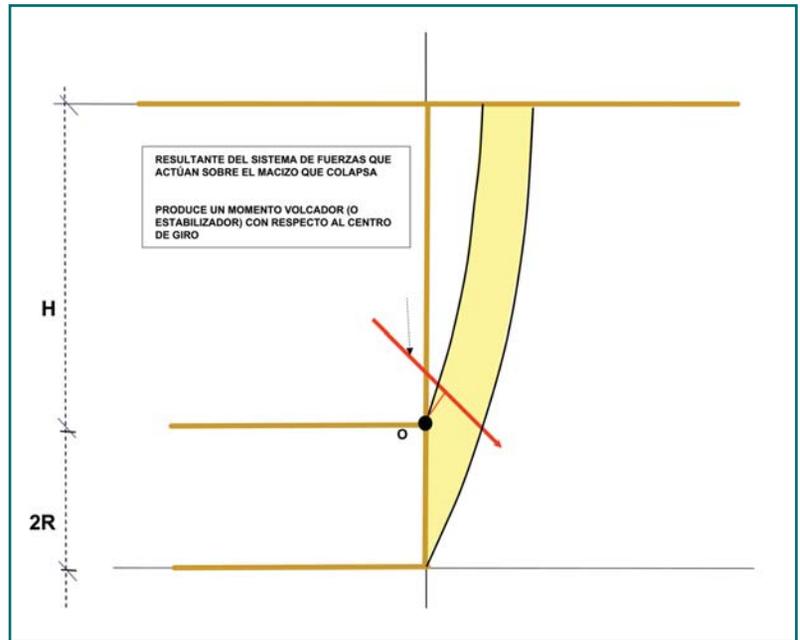


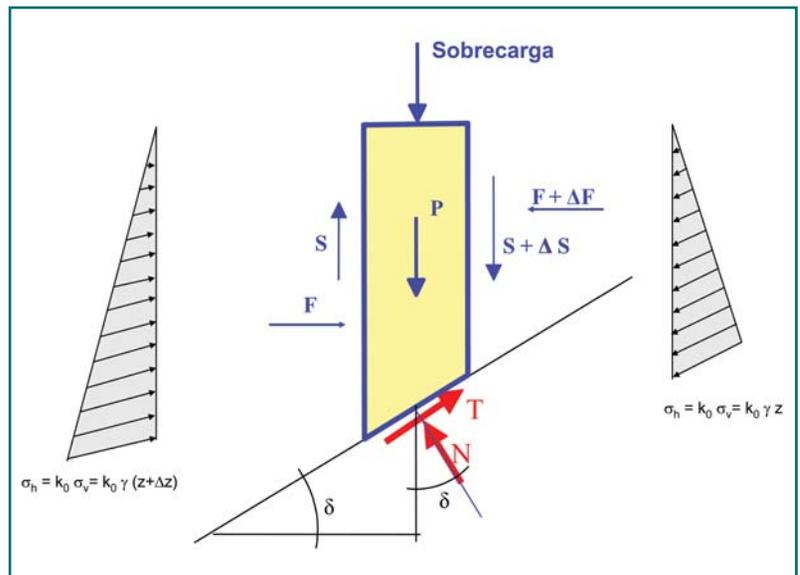
Fig. 8. Posición de la resultante del sistema de fuerzas que actúan sobre la masa que colapsa.

creciendo hasta los  $90^\circ$  al alcanzar la superficie del terreno. Para unos valores de rozamiento interno normales y un coeficiente de empuje al reposo de Jaky ( $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi$ ) el lector puede comprobarlo fácilmente.

### 3. Simplificación del método

Como se ha dicho, la parte superior de las curvas de colapso, sean espirales o círculos, es la zona de más difícil estimación acertada de los esfuerzos T y N. Las curvas de colapso van siendo prácticamente verticales, los esfuer-

Fig. 9. Esquema de fuerzas sobre una rebanada elemental.



(13) Luis Muñoz Campos, Estabilidad del frente de túneles en suelos, Comunicación privada, 2005.

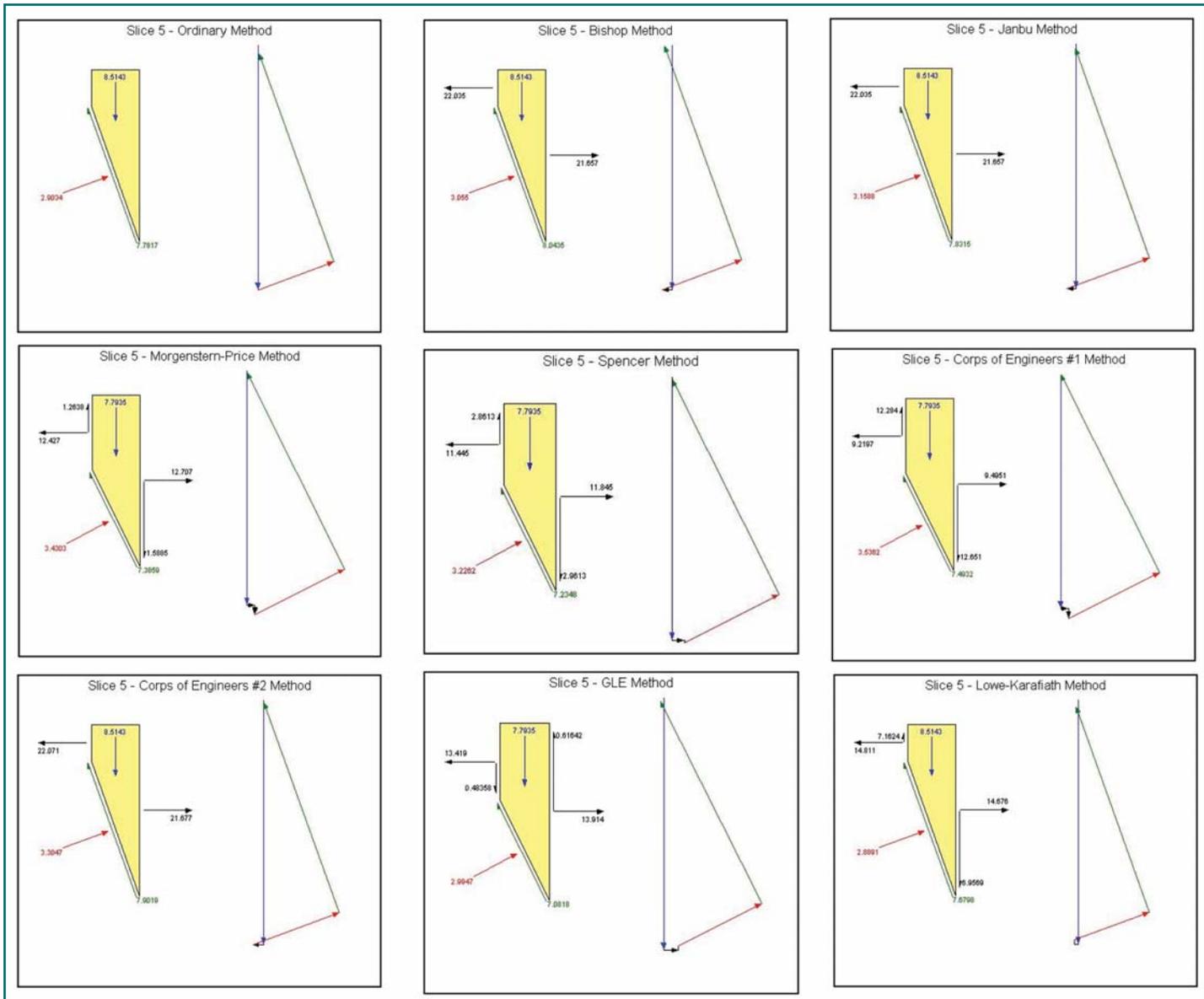


Fig. 10. Escasa influencia de las fuerzas entre rebanadas ante T y N con 9 hipótesis de cálculo (GEO-SLOPE/W).

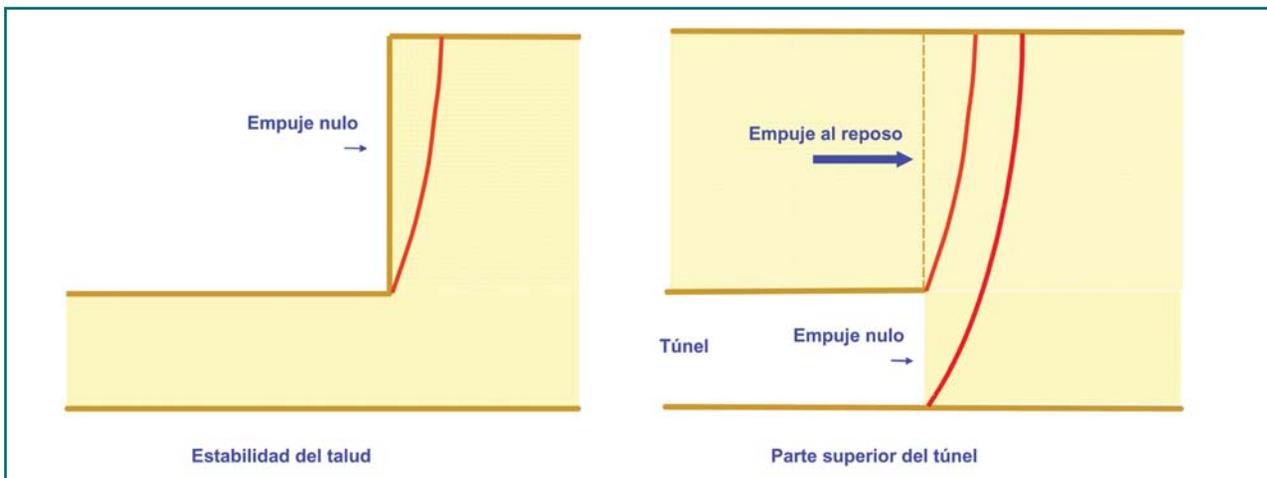


Fig. 11. Diferencia entre los problemas de estabilidad del talud y del terreno sobre clave del túnel.

zos tangenciales  $T$  van tomando dirección vertical y los normales  $N$  se acercan a la horizontal. Por ello puede hacerse una simplificación, que es habitual en los análisis de colapso por cuñas y bloques que se describen a continuación, y que consiste en analizar el colapso por curvas desde la contrabóveda del túnel, y desde clave hasta la superficie del terreno considerar el colapso del prisma vertical superior, como muestra la figura 12.

Analizando el fenómeno ingenieril y geotécnico, esta simplificación parece tener sentido. En efecto, para un espesor de rebanada  $\Delta x$  constante, que es lo habitual, las rebanadas inmediatas al frente del túnel son las de mayor altura y por tanto mayor peso, y son las que inician la rotura del frente. Comprobemos por ejemplo el caso de un suelo de  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi = 20^\circ$  y cohesión  $c = 50 \text{ kPa}$ . Si se analiza una franja de ancho unidad de una rebanada situada junto al frente del túnel y que es por tanto la más alta de todas, de 30 m de altura y 0.1 m de espesor, su peso es  $P = 54 \text{ kN/m}$ . La fuerza normal  $N$  en el fondo para una inclinación  $\delta = 45 + \varphi/2 = 55^\circ$  vale aproximadamente  $N = P \sin \delta = 44.2 \text{ kN/m}$ . La fuerza tangencial  $T$  en ese punto vale aproximadamente  $P \cos \delta = 30.9 \text{ kN/m}$ . La longitud del fondo de la rebanada es  $\Delta L = \Delta x / \cos \delta = 1.74 \Delta x$ , y para este suelo de Mohr-Coulomb el máximo esfuerzo tangencial posible a movilizar es  $N \tan \varphi + c \Delta L = 24.8 \text{ kN/m}$ . Como la fuerza tangencial debida al peso es  $30.9 \text{ kN/m}$ , el suelo ha colapsado y roto en el fondo de la rebanada. Esta fuerza tangencial admisible sólo se equilibraría con una fuerza normal de  $57.6 \text{ kN/m}$  y una fuerza horizontal de  $33.1 \text{ kN/m}$  sosteniendo el frente, pero la parte inferior de la rebanada no tiene ningún soporte. Lo mismo ocurre para la rebanada adyacente, de 29.8 m de altura, y las siguientes hasta una altura de rebanada de 17.5 m aproximadamente. En el momento en que el esfuerzo tangencial actuante es mayor que el que puede movilizar el suelo, para equilibrar el peso de la rebanada es necesaria la aparición de una fuerza horizontal que puede verse en el esquema de la figura 13.

Como el frente del túnel está abierto, este esfuerzo horizontal no puede ser soportado, la rebanada rompe horizontalmente y el frente del túnel colapsa. A este respecto, recordemos que el método llamado ADECO-RS del Prof. Lunardi pretende sostener este esfuerzo horizontal por medio de bulones clavados en el frente e inyectados, el llamado soil-nailing. Pero ya se ha dicho anteriormente la opinión del autor sobre este método: mientras se colocan esos bulones, al menos un turno o dos de trabajo en un túnel mediano, el frente está desprotegido y puede colapsar, y si no ha colapsado mientras se colocan, lo más probable es que sencillamente no hacen falta.

Al colapsar y romper las rebanadas más próximas al frente por su parte inferior, toda la zona cónica inferior de

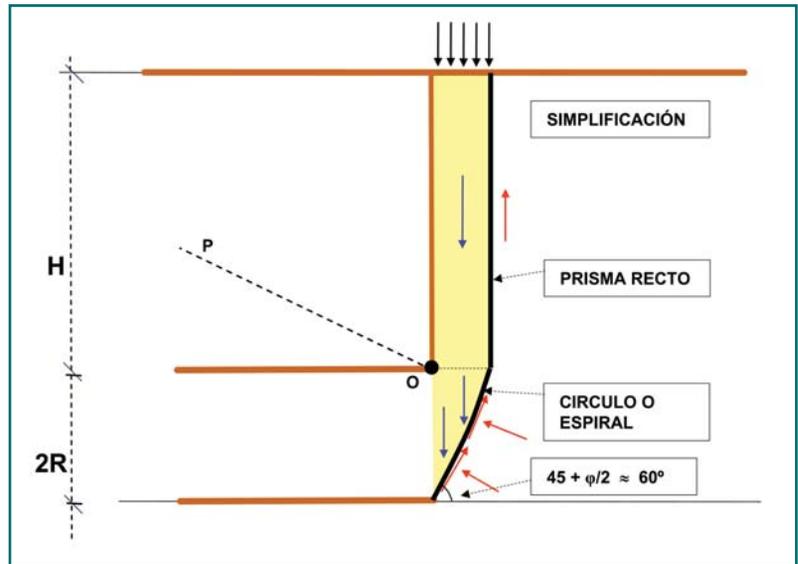


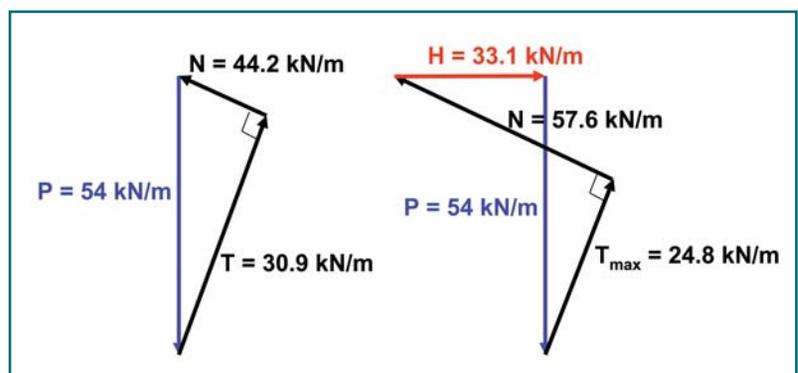
Fig. 12. Simplificación de la parte superior de las curvas para el estudio del colapso del frente.

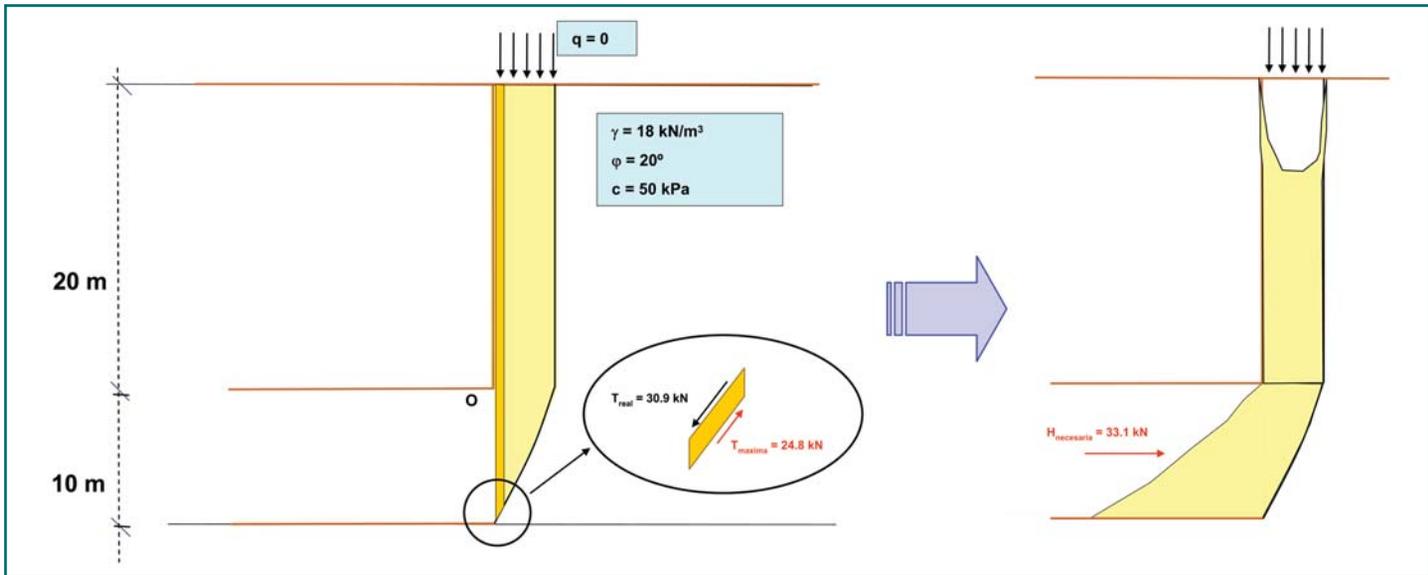
la fig.14 desliza y cae dentro del túnel, y, quedando sin soporte todo el terreno del prisma superior, cae a continuación sobre el túnel. Existe un video, probablemente único, del colapso del frente en uno de los túneles del AVE Madrid-Lérida en un terreno de roca sumamente diaclasada, donde este fenómeno del colapso del frente y luego de la zona superior se puede ver y oír de manera sobrecogedora. Los gritos del encargado "¡Quitarse!, ¡Quitarse, que la cercha ya no aguanta! ...." no se olvidan fácilmente si uno ha construido algún túnel. Pero todos estos problemas se ocultan cuidadosamente a la opinión pública, e incluso a los estudiantes de las Escuelas de Ingeniería. Y este momento del colapso, rotura instantánea, es el momento que mata a los operarios y colapsa a los edificios situados encima del túnel.

#### 4. Franja infinita y cono de colapso

Fig. 13. Reequilibrio de la rebanada al plastificar el fondo (ancho unidad).

Las figuras 5 a 14 anteriores esquematizan el problema del colapso del frente como si fuera bidimensional.





Arriba, fig. 14. Rotura del fondo y colapso del frente. A la izquierda, fig. 15. Ensayos en centrífuga, Univ. Cambridge. A la derecha, fig. 16. Ensayos en centrífuga, PWRI, Japón.

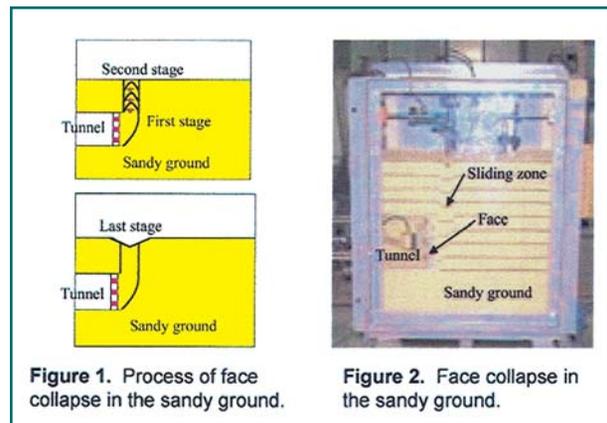


Figure 1. Process of face collapse in the sandy ground.

Figure 2. Face collapse in the sandy ground.

Sin embargo ya se ha visto (Ref. 9, fig.16,17,21) que el problema es tridimensional. Las fotografías de colapsos de túneles incluidas en la misma Ref.9, (figs. 4, 6, 7, 8, 9) dan prueba de ello, así como alguna fotografía de los ensayos en centrífuga de la Universidad de Cambridge (fig. 15) y numerosos resultados numéricos y experimentales de otros autores (figuras 16, 17 y 18, Refs 14, 15). Y en el citado trabajo se detallaba la manera de analizar el problema, llegando finalmente a estudiar el colapso de una masa de terreno formada por una franja de ancho el diámetro del túnel y dos conos a ambos lados de 90° de ángulo, que cubren en planta un semicírculo de colapso.

(14) Konishi, Shinji. Evaluation of Tunnel Face Stability by the Rigid Plasticity Finite Element Method. Railway Technology Avalanche, no.5, March 2004.  
 (15) Kamata H y Mashimo H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. Public Works Research Institute. Independent Administrative Institution, Tsukuba, Ibaraki, Japón, 2001.

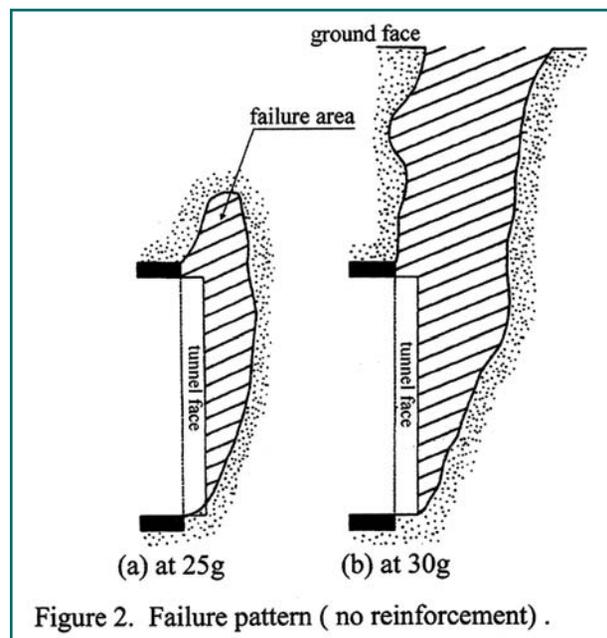


Fig. 17. Ensayos en centrífuga, PWRI, Japón.

Figure 2. Failure pattern ( no reinforcement ) .

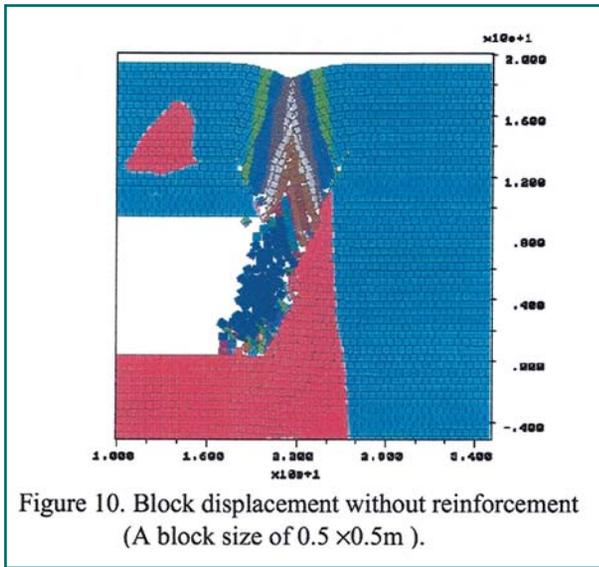
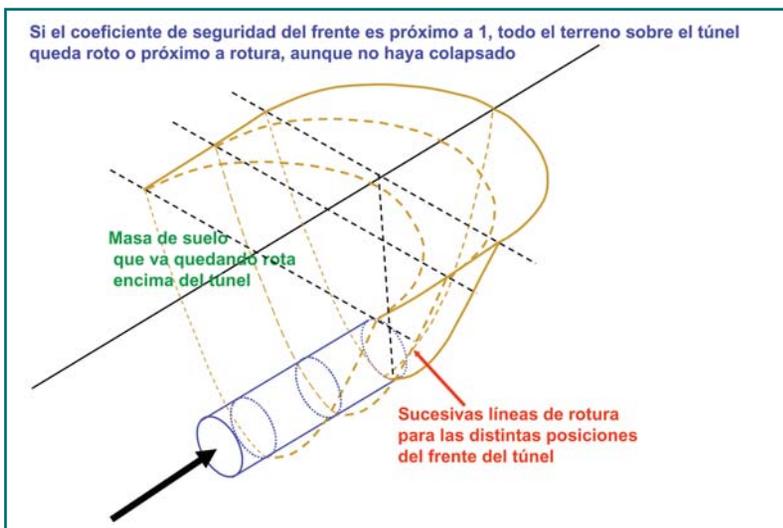
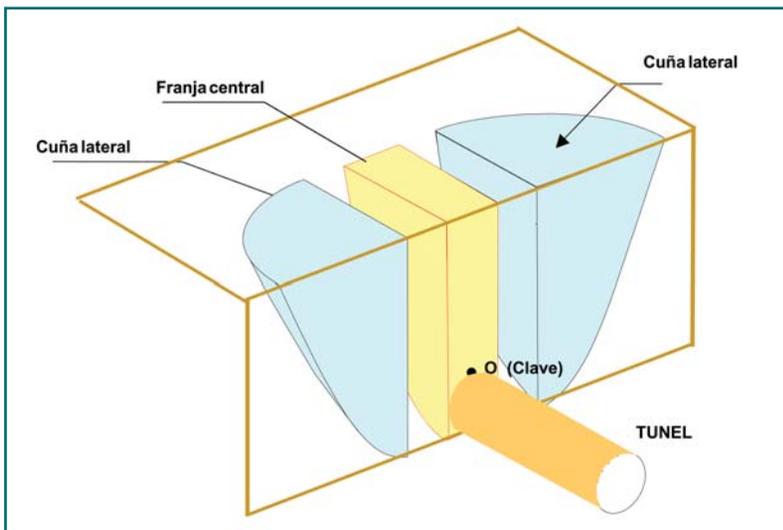


Fig. 18. Modelo numérico con UDEC, PWRI, Japón.

Abajo, superior, fig. 19. Franja central y conos laterales de colapso. Inferior, fig. 20. Colapso del frente del túnel y sucesivos conos de colapso.



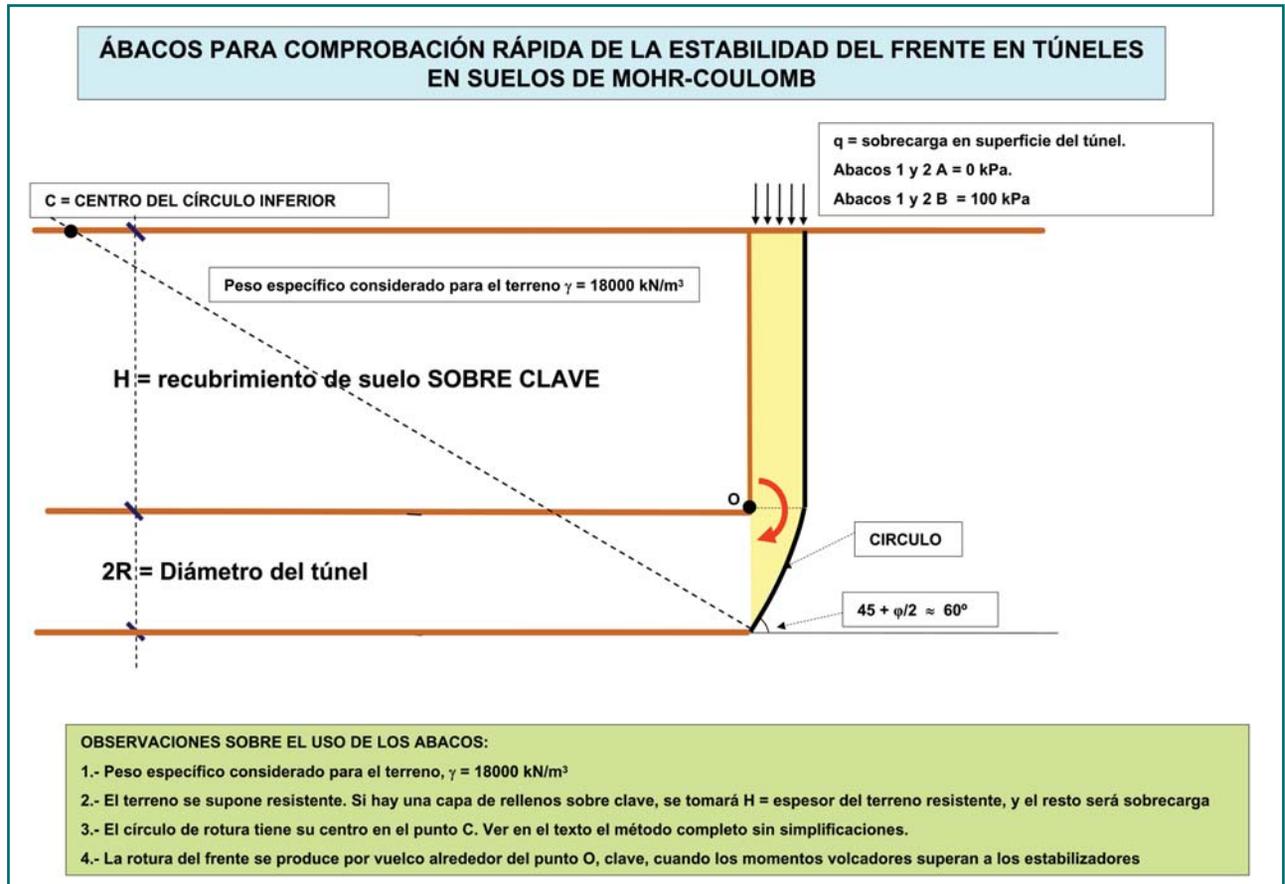
La figura 19 detalla la forma de análisis, descrita en la Ref.9. Se estudia por una parte la zona amarilla, correspondiente a la franja central del frente del túnel cuyo ancho es el diámetro, y a continuación las dos cuñas o conos laterales, sumando los momentos estabilizadores y volcadores alrededor del punto O, clave del túnel y obteniendo así el coeficiente de seguridad al colapso.

Naturalmente, aunque el frente no haya llegado a colapsar, al ir avanzando el túnel algunas o muchas zonas de suelo van quedando rotas porque su estado tensional ha llegado a ser tangente o estar muy próxima a la línea de rotura o curva de resistencia intrínseca, aunque han quedado soportadas por otras cercanas que han permanecido en estado elástico.

Tras el colapso del túnel es frecuente siempre escuchar que no ha colapsado por estabilidad del frente, sino que ha roto la bóveda, o los hastiales, o cualquier otra parte. Permita el lector expresar al autor una opinión personal sobre el asunto. En un túnel cuyo sostenimiento provisional o su revestimiento está bien dimensionado, es decir, que soportan adecuadamente las cargas a que están sometidos, la única posibilidad de colapso es el colapso del frente, que es la única superficie abierta y en contacto con el terreno. Pero para que el suelo rompa no es necesario que el frente haya colapsado en su totalidad, es decir, que haya entrado en el túnel todo el volumen de suelo superior, como puede verse por ejemplo en la figura 2 del colapso de Lausana o la fig.5 del colapso de Herzogberg, sino solamente que la superficie de rotura haya roto en alguna parte, en el fondo de alguna del centenar de rebanadas analizadas. En el programa que se incluye es sencillo identificar las rebanadas que han plastificado, puesto que en el fondo de cada una de ellas se cumple la condición anterior  $P \sin \delta > T \tan \phi + c \Delta L$ , y el lector puede observar que aun con coeficientes de seguridad superiores a 1, algunas o muchas de las rebanadas han plastificado. En estas condiciones ya el terreno se ha deformado a lo largo de esa superficie de corte, y ha quedado roto, aunque no haya caído. El frente va avanzando, dejando tras de sí y encima un volumen de terreno roto, sostenido solamente por el revestimiento provisional en el caso de utilizar el NATM o cualquier otro método de hormigón proyectado. Y en este gran volumen de terreno roto ya no nos parece posible admitir las hipótesis de cargas sobre bóveda habituales, como las de Bierbaumer, Maillart, Balla, Suquet, Protodyakonov, Terzaghi o similares (16), y es posible que no pueda tener lugar ningún efecto de silo. A la menor deformación del sostenimiento provisional, la presión del terreno rompe el sostenimiento y el túnel colapsa, bien por punzonamiento de la delgada bóveda o por rotura de hastiales, como en los casos de Línea 6 de Metro de Madrid en 1994 o del

(16) Szechy, K "The art of tunnelling", Akademiai Kiado Budapest 1966.

Fig. 21. Esquema para la utilización de los ábacos.



túnel de Sinesio Delgado también en Madrid en 1990. Pero muy probablemente el la mayoría de los casos de estos colapsos (todos con gran frente abierto y NATM o Precorte) el terreno rompió por colapso o casi-colapso del frente por el mecanismo descrito.

De todo lo anterior, y tras analizar los valores obtenidos para colapsos de diversas curvas, las principales conclusiones prácticas obtenidas para el colapso del frente en suelos de Mohr-Coulomb podrían ser las siguientes:

1. **El coeficiente de seguridad mínimo para el colapso del frente se obtiene por vuelco sobre el punto O, clave del túnel.** Por lo tanto no es necesario, en principio, y para las geometrías habituales, el estudio de la estabilidad en los polos o centros de las curvas de rotura, y es suficiente estudiar la estabilidad del frente del túnel tomando momentos en clave. Cualquier otro punto cinemáticamente posible debe estar situado en la normal a la curva superior que pasa por clave, y su distancia a la resultante disminuye (hasta cambiar de signo) con su distancia a clave, de forma que el momento volcador es mayor en clave.

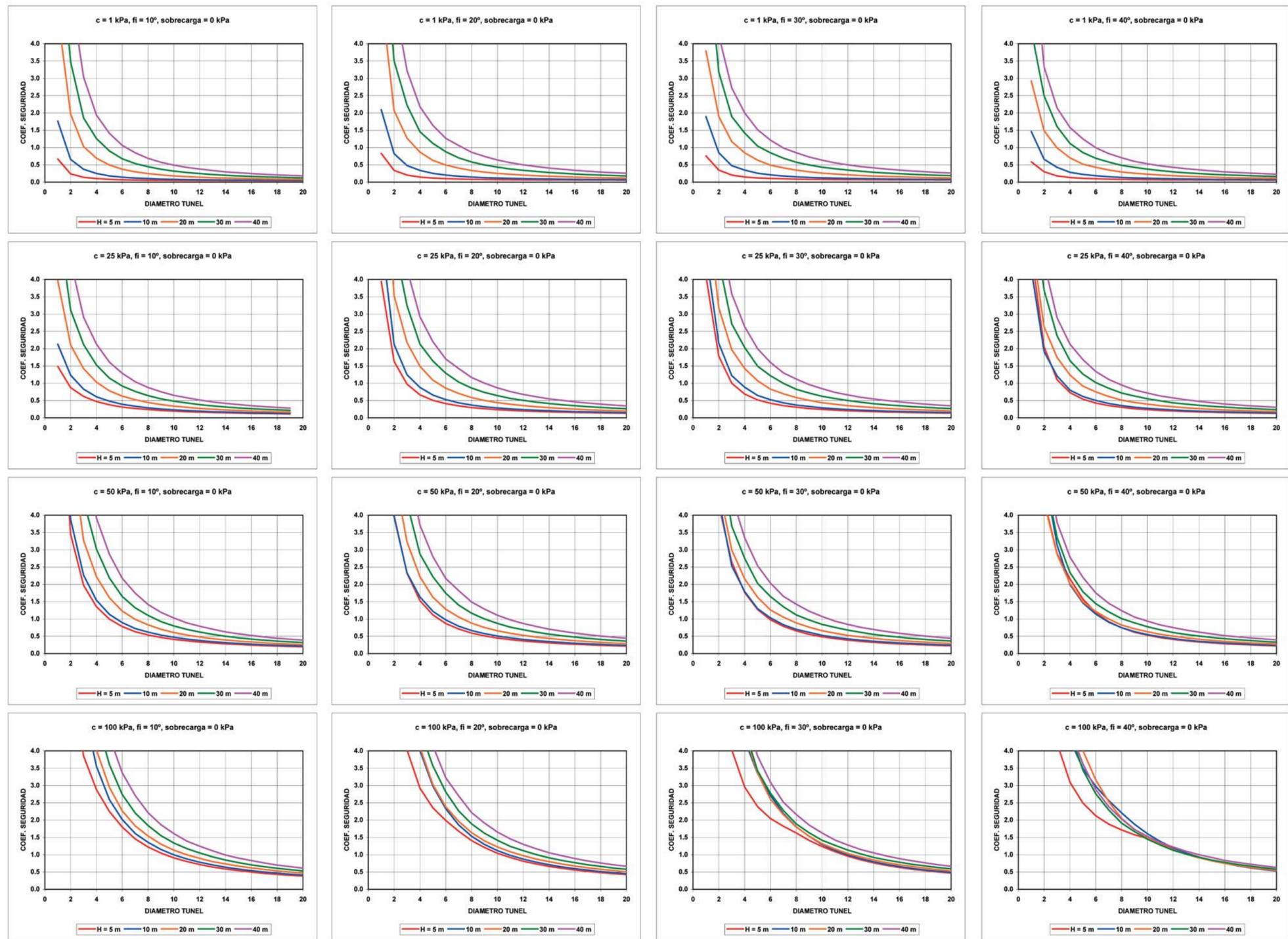
2. Con el mecanismo simplificado de colapso que se ha descrito, **el coeficiente de seguridad en clave que dan las 5 curvas de rotura estudiadas (espirales horaria  $\delta$ , hora-**

**ria  $\phi$ , antihoraria  $\delta$ , antihoraria  $\phi$  y círculo) es muy similar a efectos prácticos.** Por ejemplo, para el caso de un suelo de  $\phi = 30$  y cohesión 50 kPa, con altura sobre clave H = 20 m, un túnel de 10 m de diámetro tiene un coeficiente de seguridad al colapso del frente de 1.624 si se analiza el círculo, 1.517 con la espiral antihoraria y 1.678 con la espiral horaria de parámetro  $\phi$ . Las espirales horarias se convierten naturalmente en antihorarias para valores negativos de  $\delta$ , y viceversa, y al ir aumentando el valor absoluto de  $\delta$  el coeficiente de seguridad obtenido va disminuyendo hasta un mínimo para  $\delta=90^\circ$ , cuando la espiral degenera en la recta vertical que pasa por clave. Dejando de lado los interesantes aspectos académicos y de investigación, el colapso por espirales horarias o antihorarias para los suelos habituales da prácticamente los mismos coeficientes de seguridad, y el parámetro d de la espiral parece tener poca influencia.

### 5. Ábacos para el dimensionamiento rápido de la estabilidad del frente

Para comodidad del lector se incluyen 4 ábacos con los distintos coeficientes de seguridad de colapso del frente obtenidos por este método simplificado y curvas

ABACO 2.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. CONO DE COLAPSO 180°. SIN SOBRECARGA



ABACO 2.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. CONO DE COLAPSO 180°. SIN SOBRECARGA

El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas (2ª parte)

de rotura circulares. Cada ábaco consta de 16 gráficos, dibujados para los casos de cohesión  $c = 1, 25, 50$  y  $100$  kPa y ángulos de rozamiento interno de  $\phi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$ . Cada uno de los gráficos recoge a su vez las curvas del coeficiente de seguridad en función del diámetro del túnel (o la altura, en caso de franja indefinida) para diámetros  $D$  entre 2 y 20 metros y de la altura  $H$  de tierras sobre clave, para los valores de  $H = 5, 10, 20, 30$  y  $40$  m. En total, pues, cada uno de los ábacos recoge 800 casos, que en opinión del autor son los más corrientemente encontrados en los túneles de las infraestructuras del transporte. El peso específico considerado para el suelo es de  $18 \text{ kN/m}^3$ . El lector puede dibujarse estos ábacos, u otros similares con otras variables, con el programa de cálculo cuyas fuentes se ponen a su disposición sin coste (Visual C++).

El Abaco 1.A presenta los coeficiente de seguridad al colapso del frente en el caso de franja infinita, por el método simplificado descrito, para el caso de sobrecarga nula en la superficie del terreno.

El Abaco 1.B es igual al 1.A, para el caso de franja infinita, pero con una sobrecarga de  $100 \text{ kPa}$  en la superficie del terreno. Naturalmente, la sobrecarga hace que el coeficiente de seguridad sea menor en todos los casos que en el Abaco 1.A.

Los Abacos 2.A y 2.B presentan los mismos coeficientes de seguridad pero para el caso de colapso por cono de  $180^\circ$  de abertura, es decir, todo el plano del frente como en las figuras 15 y 19. El Abaco 2.A presenta los mismos 16 gráficos que el 1.A para sobrecarga nula, y el 2.B los mismos 16 casos para sobrecarga de  $100 \text{ kPa}$  en superficie. Los coeficientes de seguridad son más altos que en el caso de franja infinita.

Observe el lector que en estos ábacos la altura  $H$  de tierras se mide sobre clave del túnel, no sobre el eje del mismo ( $H_{\text{eje}}$ ) como es habitual en algunas publicaciones. El parámetro  $H_{\text{eje}}/D$  por sí sólo no es adecuado para representar la estabilidad del frente, ya que para un mismo valor de  $H_{\text{eje}}/D$  el coeficiente de seguridad varía; depende además de los valores del diámetro  $D$  del túnel y la altura de tierras sobre clave  $H$ .

El lector puede observar que en muchas de las situaciones que se dan habitualmente en los túneles en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas de las infraestructuras del transporte (diámetro, altura de tierras en clave, rozamiento interno y cohesión del terreno) el coeficiente de seguridad del frente es muy pequeño, cercano a la unidad. Esto confirma que efectivamente el terreno, si no ha colapsado, ha estado próximo a rotura, mientras el túnel sigue avanzando. En casos de colapsos recientes, un túnel de línea ferroviaria colapsado en Agosto 2004 tenía una sección de  $9.58 \times 6.9 \text{ m}^2$  aproximadamente, y rompió, lo que indica a su vez que

una estación cercana de  $19.43 \times 14.56 \text{ m}^2$  de sección en el mismo terreno, y que no colapsó, debió quedar con un coeficiente de seguridad muy próximo a la unidad (o aún inferior a ella, y por cualquier microfenómeno local pudo soportar el colapso), y también con todo el terreno roto encima. Naturalmente, si a continuación se construye otro túnel de gran sección y frente abierto junto a la estación, la masa enorme de terreno roto encima debe producir empujes asimétricos sobre las bóvedas que en cualquier momento pueden punzonarlas y romper, como así sucedió. El Abaco 2.B, permite estimar que para una cohesión de  $50 \text{ kPa}$ , un ángulo de rozamiento interno de  $30^\circ$  y una altura de terreno competente sobre clave de  $15 \text{ m}$ , un túnel de  $9 \text{ m}$  de diámetro con sobrecarga de  $100 \text{ kPa}$  en superficie tiene un coeficiente de seguridad al colapso del frente inferior a  $1.1$ . Si la cohesión baja a  $25 \text{ kPa}$  y el rozamiento interno baja a  $20^\circ$  el coeficiente de seguridad baja a  $0.8$ , y baja aún más si la cohesión fuera más baja. El autor cree que la utilización de estos ábacos puede ayudar a una comprobación rápida de la estabilidad del frente en futuros proyectos, y desde luego a desechar métodos constructivos peligrosos.

Para un caso habitual, sobrecarga de  $100 \text{ kPa}$  y altura de tierras sobre clave de  $10 \text{ m}$ , las curvas de los ábacos pueden aproximarse por las exponenciales siguientes que dan el coeficiente de seguridad en función del diámetro del túnel (Cuadro 1).

Obsérvese que, como puede verse en los ábacos, para una altura dada de tierras sobre clave, la curva que relaciona el coeficiente de seguridad al colapso del frente del túnel con su diámetro es prácticamente una hipérbola, y pueden obtenerse por tanto expresiones más sencillas para las curvas de ajuste. Una expresión que el autor considera útil para tanteos rápidos es la que se obtiene para el interesante caso de un terreno malo, como se encuentra en muchos túneles que han colapsado,  $c = 25 \text{ kPa}$  y  $\phi = 20^\circ$ . Estos parámetros mecánicos de terreno puede ser por ejemplo los de una roca esquistosa o pizarrosa muy rota y diaclasada,

Cuadro 1. Coeficiente de seguridad del frente

$\phi$	Cono de colapso $180^\circ$			
	Sobrecarga $0 \text{ kPa}$		Sobrecarga $100 \text{ kPa}$	
	Altura de tierras sobre clave $H = 10 \text{ m}$			
	cohesión = $0 \text{ kPa}$	$25 \text{ kPa}$	$50 \text{ kPa}$	$100 \text{ kPa}$
$10^\circ$	$1.4074 \cdot D^{-0.9652}$	$4.7380 \cdot D^{-1.0378}$	$8.3966 \cdot D^{-1.0484}$	$17.2610 \cdot D^{-1.0600}$
$20^\circ$	$1.8078 \cdot D^{-0.9216}$	$4.6724 \cdot D^{-0.9880}$	$8.2457 \cdot D^{-1.0130}$	$19.3150 \cdot D^{-1.0633}$
$30^\circ$	$1.7886 \cdot D^{-0.8961}$	$4.4782 \cdot D^{-0.9686}$	$8.4541 \cdot D^{-1.0113}$	$23.2080 \cdot D^{-1.0892}$
$40^\circ$	$1.4543 \cdot D^{-0.8625}$	$3.9975 \cdot D^{-0.9536}$	$9.0553 \cdot D^{-1.0348}$	$25.6680 \cdot D^{-1.0795}$

como tantas en España. En este caso, para cono de rotura de 180° y una sobrecarga de 100 kPa, la expresión que da aproximación suficiente es

H = 5 m    Coef. seguridad = 3 / D  
 H = 10 m    Coef. seguridad = 5 / D  
 H = 20 m    Coef. seguridad = 10.5 / D

De forma que para este caso (c = 25 kPa, φ = 20°, q = 100 kPa, γ = 18 kN/m³) el coeficiente de seguridad al colapso del frente puede estimarse por la sencilla expresión

$$\text{Coeficiente de seguridad al colapso del frente} \approx \frac{1}{2} \frac{H}{D}$$

Para este terreno un túnel de 9 m de diámetro con 15 m de altura de terreno competente sobre clave y 5 m de relleno encima tendrá un coeficiente de seguridad al colapso de  $0.5 \cdot 15 / 9 = 0.83$ . El túnel colapsará si se construye a sección completa por el NATM. Sin embargo con pequeñas galerías de avance de 2 m de diámetro equivalente como utiliza el Método Clásico de Madrid el coeficiente de seguridad resulta  $0.5 \cdot 15 / 2 = 3.75$ , y el túnel no colapsará. Entre Septiembre 1995 y Marzo 1999 se construyeron en Madrid 8.32 km de túnel de Metro de gran sección en las líneas 1, 7, 10 y 11. El frente abierto de la pequeña galería de avance del Método Clásico de Madrid o Belga tenía 1.5 m de altura, al igual que las sucesivas primeras, segundas y terceras fases de la bóveda de avance. Con alturas de terreno sobre clave entre 10 y 15 m puede verse en el Abaco 2B (caso c=50 kPa, φ = 30°) que el coeficiente de seguridad es siempre muy superior a 3. Sin embargo, si se hubiera hecho por el Nuevo Método Austríaco con frente abierto de 8 m como proponían algunos expertos que luego lo han utilizado en otros túneles, el coeficiente de seguridad es inferior a 1 y los túneles hubieran colapsado. Lo mismo ha ocurrido con los túneles de la prolongación de Línea 10 a Alcorcón abierta en 2002.

### 6. Colapso con rotura por bloques y cuñas prismáticas en suelos de Mohr-Coulomb

En las últimas dos décadas numerosos autores han estudiado otros mecanismos de rotura para el estudio de la estabilidad del frente del túnel, de los que los más frecuentes en la literatura son los formados por bloques prismáticos y cuñas. Entre dichos autores están Davis(17), Le-

(17) Davis E, Gunn, M, Mair, R y Seneviratne, H "The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material", Geotechnique, 30, nº 4, 1980.

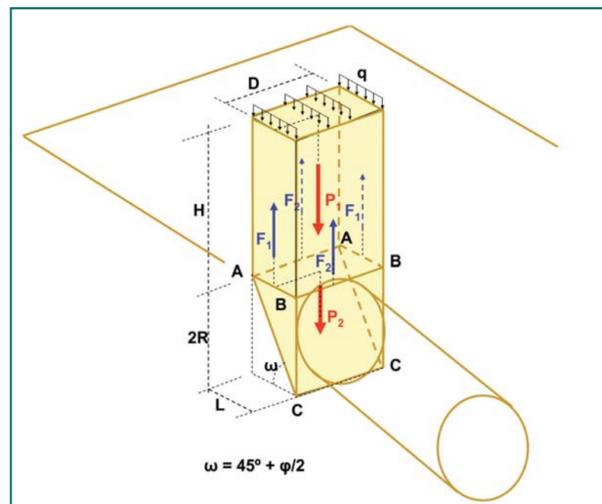


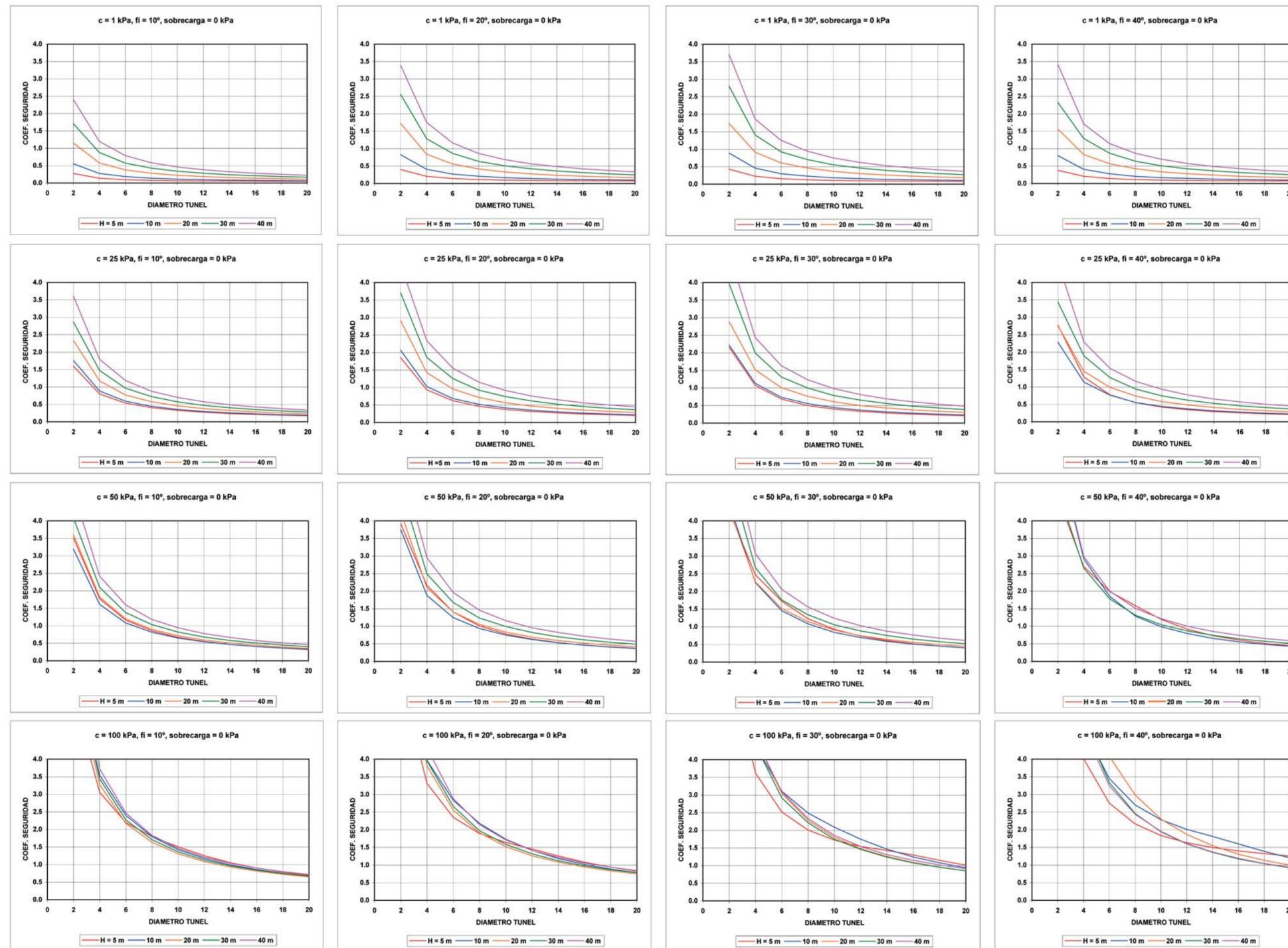
Fig. 22. Esquema de mecanismo de colapso del frente por bloques y cuñas (Támez).

ca(18), Leca y Dormieux(19), Sternath y Baumann(20), Lee y Nam(21) y Bauman, Sternath y Schwarz(22), Tamez(23), Rangel y Holguín. En opinión del autor tal vez la presentación más sencilla y eficaz sea la dada por Tamez (23). Todos estos mecanismos de colapso se basan en esquemas análogos o parecidos al presentado en la figura 22. El colapso del frente del túnel se produce por la entrada de la cuña AA-BB-CC, provocada a su vez por el peso del prisma vertical de sección AA-BB que desde la cota de clave del túnel llega hasta la superficie del terreno, incluyendo también la sobrecarga eventual. El equilibrio del frente se suele estudiar tomando momentos de las fuerzas volcadoras y las resistentes con respecto al eje horizontal BB que pasa por clave.

Las fuerzas volcadoras son los pesos P1 y P2 del prisma y de la cuña, y sus respectivos brazos de momento con respecto al punto B son L/2 y L/3. La distancia L se conoce puesto que el ángulo de la cuña con respecto a la horizontal es ω = 45 + φ/2 y se obtiene de la relación tg ω

(18) E. Leca y M.Panet, « Application du calcul a la rupture et a la stabilité du front de taille d'un tunnel », Revue française de Géotechnique, 43, 1988.  
 (19) Leca, E. and Dormieux, L. (1990). "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material". Géotechnique 40, N°4, 581-606.  
 (20) R.Sternath y Th.Baumann, "Face support for tunnels in loose ground", Tunnels for People, Balkema, 1997.  
 (21) Lee, I, Nam, S "Evaluation of face stability with the consideration of seepage forces in shallow tunnels". Tunnels and Undergr. Structures, Balkema, 2000.  
 (22) Baumann, Sternath y Schwarz,J."Face stability of tunnels in soft rock. Possibilities for the computational analysis". Proc. XIVth Conf. SMFE, Hamburgo, Vol.3, 1997.  
 (23) Tamez G, E, Rangel N, J.L, "Diseño Geotécnico de túneles". Ed. TGC Geotecnia, Méjico 1997.

## ABACO 1.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. FRANJA INDEFINIDA. SIN SOBRECARGA



## ABACO 1.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. FRANJA INDEFINIDA. SIN SOBRECARGA

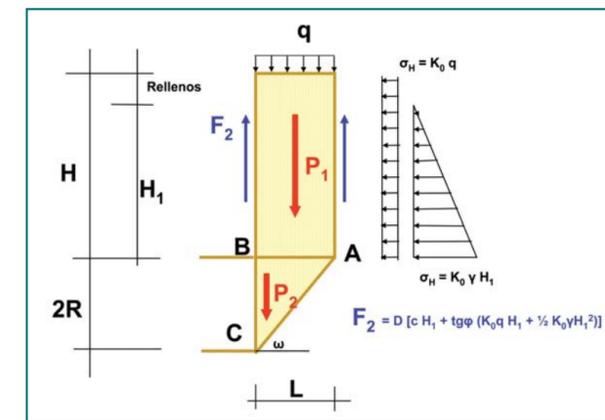
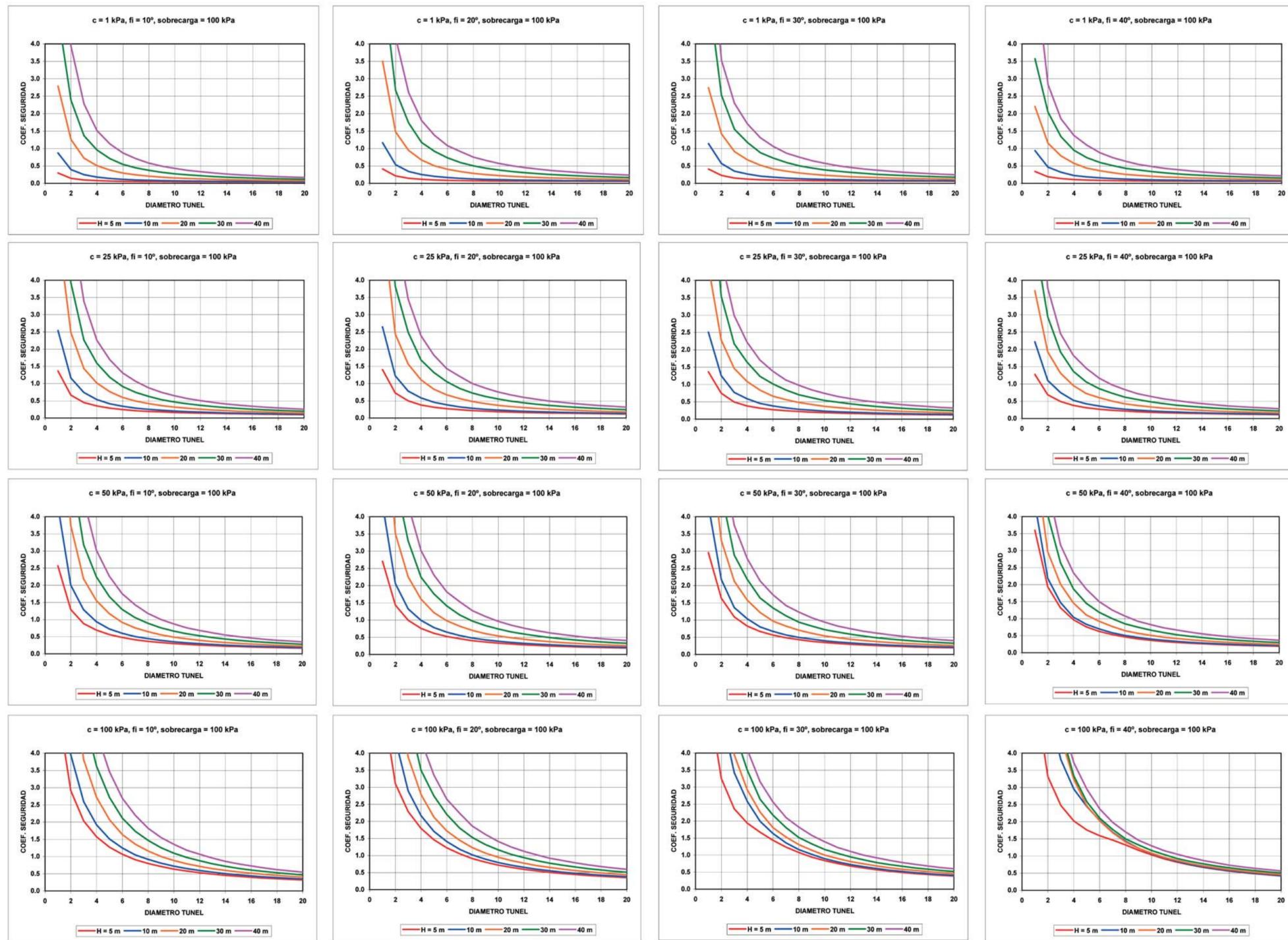


Fig. 23. Fuerzas actuantes y sus brazos.

$= 2R / L$ . Algunos autores, como Támez, tienen en cuenta además un tramo de túnel cercano al frente en el que aún no se ha colocado el revestimiento definitivo (que se considera no colapsable), y sustituyen el efecto del sostenimiento provisional por una presión interior equivalente que estiman por los métodos habituales.

Las fuerzas estabilizadoras del prisma son las que actúan en sus cuatro caras oponiéndose a su caída, tanto por la cohesión del terreno como por su rozamiento interno. En la figura 23 puede verse la obtención de las fuerzas  $F_2$  que actúan sobre las caras frontales. Si existen capas de rellenos en la parte superior no se tiene en cuenta su colaboración a la resistencia, pero sí su peso.

El equilibrio de la cuña inferior se plantea de diferentes formas por los diferentes autores. Támez estudia el equilibrio de la capacidad resistente del plano AB y la presión aplicada en el frente del túnel, que en la práctica es, o bien la aplicada por aire comprimido como se usaba el pasado siglo, o bien por la entibación del frente. La enormes secciones abiertas del Nuevo Método Austriaco y sistemas similares impiden la entibación completa del

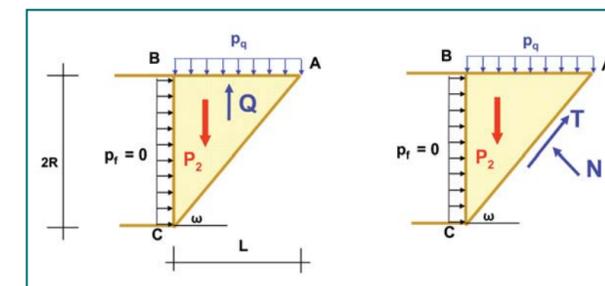


Fig.24. Equilibrio de la cuña inferior.

frente, y el aire comprimido ya no se utiliza por el peligro que supone para los trabajadores, de forma que hoy esta presión interior debe considerarse nula.

Támez evalúa la fuerza Q como la capacidad de carga de la superficie AB, con un talud vertical en el punto B, en cuya cara BC actúa la presión  $p_f$ . Su valor viene dado por

$$Q = \left[ 2.7 c \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + p_f \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] LD$$

y con este esfuerzo, los pesos y la fuerzas resistentes del prisma, se establece el equilibrio de momentos con respecto al punto B de clave, calculando el coeficiente de seguridad como cociente entre los momentos estabilizadores y los volcadores.

Otra alternativa para analizar el equilibrio de la cuña es obtener los valores de las fuerzas T y N en el momento del colapso de forma similar al analizado en las rebanadas de los colapsos por curvas. Todos estos cálculos de mecanismos de colapso por bloques y cuñas son sencillos de realizar, y pueden hacerse por supuesto a mano o con una hoja electrónica. Se han incluido también en el programa que se pone a disposición de lector.

El autor opina que los mecanismos de colapso por cuñas y bloques dan coeficientes de seguridad del frente sistemáticamente más altos que los mecanismos de colapso por curva, resultados demasiado optimistas y que por tanto cree que no deben utilizarse. Si un mecanismo de colapso da un coeficiente de seguridad inferior a otro, es evidente que el suelo romperá por el mecanismo de menor coeficiente de seguridad.

Por ejemplo, en un suelo de  $\varphi = 30^\circ$  y  $c = 50$  kPa, en un túnel de diámetro 10 m, altura de tierras buenas sobre clave 20 m, y sin sobrecarga, el colapso por cuñas y bloques con la formulación de Támez da un coeficiente de seguridad de 2.19, mientras que el colapso por círculos y momentos en clave da 1.6. El suelo romperá por este último mecanismo. Esto se explica por dos causas: (1) en la mayoría de los casos reales y los suelos reales la rotura plana da un coeficiente de seguridad superior a la rotura por espirales o círculos, fenómeno bien conocido desde hace casi un siglo en los estudios de estabilidad de taludes y por todos los estudiantes de Geotecnia en Ingeniería de Caminos, y (2) el mecanismo de colapso de Támez y similares tienen en cuenta la resistencia de las paredes laterales del prisma y las cuñas verticales, mientras que la realidad no es así. En la figura 15 puede verse que la rotura del modelo del ensayo centrífugo se produce con los conos de abertura  $90^\circ$  cada uno, llegando al plano del frente, lo que no produce por tanto momentos estabilizadores. Lo mismo puede verse en colapsos reales, como los ya citados mostrados en la primera parte de este tra-

bajo (Ref. 9, fig.16,17,21). Por tanto el autor opina que estos mecanismos de cuñas y bloques prismáticos no deben utilizarse, o que si se utilizan deben contrastarse sus resultados con mecanismos de colapso por conos de 180° de abertura, que darán sistemáticamente coeficientes de seguridad menores.

**7. El túnel inclinado**

Un caso menos habitual es el del análisis de la estabilidad de un túnel no horizontal. Este problema se presenta, por ejemplo, en la construcción de los cañones de acceso a vestíbulos de Metro o en la construcción de las bóvedas de estaciones por el Método alemán, habitualmente utilizado en Madrid para la construcción de túneles de luz grande como las estaciones. Este caso se diferencia del túnel horizontal en que para inclinaciones a del túnel mayores que  $45 + \varphi/2$  la tangente al círculo de rotura del frente no formará con la horizontal en la contrabóveda el ángulo  $45 + \varphi/2$ , sino que formará el ángulo  $\alpha$  de la solera del túnel con la horizontal, que es el plano de rotura. En la figura 23 puede verse un esquema del problema.

En este caso, y por ser la línea de rotura paralela a la solera del túnel, el polo del círculo de tensiones se mueve al punto P, y los planos principales giran el ángulo  $\alpha - (45 - \varphi/2)$ . La tensión roja actúa sobre el plano rojo, y la azul sobre el azul. Definido así el círculo de rotura con esta tangente, el coeficiente de seguridad se calcula de la misma forma anterior, y naturalmente es inferior al del túnel horizontal, ya que a igualdad del resto de los factores, la altura del frente es mayor.

**8. Entibadoras de lanzas, premill y paraguas**

Con el sencillo mecanismo de colapso descrito es inmediato además obtener la longitud de las lanzas de una entibadora, de las tejas del precorte o de los paraguas de protección. Deben ser lo suficientemente largos para impedir el colapso representado en las figuras 12 y 14. En clave deben tener la longitud suficiente para atravesar toda la zona que colapsa, y además el suficiente empotramiento en la zona de delante que no colapsa. Si la altura del frente abierto es H y el ángulo de la tangente de la curva de colapso en contrabóveda es  $45 + \varphi/2 \approx 60^\circ$ , la longitud L de las lanzas deberá ser aproximadamente, con un empotramiento de 2 m, de  $L = 2 + H/\sqrt{3}$  m. Para una altura de frente de 9 m, las lanzas deberán ser de al menos 7.2 m. El lector podrá comprobar que esto no se cumple en muchas ocasiones, y que conocidos colapsos de túneles construidos con el precorte mecánico, con paraguas de avance o con entibadoras de lanzas

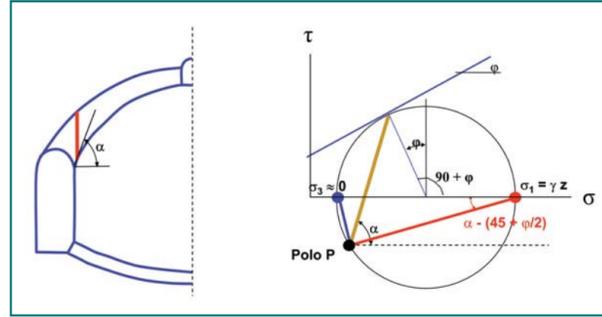


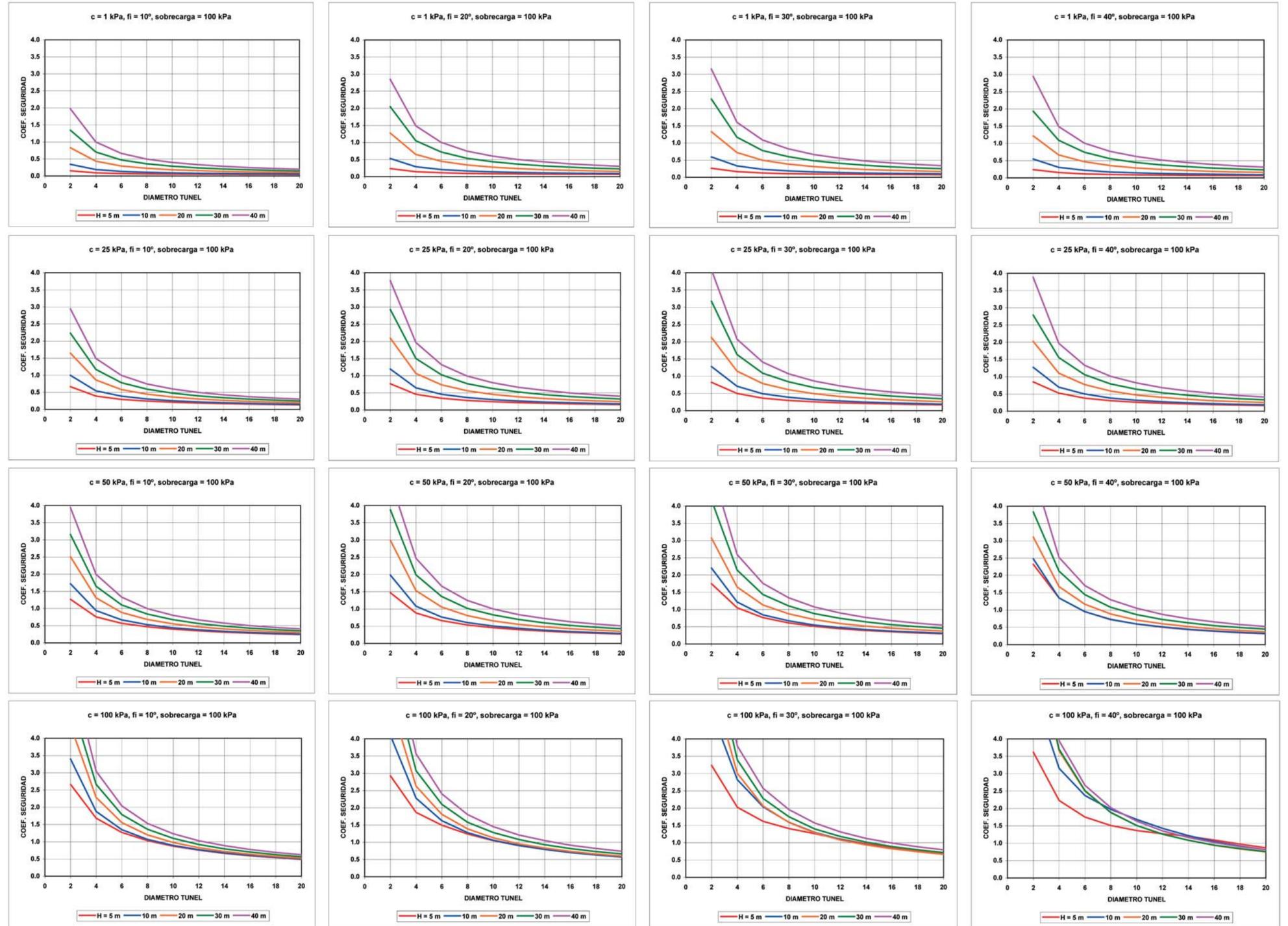
Fig. 25. Giro del tensor de tensiones en el frente de un túnel inclinado el ángulo  $\alpha$ .

pueden haberse debido a, o al menos explicarse con, esta causa.

**9. Reflexiones y preguntas sobre los colapsos en túneles españoles**

Algunas de las preguntas que surgen al Ingeniero de Caminos tras reflexionar sobre estos problemas son las siguientes:

- 1.- En ninguno de los proyectos de túneles españoles en suelos o rocas blandas, y construidos por métodos de gran frente abierto como el Nuevo Método Austriaco o similares que ha podido estudiar el autor se estudia la estabilidad del frente, salvo algunos cálculos elementales con la expresión de Broms de 1967. A la vista de los numerosos colapsos que tienen lugar regularmente en España y en todo el mundo, parece evidente al autor que la estabilidad del frente es la causa principal de rotura. Con la enorme cantidad de túneles actualmente por construir en España, muchos de ellos en terrenos extraordinariamente peligrosos y diaclasados como los de algunos tramos montañosos de Autovías o Alta Velocidad ¿cómo es posible que se proyecten y construyan esos grandes túneles en suelos y rocas rotas y diaclasadas, incluso algunos otros bajo ciudades habitadas, sin que las distintas Administraciones, Estatal, Autonómicas y Locales exijan estudios detallados de la estabilidad del frente?
- 2.- Si se sabe que en suelos y rocas blandas algunos Ingenieros de Caminos han prohibido ya hace muchos años la utilización de métodos de frente abierto para la construcción de túneles urbanos, ¿por qué otras Administraciones y otros técnicos utilizan estos peligrosísimos métodos sin comprobar adecuadamente la estabilidad del túnel y la seguridad de los edificios en superficie?
- 3.- ¿Cuál es la utilidad real de programas de cálculo de diferencias finitas como el FLAC, u otros de elementos finitos como ANSYS, ABAQUS, COSMOS, etc, que suelen



usarse en los proyectos de estos túneles?. El peligro de todos esos gráficos de múltiples colores que proporcionan los programas de cálculo geotécnico actuales es muy grande, y esto se repite hasta la saciedad en las Cátedras de las Escuelas de Caminos. El autor opina que jamás deben utilizarse para proyectar un túnel, sino para comprobaciones puntuales de algunos puntos en los que el estado tensional del terreno no pueda verse fácilmente por otros métodos. El túnel debe ser un orificio, de forma preferentemente circular o cuasi circular, con una sólida bóveda de hormigón, unos sólidos hastiales y una sólida contrabóveda muy curvada, tan curvada como la bóveda, para que se asemeje al hoy olvidado antifunicular de cargas. El túnel debe proyectarse por profesionales con unos sólidos conocimientos de Geotecnia, y debe construirse por técnicos y personal muy especializado y de enorme experiencia.

4.- El lector habrá leído también sin duda, al estudiar proyectos de túneles españoles, que su diseño está basado en las clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso de Beniaowski, o de cualquier otro autor. Tras los últimos colapsos españoles parece que ha llegado también el momento de reflexionar sobre la validez real de todos estos sistemas de clasificaciones geomecánicas. Estos sistemas se desarrollaron para rocas sanas o poco diaclasadas. El autor opina que una roca con un RMR del orden de 40-50 o inferior realmente no es un macizo rocoso, sino que se comporta como un suelo de tamaño de grano decimétrico, y debe ser estudiada como tal suelo. La utilización de esas clasificaciones geomecánicas en ese tipo de rocas no solamente no es útil, sino que es sumamente dañina y peligrosa.

5.- El riesgo de la construcción de un túnel urbano es enorme, y los daños que puede causar su colapso también lo son. En las estructuras de ingeniería o edificación, con materiales bien conocidos como el hormigón y el acero, no se trabaja jamás con coeficientes de seguridad menores de 1.5. En suelos y rocas blandas, material mal conocido, y del que en los problemas reales se dispone de muy pocos ensayos, el coeficiente de seguridad al colapso del frente debería ser, en opinión del autor, al menos de 3. Y eso debería quedar recogido en la normativa correspondiente de túneles de Obra Civil como la IOS-98.

6.- La observación del Abaco 2.A y 2.B, colapso por cono de  $180^\circ$ , indica que este coeficiente de seguridad de 3 no puede obtenerse con el Nuevo Método Austriaco u otros métodos de frente abierto para los diámetros habituales de los túneles de infraestructuras del transporte a sección completa. Para un suelo de  $\varphi = 20^\circ$  y cohesión de 50 kPa, a 20 m de profundidad el mayor diámetro de frente que puede abrirse con seguridad es 6 m. Y si hay edificios encima con una carga de 100 kPa, el Abaco 2.B

lo rebaja a 4.5 m. El Nuevo Método Austriaco en suelos bajo ciudades debe por lo tanto prohibirse por una Administración conocedora del problema. Así lo ha hecho el autor desde 1995 en los túneles del Metro de Madrid.

7.- El túnel en suelos y bajo ciudades, repetimos, es un trabajo de Ingeniería de Caminos sumamente peligroso. Todas las precauciones que puedan tomarse durante la construcción son pocas. Y sin duda la forma más segura de construirlo es con un método que ponga junto al frente del túnel una sólida pared de acero de enorme resistencia, que impida que el frente colapse. Y simultáneamente que vaya colocando un robusto revestimiento de hormigón armado que pueda soportar cualquier tipo de esfuerzo que transmita el terreno. El lector observará que acabamos de describir las tuneladoras de frente cerrado, EPB o slurry. No parece de recibo ni técnicamente justificable construir un gran túnel bajo una ciudad con el frente totalmente desprotegido y sin ningún estudio de su estabilidad, y con las paredes de la excavación recubiertas tan sólo por una delgada cáscara de gunita de 20 o 30 cm de espesor que en muchas ocasiones ni siquiera cierra por la parte inferior, clavándose como una cuchilla en el terreno subyacente. El túnel urbano debe construirse pensando siempre que si ocurre algo el responsable deberá responder a la pregunta del Juez y los familiares de las víctimas: *¿Se podía haber construido el túnel de forma más segura?*. Y la respuesta del responsable tiene que poder ser: *“Señoría, no hay en el mundo método más seguro que el utilizado en este túnel. No se han tenido en cuenta condicionantes de coste ni de plazo frente a la seguridad de las obras, de los operarios y de los edificios arriba”*. En el momento de escribir estas líneas, Agosto 2005, el autor va a comenzar la construcción de dos enormes túneles de 15.2 m de diámetro con tuneladoras EPB bajo la ciudad de Madrid, y si algo ocurriera tiene la tranquilidad de que podrá responder precisamente eso ante el Juez. Pero no podría hacerlo si hubiera decidido construir esos túneles con el Nuevo Método Austriaco u otro método similar de frente abierto.

## **10. Correcciones al programa y observaciones para su aplicación por el lector**

En el programa de cálculo, que se pone a disposición del lector Ingeniero de Caminos, se analizan los siguientes mecanismos de colapso del frente:

- 1.- Espiral logarítmica antihoraria de parámetro  $\varphi$ .
- 2.- Espiral logarítmica antihoraria de parámetro general  $\delta$ .
- 3.- Espiral logarítmica horaria de parámetro  $\varphi$ .
- 4.- Espiral logarítmica horaria de parámetro general  $\delta$ .

- 5.- Círculos.
- 6.- Bloque y cuñas. Mecanismo de Támez

El lector puede seguir en las fuentes todos los procesos de cálculo en detalle, procesos que se han descrito en las páginas anteriores, y modificarlos a su gusto y de acuerdo con las características de cada problema particular. En el listado y las fuentes que se incluían en la Ref (8) un lector Ingeniero de Caminos ha localizado los dos errores siguientes:

- 1.- En la línea de cálculo del momento volcador:

Coef\_seguridad = (Momento\_estabilizadorR + Momento\_estabilizadorS) / Momento\_volcadorR;  
 Debe sustituirse el denominador por "Momento\_volcador" en lugar de lo escrito "Momento\_volcadorR".

- 2.- En el cálculo del momento volcador de la espiral superior, debe ponerse un límite en el momento en que la espiral superior ha cortado la superficie del terreno. Sustituir la línea:

Momento\_volcadorS = Momento\_volcadorS + VS \* (bS + x);  
 Por la línea:  
 if (x <= cS) Momento\_volcadorS = Momento\_volcadorS + VS \* (bS + x);

- 3.- Por otra parte, varios lectores han observado que la rutina de cálculo del ángulo  $\omega$  que forma con la horizontal el radio vector del punto inferior de la re-

banada da en ocasiones resultados erróneos. Esta rutina es la solución por Newton de la ecuación trascendente

$$R_0 e^{\omega \operatorname{tg} \varphi} \cos(\omega - \alpha) = b + x$$

que lleva a la relación de recurrencia

$$\omega_{n+1} = \omega_n - \frac{R_0 e^{\omega \operatorname{tg} \varphi} \cos(\omega - \alpha) - b - x}{R_0 e^{\omega \operatorname{tg} \varphi} [\operatorname{tg} \varphi \cos(\omega - \alpha) - \operatorname{sen}(\omega - \alpha)]}$$

y efectivamente en algunos casos para determinados valores de  $\varphi$ ,  $\alpha$  y  $\omega$  el denominador puede tener valores muy pequeños mientras la rutina va iterando a partir del valor  $\omega = 0$ . La solución es muy sencilla, y se reduce a pasar a la función el valor de  $\omega$  calculado en la rebanada anterior. El ángulo  $\omega$  va variando de forma monótona creciente al aumentar x, y pasando el valor anterior se reducen las iteraciones y se eliminan esos posibles errores.

En cualquier caso, el lector puede utilizar para resolver esta ecuación cualquier otro método de los numerosos existentes en la literatura. En la Ref 24 o en cualquier texto de métodos numéricos pueden verse, entre otros, los métodos de sustituciones sucesivas, la falsa posición, del intervalo mitad o incluso la regla falsi. Pero dando los círculos coeficientes de seguridad prácticamente iguales a las espirales pésimas, pueden hacerse los cálculos de estabilidad con curvas circulares que no precisan de la resolución de este tipo de ecuaciones. Y en la práctica habitual, para las geometrías usuales, no es necesario resolver esta ecuación. ♦

NOTA DEL AUTOR: "El autor pide perdón al lector y a la Revista de Obras Públicas por la baja calidad de algunas de las fotografías incluidas. Debe comprender que es muy difícil obtener información de los colapsos de los túneles, y más aún el obtener buenas fotografías. Lo importante es que se haga idea del tipo de colapso y de la inestabilidad del frente del túnel".

**Referencias:**

- (1 a 8) *World Tunnelling y Tunnel & Tunnelling International*, 2002, 2003, 2004, 2005.
- (9) M. Melis "El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas", ROP. N° 3450, Diciembre 2004.
- (10) Terzaghi, K, "General wedge theory of earth pressure", Meeting of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Rochester, NY. 14 Octubre 1938. Publicado Proceedings ASCE 1939.
- (11) Meem, JC, "The bracing of Trenches and Tunnels with practical formulas for Earth Pressure", Trans. ASCE, June 1908.
- (12) Moulton, HG, "Earth and rock pressure", Trans. AIMME, 1920.
- (13) Luis Muñoz Campos, *Estabilidad del frente en túneles en suelos*, Comunicación privada, 2005.
- (14) Konishi, Shinji. "Evaluation of Tunnel Face Stability by the Rigid Plasticity Finite Element Method". Railway Technology Avalanche, no.5, March 2004.
- (15) Kamata H y Mashimo H. "Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting". Public Works Research Institute. Independent Administrative Institution, Tsukuba, Ibaraki, Japón, 2001.
- (16) Szechy, K "The art of tunnelling", Akademiai Kiado Budapest 1966.
- (17) Davis E, Gunn, M, Mair,R y Seneviratne, H "The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material", Geotechnique, 30, n° 4, 1980.
- (18) E. Leca y M.Panet, "Application du calcul a la rupture et a la stabilite du front de taille d'un tunnel", Revue francaise de Geotechnique, 43, 1988.
- (19) Leca, E. and Dormieux, L. (1990). "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material". Géotechnique 40, N°4, 581-606.
- (20) R.Sternath y Th.Baumann, "Face support for tunnels in loose ground", Tunnels for People, Balkema, 1997.
- (21) Lee, I, Nam, S "Evaluation of face stability with the consideration of seepage forces in shallow tunnels". Tunnels and Undergr. Structures, Balkema, 2000.
- (22) Baumann, Sternath y Schwarz,J. "Face stability of tunnels in soft rock. Possibilities for the computational analysis". Proc. XIVth Conf. SMFE, Hamburgo, Vol.3, 1997.
- (23) Tamez G, E, Rangel N, J.L. "Diseño Geotécnico de túneles". Ed. TGC Geotecnia, Méjico 1997.
- (24) Carnahan, Luther, Wilkes "Cálculo numérico. Métodos, aplicaciones". Versión española M. Melis y E. De Miguel. Ed. Rueda, 1979.