

MECÁNICA DE ROCAS APLICADA A TÚNELES: Homenaje a Alcibíades Serrano

JORNADA TÉCNICA 10/12/2009 BARCELONA



AULA | P A Y M A C O T A S
INGENIERIA DE TUNELES

PROGRAMA

Jornada Técnica 10-12-2009

10.30-10.45	APERTURA DE LA JORNADA.	Eduardo Alonso (UPC, Barcelona)
10.45-11.15	Curvas de convergencia. Soluciones analíticas.	Jordi Alcoverro (Eurogeotécnica / UPC, Barcelona)
11.15-12.15	Curvas de convergencia: efecto de algunos modelos constitutivos avanzados.	Isabel Reig (IBERINSA, Madrid)
12.15-12.45	Restauración de tubos volcánicos: los Jameos del agua.	Claudio Olalla (ETSICCP Madrid)
12.45-13.30	Las incertidumbres en el proyecto de un túnel	Alcebíades Serrano (ETSICCP Madrid)
13.30-14.00	COLOQUIO	
14.00-14.30	Aperitivo	



Es quizá casual, pero el Profesor Serrano nació en Matanza de Acentejo a escasa distancia del Teide, el mayor edificio rocoso de España



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA



UNIVERSIDAD Y EMPRESA:
Abriendo Caminos

PAYMACOTAS

Salón de Actos de la ETSECCP de Barcelona, Edificio C2, Campus Nord, c/ Jordi Girona 1-3, Barcelona 08034.

Inscripciones, reservas y plazas:

<https://www.etcg.upc.edu/la-docencia/aula-paymacotas>
Contacto: mar.obrador@upc.edu

130 euros. Plazas limitadas. Hay un número limitado de plazas gratuitas para PDI y alumnos de UPC. Los asistentes recibirán un libro con la versión escrita de las ponencias.

JORNADA TÉCNICA
MECÁNICA DE ROCAS APLICADAS A TÚNELES
HOMENAJE A ALCIBÍADES SERRANO

Barcelona, 10 de Diciembre de 2009

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda
Marcos Arroyo Álvarez de Toledo

INDICE

Introducción (M. Arroyo).....	1
Curvas de convergencia en materiales elastoplásticos (J. Alcoverro)	3
Curvas de convergencia: efecto de algunos modelos constitutivos avanzados (I. Reig).....	17
Restauración de tubos volcánicos: los Jameos del Agua (C. Olalla)	37
La incertidumbre en el proyecto de un túnel (A. Serrano).....	53

INTRODUCCIÓN

Marcos ARROYO

UPC, Dep. Ing. Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona, España

El nacimiento y desarrollo de la mecánica de rocas está intrínsecamente ligado a la ingeniería de túneles, donde tal disciplina encuentra un amplio campo de aplicación.

El Profesor Alcibiades Serrano ha desarrollado una actividad fundamental para el desarrollo de la mecánica de rocas en nuestro país. Catedrático (y actualmente emérito) de esta disciplina en la Escuela Técnica Superior de Geotecnia del CEDEX, Premio Nacional de Ingeniería Civil en el 2007, sus aportaciones abarcan desde el desarrollo teórico más refinado hasta la aplicación práctica en numerosas obras.

La jornada que aquí se presenta se plantea como un homenaje al Profesor Serrano, que cerrará la jornada con su intervención centrada significativamente en las incertidumbres en proyecto. Le precederá en el uso de la palabra su colaborador habitual, el Profesor Claudio Olalla, presidente en ejercicio de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, que describirá un proyecto singular, desarrollado junto al Profesor Serrano, en la roca volcánica de su región de origen. Pero antes contaremos con la intervención de Isabel Reig, que realizó su tesis doctoral bajo la dirección del Profesor Serrano. Tanto ella como Jordi Alcoverro expondrán y desarrollarán diferentes aspectos relacionados con la aplicación del método de convergencia-confinamiento en el proyecto de túneles en roca.

CURVAS DE CONVERGENCIA EN MATERIALES ELASTOPLÁSTICOS

Jordi ALCOVERRO

Euro Geotecnica, SA y UPC, Departamento de Ingeniería del Terreno

RESUMEN: Se considera la simulación, según el método de convergencia-confinamiento, de la excavación de un túnel circular en materiales elastoplásticos. De forma general, se plantea el problema a resolver, que requiere encontrar funciones que dependen de tres coordenadas espaciales y del tiempo. Usando las hipótesis del método de convergencia-confinamiento, el problema se reduce a encontrar funciones que dependen de la distancia al eje del túnel y del tiempo. De forma similar, usando las propiedades de los materiales elastoplásticos, el problema se reduce a encontrar funciones que dependen de sólo una variable. En este caso, se presentan algunas propiedades de las mismas.

1 INTRODUCCIÓN

El método de convergencia-confinamiento (Hoek y Brown, 1980; AFTES, 1993; Panet, 1995) permite analizar la interacción entre el macizo y el sostenimiento de un túnel bajo las hipótesis simplificadoras de que el túnel es circular, se excava en un macizo infinito, el material del macizo es homogéneo e isótropo, el estado inicial es homogéneo e isótropo, la componente paralela al eje del túnel del campo de desplazamientos es nula y ausencia de gravedad (estas condiciones implican deformación plana en planos perpendiculares al eje del túnel). La excavación del túnel se simula disminuyendo de forma monótona la presión en la pared del túnel, partiendo del valor correspondiente a la presión inicial del macizo y consta de dos fases: (1) excavación sin sostenimiento, en la que se disminuye la presión desde el valor inicial hasta un cierto valor, para tener en cuenta el efecto estabilizador del frente; y (2) instalación del sostenimiento, en la que se disminuye la presión desde el valor alcanzado en la fase anterior, para tener en cuenta la carga progresiva del sostenimiento. La sollicitación del sostenimiento se simula aplicando una presión monótona creciente en el trasdós del sostenimiento a partir de un valor inicial igual a cero.

Para aplicar el método de convergencia-confinamiento, en primer lugar se representan dos curvas en el espacio desplazamiento radial-presión: (1) la curva de convergencia del macizo, que relaciona la presión aplicada a la pared del túnel con el desplazamiento radial

inducido en la pared del túnel; y (2) la curva de confinamiento del sostenimiento, que relaciona la presión aplicada en el trasdós del sostenimiento con el desplazamiento radial inducido en el sostenimiento. A continuación, la curva de confinamiento se desplaza paralelamente al eje de los desplazamientos radiales sumando el valor del desplazamiento radial inducido en la pared del túnel durante la fase de excavación sin sostenimiento. Finalmente, se determina el punto de intersección de ambas curvas, que corresponde al desplazamiento radial final de la pared del túnel y a la presión de interacción entre el macizo y el sostenimiento.

Consideraremos la simulación de la excavación de un túnel en materiales elastoplásticos según el método de convergencia-confinamiento. Como se verá, para estos materiales el problema se reduce a resolver un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias que, en algunos casos, es posible resolver de forma explícita. En la literatura se recogen tales soluciones explícitas para materiales elastoplásticos, tales como Mohr-Coulomb con dilatación constante y régimen de cara (Detournay, 1986), Mohr-Coulomb con dilatación constante, régimen de cara y rotura frágil (Carranza-Torres, 1998), Mohr-Coulomb con dilatación constante y régimen de arista (Panet, 1995), Hoek-Brown con dilatación constante y régimen de arista (Carranza-Torres y Fairhurst, 1999). En el libro de Yu (2000) se recogen soluciones para otros modelos, tales como el Cam-clay.

2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Combinando las ecuaciones de balance y las ecuaciones constitutivas se obtienen unas ecuaciones en las que figuran las funciones del espacio y del tiempo a determinar de forma que se cumplan ciertas condiciones adicionales. En problemas mecánicos, frecuentemente una de las funciones a determinar es el campo de desplazamientos o el campo de deformaciones. En este último caso, el campo de deformaciones debe satisfacer además las condiciones de compatibilidad para garantizar que el campo de deformaciones proviene de un campo de desplazamientos. A continuación se describen las ecuaciones constitutivas consideradas para el material, el resultado de combinarlas con las ecuaciones de balance y se define el problema a resolver.

El convenio de signos que se utilizará asigna valores positivos a las deformaciones de expansión y a las tensiones de tracción. Sin embargo, las presiones se considerarán positivas cuando sean de compresión. En expresiones en las que aparezca un par de índices repetidos, se convendrá en sumar las expresiones obtenidas cuando dicho índice adopta todos los valores de su rango de variación. Sin embargo, se usará explícitamente el símbolo de suma cuando convenga limitar dicha suma a parte de los valores de su rango de variación.

2.1 Ecuaciones constitutivas

Consideraremos que el terreno es un material elastoplástico homogéneo e isótropo con múltiples superficies de fluencia suaves y con endurecimiento (o ablandamiento), cuyo estado está definido por el tensor de tensiones σ y por un conjunto de variables internas ε^p (tensor de deformaciones plásticas) y ξ (variables de endurecimiento). En la hipótesis de deformaciones infinitesimales, la ecuación constitutiva de este material se define mediante los elementos siguientes (Simo y Hughes, 1998; Ottosen y Ristinmaa, 1996),

descomposición de deformaciones	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p,$
respuesta tensional elástica	$\sigma = T(\varepsilon^e),$
condiciones de Kuhn-Tucker	$f_\alpha(\sigma, \xi) \leq 0, \lambda_\alpha \geq 0, f_\alpha(\sigma, \xi) \cdot \lambda_\alpha = 0 \quad (\alpha = 1, \dots, m),$
flujo plástico (Koiter)	$\dot{\varepsilon}^p = \sum_{\alpha=1}^m m_\alpha(\sigma, \xi) \lambda_\alpha,$
reglas de endurecimiento	$\dot{\xi} = \sum_{\alpha=1}^m h_\alpha(\sigma, \xi) \lambda_\alpha \quad (I = 1, \dots, n) \text{ y}$
consistencia plástica	$\dot{f}_\alpha \cdot \lambda_\alpha = 0 \quad (\alpha = 1, \dots, m),$

donde (designando con un punto sobre una función del espacio y del tiempo su derivada parcial respecto del tiempo, con \mathbb{S} el espacio de los tensores simétricos de segundo orden y con \mathbb{R}^n el espacio de las variables de endurecimiento) la función $T: \mathbb{S} \rightarrow \mathbb{S}$ describe la respuesta tensional, $\sigma \in \mathbb{S}$ es el tensor de tensiones, $\varepsilon \in \mathbb{S}$ es el tensor de deformaciones, $\varepsilon^p \in \mathbb{S}$ es el tensor de deformaciones plásticas, $\varepsilon^e \in \mathbb{S}$ es el tensor de deformaciones elásticas, las funciones suaves $f_\alpha: \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R}$ ($\alpha = 1, \dots, m$) son los criterios de fluencia, las funciones $m_\alpha: \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{S}$ ($\alpha = 1, \dots, m$) definen la dirección del flujo plástico, las funciones $h_\alpha: \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R}^n$ ($\alpha = 1, \dots, m$) definen el tipo de endurecimiento y λ_α ($\alpha = 1, \dots, m$) son los multiplicadores plásticos.

En el espacio $\mathbb{S} \times \mathbb{R}^n$, el subconjunto $\mathbb{E}_\sigma = \{(\sigma, \xi) \in \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \mid f_\alpha(\sigma, \xi) \leq 0 \text{ para cada } \alpha = 1, \dots, m\}$, que supondremos conexo y convexo, define los estados (σ, ξ) admisibles. El interior de \mathbb{E}_σ , $\text{int}(\mathbb{E}_\sigma) = \{(\sigma, \xi) \in \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \mid f_\alpha(\sigma, \xi) < 0 \text{ para cada } \alpha = 1, \dots, m\}$, constituye el dominio elástico. La frontera de \mathbb{E}_σ , $\partial\mathbb{E}_\sigma = \{(\sigma, \xi) \in \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \mid f_\alpha(\sigma, \xi) = 0 \text{ para alguna } \alpha = 1, \dots, m\}$, es la superficie de fluencia. En general, esta superficie de fluencia no es suave, ya que la intersección de dos o más de los subconjuntos $\{(\sigma, \xi) \in \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \mid f_\alpha(\sigma, \xi) = 0\}$ ($\alpha = 1, \dots, m$) puede dar lugar a aristas o vértices. Supondremos que, en cada punto de $\partial\mathbb{E}_\sigma$, las funciones f_α ($\alpha = 1, \dots, m$) definen restricciones independientes. El tensor $E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) = \partial T_{ij}(\varepsilon^e) / \partial \varepsilon_{kl}^e$ es el tensor de rigidez elástica, que supondremos definido positivo (es decir, $a_{ij} E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) a_{kl} > 0$ para todo tensor $a_{ij} \neq 0$). Finalmente, el tensor $n_{\alpha ij}(\sigma, \xi) = \partial f_\alpha(\sigma, \xi) / \partial \varepsilon_{ij}^e$ define la dirección normal a la superficie $\{(\sigma, \xi) \in \mathbb{S} \times \mathbb{R}^n \mid f_\alpha(\sigma, \xi) = 0\}$.

Para establecer las condiciones de carga/descarga, dado un punto de la superficie de fluencia $(\sigma, \xi) \in \partial\mathbb{E}_\sigma$, designemos con $\mathbb{J}_{adm} = \{\beta \in \{1, \dots, m\} \mid f_\beta(\sigma, \xi) = 0\}$ el conjunto de los índices correspondientes a las restricciones activas. Usando las condiciones de Kuhn-Tucker, se obtienen las condiciones de carga/descarga

$$\mathbb{J}_{adm} = \emptyset \Rightarrow \quad \dot{\varepsilon}_{ij}^p = 0, \dot{\xi}_I = 0$$

$$\mathbb{J}_{adm} \neq \emptyset \Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial f_\alpha}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij}^{trial} \leq 0 \text{ para todo } \alpha \in \mathbb{J}_{adm} \Rightarrow \dot{\varepsilon}_{ij}^p = 0, \dot{\xi}_I = 0 \\ \frac{\partial f_\alpha}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij}^{trial} > 0 \text{ para algún } \alpha \in \mathbb{J}_{adm} \Rightarrow \dot{\varepsilon}_{ij}^p \neq 0, \dot{\xi}_I \neq 0 \end{cases},$$

donde $\dot{\sigma}_{ij}^{trial} = E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) \dot{\varepsilon}_{kl}^e$. Si $\lambda_\alpha > 0$ ($\alpha \in \mathbb{J}_{adm}$), entonces $\dot{f}_\alpha \cdot \lambda_\alpha = 0$ implica $\dot{f}_\alpha = 0$. Usando la ecuación de la respuesta elástica, la regla de flujo y las leyes de endurecimiento, tenemos

$$\begin{aligned}
0 = \dot{f}_\alpha &= \frac{\partial f_\alpha}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\partial f_\alpha}{\partial \xi_I} \dot{\xi}_I \\
&= n_{\alpha ij} E_{ijkl}^e (\dot{\epsilon}_{kl} - \sum_{\beta \in \mathbb{J}_{adm}} m_{\beta kl} \lambda_\beta) + \frac{\partial f_\alpha}{\partial \xi_I} \sum_{\beta \in \mathbb{J}_{adm}} h_{\beta I} \lambda_\beta \\
&= n_{\alpha ij} E_{ijkl}^e \dot{\epsilon}_{kl} - \sum_{\beta \in \mathbb{J}_{adm}} \left(\frac{\partial f_\alpha}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl}^e m_{\beta kl} - \frac{\partial f_\alpha}{\partial \xi_I} h_{\beta I} \right) \lambda_\beta
\end{aligned}$$

Para poder determinar los multiplicadores λ_α ($\alpha = 1, \dots, m$), se hace la siguiente

Hipótesis. La regla de flujo, las leyes de endurecimiento y la condición de fluencia en el espacio (σ, ξ) son tales que la matriz

$$g_{\alpha\beta}(\varepsilon, \varepsilon^p, \xi) = n_{\alpha ij}(\sigma, \xi) E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) m_{\beta kl}(\sigma, \xi) - \frac{\partial f_\alpha}{\partial \xi_I}(\sigma, \xi) h_{\beta I}(\sigma, \xi) \text{ con } \alpha, \beta \in \mathbb{J}_{adm}$$

es definida positiva (es decir, $\sum_{\alpha, \beta} a_\alpha g_{\alpha\beta} a_\beta > 0$ si los valores a_1, \dots, a_m no son todos nulos) para todos los estados admisibles $(\sigma, \xi) \in \partial \mathbb{E}_\sigma$. Si la superficie de fluencia es suave, $m=1$ y la hipótesis se reduce a $g_{11}(\varepsilon, \varepsilon^p, \xi) = n_{1ij}(\sigma, \xi) E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) m_{1kl}(\sigma, \xi) - \partial f_1 / \partial \xi_I(\sigma, \xi) h_{1I}(\sigma, \xi) > 0$, que se interpreta como un límite para el ablandamiento permitido, ya que el módulo de endurecimiento $-\partial f_1 / \partial \xi_I(\sigma, \xi) h_{1I}(\sigma, \xi)$ debe ser superior al valor $-n_{1ij}(\sigma, \xi) E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) m_{1kl}(\sigma, \xi)$.

Si definimos $\mathbb{J}_{act} = \{\beta \in \mathbb{J}_{adm} \mid \dot{f}_\beta(\sigma, \xi) = 0\}$, resulta que si $\beta \notin \mathbb{J}_{act}$ entonces $\lambda_\beta = 0$. Por lo tanto, los valores λ_α son

$$\lambda_\alpha = \left(\sum_{\beta \in \mathbb{J}_{act}} g^{\alpha\beta}(\varepsilon, \varepsilon^p, \xi) n_{\beta ij}(\sigma, \xi) \right) E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) \dot{\epsilon}_{kl} \quad (\alpha \in \mathbb{J}_{act}),$$

donde $\sum_{\beta \in \mathbb{J}_{adm}} g^{\alpha\beta} g_{\beta\gamma} = \delta_\gamma^\alpha$. Teniendo en cuenta la respuesta elástica y la expresión del flujo plástico, la relación entre la variación del tensor de tensiones $\dot{\sigma}_{ij}$ y la variación del tensor de deformaciones $\dot{\epsilon}_{ij}$ es

$$\dot{\sigma}_{ij} = E_{ijkl}^{ep}(\varepsilon^e) \times (\dot{\epsilon}_{kl} - \sum_\alpha \lambda_\alpha m_{\alpha kl}) = E_{ijkl}^{ep}(\varepsilon, \varepsilon^p, \xi) \dot{\epsilon}_{kl},$$

donde E_{ijkl}^{ep} es el tensor de rigidez tangente elastoplástico. De esta expresión se sigue que (1) si $\mathbb{J}_{act} = \emptyset$, entonces $E_{ijkl}^{ep} = E_{ijkl}^e$; y (2) si $\mathbb{J}_{act} \neq \emptyset$ entonces $E_{ijkl}^{ep} \neq E_{ijkl}^e$ y cada $\lambda_\alpha > 0$ ($\alpha = 1, \dots, m$) añade una modificación de rango 1 al tensor de rigidez tangente elástico E_{ijkl}^e .

De estas consideraciones, se deduce que, en cada instante t podrán haber hasta 2^m regiones del dominio espacial caracterizadas por tener la misma combinación de multiplicadores no nulos y cuyo comportamiento incremental es distinto, correspondientes a 1 régimen elástico, a m regímenes elastoplásticos con un multiplicador plástico mayor que 0, ... y a 1 régimen elastoplástico con todos los multiplicadores plásticos mayores que 0. En cada instante de tiempo t , denominaremos \mathbb{J}_{act} -región a la región del espacio (en general, no conexas) formada por los puntos del espacio tales que \mathbb{J}_{act} es el conjunto de los índices de los multiplicadores plásticos mayores 0 (en la \emptyset -región, el régimen es elástico). Es importante destacar que la determinación de la evolución de estas regiones forma parte del problema a resolver.

2.2 Planteamiento del problema a resolver

En ausencia de gravedad y despreciando las aceleraciones, la ecuación de equilibrio (balance de la cantidad de movimiento) en un sistema de coordenadas cartesianas es

$$\sigma_{ij,j}(x,t) = 0,$$

donde $(\cdot)_{,j}$ denota la derivada parcial de (\cdot) respecto de x_j . La condición de compatibilidad de deformaciones en un sistema de coordenadas cartesianas es

$$e_{mjq}e_{nir}\varepsilon_{ij,qr}(x,t) = 0,$$

donde e_{ijk} denota el símbolo de permutación de Levi-Civita ($e_{ijk} = +1$ si (i, j, k) es una permutación par de $(1, 2, 3)$, $e_{ijk} = -1$ si (i, j, k) es una permutación impar de $(1, 2, 3)$ y $e_{ijk} = 0$ si (i, j, k) tiene algún índice repetido).

Dado que, en cada instante de tiempo t , el material sigue ecuaciones constitutivas incrementalmente distintas (con módulos elastoplásticos distintos) en cada una de las \mathbb{J}_{act} -regiones presentes, en general ni el campo de deformaciones $\varepsilon_{ij}(x,t)$ ni el campo de tensiones $\sigma_{ij}(x,t)$ serán derivables en la frontera entre dos \mathbb{J}_{act} -regiones contiguas, por lo que hay que relajar las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones en dicha frontera. La condición de equilibrio se obtiene aplicando las condiciones de salto de Kotchine a la forma integral del balance de la cantidad de movimiento, resultando en

$$\llbracket \sigma_{ij}(x,t) \rrbracket n_j(x,t) = 0,$$

donde $\llbracket (\cdot) \rrbracket = (\cdot)^+ - (\cdot)^-$ es la diferencia de los límites a los que tiende (\cdot) al acercarse al punto de la frontera entre las \mathbb{J}_{act} -regiones desde ambos lados de la misma y n_j es un vector normal unitario a la dicha frontera. La condición de compatibilidad de deformaciones se obtiene suponiendo que el campo de desplazamientos es continuo $\llbracket u_i(x,t) \rrbracket = 0$ a través de la frontera de la \mathbb{J}_{act} -región pero su gradiente es discontinuo $\llbracket u_{i,j}(x,t) \rrbracket \neq 0$ y aplicando el lema de Hadamard, resultando en

$$\llbracket \varepsilon_{ij}(x,t) \rrbracket = c_i(x,t)n_j(x,t) + c_j(x,t)n_i(x,t),$$

donde $c_i(x,t)$ es un campo vectorial definido sobre la frontera entre las \mathbb{J}_{act} -regiones.

Combinando las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones con las ecuaciones constitutivas, se obtiene el sistema de ecuaciones a resolver. El dominio espacial es el espacio tridimensional con una cavidad cilíndrica (el túnel) de radio r_i . El intervalo de tiempo considerado es $[0, T]$. Las tensiones iniciales son $\sigma_{ij}(x,0) = -p^0 \delta_{ij}$, donde δ_{ij} es la delta de Kronecker ($\delta_{ij} = 1$ si $i = j$ y $\delta_{ij} = 0$ si $i \neq j$). La excavación del túnel se simula aplicando la presión $p(t)$ a la pared del túnel, donde $p(0) = p^0$, $p(T) = P$ y $p(t)$ es una función monótona decreciente, T es el instante final y $p^0 > P \geq 0$ es la presión final.

Por lo tanto, el planteamiento del problema a resolver es

(1) Dominio espacio-temporal

$$\{(x, t) : r_i \leq r(x), 0 \leq t \leq T\},$$

donde r_i es el radio del túnel y
 $r(x)$ es la distancia del punto x al eje del túnel.

(2) Funciones incógnita

$$\begin{array}{ll} \text{deformaciones} & \varepsilon_{ij}(x, t), \\ \text{deformaciones plásticas} & \varepsilon_{ij}^p(x, t) \text{ y} \\ \text{variables de endurecimiento} & \xi_I(x, t) \quad (I = 1, \dots, n), \end{array}$$

donde $\varepsilon_{ij}(x, t)$ proviene de un campo de desplazamientos cuya componente paralela al eje del túnel es nula.

(3) Ecuaciones en el interior de la \mathbb{J}_{act} -región

$$\begin{array}{ll} \text{equilibrio} & E_{ijkl}^{ep} (\varepsilon - \varepsilon^p) \times (\varepsilon_{kl,j} - \varepsilon_{kl,j}^p) = 0, \\ \text{compatibilidad de deformaciones} & e_{mjq} e_{nir} \varepsilon_{ij,qr} = 0, \\ \text{evolución deformaciones plásticas} & \dot{\varepsilon}_{ij}^p = \sum_{\mathbb{J}_{act}} m_{ij\alpha}(\sigma, \xi) \lambda_\alpha \text{ y} \\ \text{evolución variables internas} & \dot{\xi}_I = \sum_{\mathbb{J}_{act}} h_{I\alpha}(\sigma, \xi) \lambda_\alpha \quad (I = 1, \dots, n), \end{array}$$

donde $\lambda_\alpha = \left(\sum_{\beta \in \mathbb{J}_{act}} g^{\alpha\beta}(\varepsilon, \varepsilon^p, \xi) n_{\beta ij}(\sigma, \xi) \right) E_{ijkl}^e(\varepsilon^e) \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (\alpha \in \mathbb{J}_{act})$ y
 $\sigma_{ij} = T_{ij}(\varepsilon^e)$.

(4) Ecuaciones en la frontera entre dos \mathbb{J}_{act} -regiones

$$\begin{array}{ll} \text{equilibrio} & \llbracket \sigma_{ij} \rrbracket n_j = 0 \text{ y} \\ \text{compatibilidad de deformaciones} & \llbracket \varepsilon_{ij} \rrbracket = c_i n_j + c_j n_i \quad (c_i \text{ arbitrario}). \end{array}$$

donde n_i es un vector unitario normal a la frontera y
 $\sigma_{ij} = T_{ij}(\varepsilon^e)$.

(5) Condiciones iniciales

$$\begin{array}{ll} \text{en todo el dominio espacial} & \varepsilon_{ij}(x, 0) = 0, \\ \text{en todo el dominio espacial} & \varepsilon_{ij}^p(x, 0) = 0 \text{ y} \\ \text{en todo el dominio espacial} & \xi_I(x, 0) = \xi_I^0 \quad (I = 1, \dots, n). \end{array}$$

(6) Condiciones de contorno

$$\begin{aligned} \text{en la pared del túnel} & \quad \sigma_{ij}(x,t)n_j(x) = -p(t)n_i(x) \text{ y} \\ \text{en el en infinito} & \quad \sigma_{ij}(x,t) = -p^0\delta_{ij}. \end{aligned}$$

donde n_i es un vector unitario normal a la pared del túnel,

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= T_{ij}(\varepsilon^e), \\ dp/dt(t) &< 0 \quad (0 \leq t \leq T) \text{ y} \\ p(0) &= p^0, \quad p(T) = P. \end{aligned}$$

La condición inicial $\sigma_{ij}(x,0) = -p^0\delta_{ij}$ se ha incluido en la ecuación constitutiva de la respuesta elástica, de forma que la función $\sigma_{ij} = T_{ij}(\varepsilon^e)$ es tal que $T_{ij}(0) = -p^0\delta_{ij}$.

Además, tal como ya se ha mencionado, también hay que determinar la evolución de las \mathbb{J}_{act} -regiones, lo que constituye un problema de notable dificultad.

3 REDUCCIÓN DEL PROBLEMA

Las características del problema planteado motivan restringir la búsqueda de soluciones a las que cumplan ciertas condiciones de simetría, con lo que el problema a resolver se simplifica notablemente, lo que, en algunos casos, permite hallar soluciones en forma explícita (Detournay, 1986; Carranza-Torres, 1998; Carranza-Torres y Fairhurst, 1999). En lo que sigue, adoptaremos un sistema de coordenadas cilíndricas (r, θ, z) (cuyas direcciones coordenadas denominaremos radial, circunferencial y axial, respectivamente) para el espacio, con origen en un punto sobre el eje de la cavidad cilíndrica y eje de las z paralelo al eje de la cavidad cilíndrica. Las componentes de vectores y tensores se referirán a las componentes físicas correspondientes al sistema de coordenadas cilíndricas elegido.

3.1 Homogeneidad e isotropía

En virtud de la homogeneidad del material, si $\varepsilon = F(r, \theta, z, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z, t)$ y $\xi = H(r, \theta, z, t)$ es una solución general del problema (esto es, prescindiendo de las condiciones iniciales y de contorno), entonces $\varepsilon = F(r, \theta, z + \delta, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z + \delta, t)$ y $\xi = H(r, \theta, z + \delta, t)$ también es una solución general del problema, para cualquier $\delta \in \mathbb{R}$. Además, las condiciones iniciales y de contorno no varían al hacer esta transformación. Esto motiva buscar soluciones que tengan simetría de traslación paralela al eje de las z . En este caso, las soluciones serán de la forma $F(r, \theta, z, t) = \tilde{F}(r, \theta, t)$, $G(r, \theta, z, t) = \tilde{G}(r, \theta, t)$ y $H(r, \theta, z, t) = \tilde{H}(r, \theta, t)$, es decir, serán funciones independientes de z . Nótese que estas consideraciones son compatibles con la restricción $u_z(r, \theta, z, t) = 0$ impuesta a las soluciones, ya que, trivialmente, se tiene que $u_z(r, \theta, z, t) = u_z(r, \theta, z + \delta, t)$ para cualquier $\delta \in \mathbb{R}$.

De forma similar, en virtud de la isotropía del material y a la ausencia de gravedad, si $\varepsilon = F(r, \theta, z, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z, t)$ y $\xi = H(r, \theta, z, t)$ es una solución general del problema (esto es, prescindiendo de las condiciones iniciales y de contorno), entonces $\varepsilon = F(r, \theta + \delta, z, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta + \delta, z, t)$ y $\xi = H(r, \theta + \delta, z, t)$ también es una solución del problema, para cualquier $\delta \in \mathbb{R}$. Además, las condiciones iniciales y de contorno no varían al hacer esta transformación. Esto motiva buscar soluciones que tengan simetría de rotación alrededor del

eje de las z . En este caso, las soluciones serán de la forma $F(r, \theta, z, t) = \tilde{F}(r, z, t)$, $G(r, \theta, z, t) = \tilde{G}(r, z, t)$ y $H(r, \theta, z, t) = \tilde{H}(r, z, t)$, es decir, serán funciones independientes de θ .

En base a las consideraciones precedentes, buscaremos soluciones de la forma $\varepsilon = F(r, t)$, $\varepsilon^p = G(r, t)$ y $\xi = H(r, t)$, es decir, independientes de z y de θ . Además, teniendo en cuenta que el problema también tiene simetría respecto de cualquier plano que pasa por el eje de las z , buscaremos soluciones que tengan estas mismas simetrías. En este caso, el campo de desplazamientos $u(r, t)$ en cada punto será paralelo a la dirección radial, con lo que su única componente no nula será la r , y las direcciones principales de los tensores $\varepsilon(r, t)$, $\varepsilon^p(r, t)$ y $\sigma(r, t)$ en cada punto serán las direcciones radial, circunferencial y axial, con lo que sus únicas componentes no nulas serán las rr , $\theta\theta$ y zz .

Admitiendo que las soluciones son de la forma indicada, usando el sistema de coordenadas cilíndricas (r, θ, z) considerado y teniendo presente que las componentes de los vectores y tensores se refieren a las componentes físicas correspondientes a dicho sistema de coordenadas, tenemos que:

(1) el tensor de deformaciones es

$$\varepsilon_{rr}(r, t) = u_{r,r}(r, t), \quad \varepsilon_{\theta\theta}(r, t) = u_r(r, t)/r \quad \text{y} \quad \varepsilon_{zz}(r, t) = 0.$$

(2) la ecuación de equilibrio (balance de la cantidad de movimiento) es

$$\sigma_{rr,r}(r, t) + (\sigma_{rr}(r, t) - \sigma_{\theta\theta}(r, t))/r = 0.$$

(3) La condición de compatibilidad de deformaciones es

$$\varepsilon_{\theta\theta,r}(r, t) - (\varepsilon_{rr}(r, t) - \varepsilon_{\theta\theta}(r, t))/r = 0,$$

lo que es inmediato a partir de las relaciones $\varepsilon_{rr}(r, t) = u_{r,r}(r, t)$ y $\varepsilon_{\theta\theta}(r, t) = u_r(r, t)/r$.

(4) La condición de equilibrio en la frontera entre dos \mathbb{J}_{act} -regiones contiguas, obtenida aplicando las condiciones de salto de Kotchine a la forma integral del balance de la cantidad de movimiento, se reduce a

$$\llbracket \sigma_{rr}(r, t) \rrbracket = 0,$$

con lo que $\llbracket \sigma(r, t) \rrbracket = 0$, es decir, $\sigma(r, t)$ es continuo a través de dicha frontera.

(5) La condición de que a través de la frontera entre dos \mathbb{J}_{act} -regiones contiguas el campo de desplazamientos $u(r, t)$ sea continuo pero su gradiente pueda ser discontinuo, obtenida aplicando el lema de Hadamard, se reduce a que la única componente del tensor $\varepsilon(r, t)$ que puede ser discontinua a través de dicha frontera es la rr , es decir

$$\llbracket \varepsilon_{rr}(r, t) \rrbracket = c_r \quad (c_r \text{ arbitrario}),$$

con lo que $\llbracket \varepsilon_{\theta\theta}(r, t) \rrbracket = 0$, lo que es inmediato a partir de la relación $\varepsilon_{\theta\theta}(r, t) = u_r(r, t)/r$.

Nótese que las \mathbb{J}_{act} -regiones serán conjuntos de intervalos de la variable independiente r que evolucionarán con la variable independiente t .

3.2 Autosimilitud

De forma similar a la simetría de traslación paralela al eje de las z y a la simetría de rotación alrededor de este eje, se puede comprobar que, si $\varepsilon = F(r, \theta, z, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z, t)$ y $\xi = H(r, \theta, z, t)$ es una solución general (esto es, prescindiendo de las condiciones iniciales y de contorno) del problema, entonces $\varepsilon = F(\delta \cdot r, \theta, \delta \cdot z, \delta \cdot t)$, $\varepsilon^p = G(\delta \cdot r, \theta, \delta \cdot z, \delta \cdot t)$ y $\xi = H(\delta \cdot r, \theta, \delta \cdot z, \delta \cdot t)$ también es una solución general del problema, para cualquier $\delta \in \mathbb{R}^+$ (real positivo). Si una solución general del problema $\varepsilon = F(r, \theta, z, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z, t)$ y $\xi = H(r, \theta, z, t)$ es tal que $F(r, \theta, z, t) = F(\delta \cdot r, \theta, \delta \cdot z, \delta \cdot t)$, $G(r, \theta, z, t) = G(\delta \cdot r, \theta, \delta \cdot z, \delta \cdot t)$ y $H(r, \theta, z, t) = H(\delta \cdot r, \theta, \delta \cdot z, \delta \cdot t)$, entonces recibe el nombre de autosimilar. En este caso, es de la forma $F(r, \theta, z, t) = \tilde{F}(r/t, \theta, z/t)$, $G(r, \theta, z, t) = \tilde{G}(r/t, \theta, z/t)$ y $H(r, \theta, z, t) = \tilde{H}(r/t, \theta, z/t)$, es decir, la dependencia respecto de las 4 variables independientes r , θ , z y t es a través de las 3 funciones r/t , θ y z/t .

Si las condiciones iniciales y de contorno fueran compatibles con la autosimilitud de las soluciones, entonces, razonando como en los apartados anteriores, buscaríamos soluciones autosimilares. La propiedad de autosimilitud junto con las de simetría de traslación paralela al eje de las z y a la simetría de rotación alrededor de este eje, conducirían a buscar soluciones de la forma $\varepsilon = F(r/t)$, $\varepsilon^p = G(r/t)$ y $\xi = H(r/t)$, con lo que la dependencia de la solución respecto de las 4 variables independientes r , θ , z y t sería a través de una única variable independiente r/t . En este caso, el sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales respecto a 4 variables independientes se reduciría a un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias.

En el problema considerado, aunque la condición de contorno en el infinito es compatible con la autosimilitud de las soluciones, ni la condición de contorno en la pared del túnel ni el dominio espacial donde se busca la solución lo son. Por lo tanto, no es posible realizar la reducción mencionada. Sin embargo, la respuesta material de los materiales elastoplásticos es independiente de la velocidad de deformación, lo que nos permitirá transformar el problema que nos ocupa en otro problema que admita soluciones autosimilares, efectuar la reducción del problema transformado y usar las soluciones del problema transformado para obtener soluciones del problema original.

3.3 Independencia de la respuesta material respecto de la velocidad de deformación

Debido a que en un material elastoplástico la respuesta material es insensible a la velocidad de aplicación de las deformaciones y a que, en general, no es reversible (si hay régimen plástico), se puede comprobar que si $\varepsilon = F(r, \theta, z, t)$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z, t)$ y $\xi = H(r, \theta, z, t)$ es una solución general (esto es, prescindiendo de las condiciones iniciales y de contorno) en el intervalo de tiempo $t^0 \leq t \leq t^1$ de un problema mecánico cuasiestático en un material elastoplástico, entonces $\varepsilon = F(r, \theta, z, f(t))$, $\varepsilon^p = G(r, \theta, z, f(t))$ y $\xi = H(r, \theta, z, f(t))$ también es una solución general de este problema, para cualquier función $f(t)$ tal que $f'(t) > 0$ ($t^0 \leq t \leq t^1$). Además, si la primera solución general satisface la condición de contorno en desplazamientos $u = U(r, \theta, z, t)$ en la parte de la frontera $\partial\Omega_u$, la condición de contorno en tracciones $s = S(r, \theta, z, t)$ en el resto de la frontera $\partial\Omega_s$ y las condiciones iniciales

$\varepsilon = F^0(r, \theta, z)$, $\varepsilon^p = G^0(r, \theta, z)$ y $\xi = H^0(r, \theta, z)$ en t^0 , entonces la segunda solución general satisface la condición de contorno en desplazamientos $u = U(r, \theta, z, f(t))$ en $\partial\Omega_U$, la condición de contorno en tracciones $s = S(r, \theta, z, f(t))$ en $\partial\Omega_s$ y las condiciones iniciales $\varepsilon = F^0(r, \theta, z)$, $\varepsilon^p = G^0(r, \theta, z)$ y $\xi = H^0(r, \theta, z)$ en $f(t^0)$. Por lo tanto, las condiciones de contorno relacionadas por una transformación del tiempo $t \rightarrow f(t)$ tal que $f'(t) > 0$ definen problemas equivalentes en el sentido que sus soluciones están relacionadas por la misma transformación del tiempo, por lo que si se conoce una solución de uno de los dos problemas, se conoce también una solución del otro (nótese que la transformación $t \rightarrow f(t)$ es invertible). En lo sucesivo no distinguiremos entre problemas que sean equivalentes en el sentido mencionado.

En el caso del problema que nos ocupa, las consideraciones anteriores se concretan en que, en la definición de la condición de contorno en la pared del túnel $\sigma_{rr}(r, \theta, z, t) = -p(t)$ para $0 \leq t \leq T$, sólo importan el valor inicial $p(0) = p^0$ y el valor final $p(T) = P$, ya que, si $p_1(t)$ y $p_2(t)$ son dos funciones definidas en $0 \leq t \leq T$ estrictamente decrecientes y tales que $p_1(0) = p_2(0)$ y $p_1(T) = p_2(T)$, entonces, por un lado, la función $t \rightarrow f_{21}(t) \equiv p_2(p_1^{-1}(t))$ transforma $[0, T]$ en $[0, T]$, $f'_{21}(t) > 0$ y $p_2(t) = p_1(f_{21}(t))$ para $0 \leq t \leq T$ y, por otro lado, la función $t \rightarrow f_{12}(t) \equiv p_1(p_2^{-1}(t))$ transforma $[0, T]$ en $[0, T]$, $f'_{12}(t) > 0$ y $p_1(t) = p_2(f_{12}(t))$ para $0 \leq t \leq T$.

3.4 Planteamiento y reducción del problema transformado

Modifiquemos el dominio espacio-temporal, las condiciones iniciales y las condiciones de contorno del problema a resolver para que admita soluciones autosimilares:

(1') Dominio espacio-temporal

$$\{(r, t) : 0 < c \cdot t \leq r\}.$$

(5') Condiciones iniciales

en el dominio espacial inicial	$\varepsilon_{rr}(r, 0) = \varepsilon_{\theta\theta}(r, 0) = \varepsilon_{zz}(r, 0) = 0$,
en el dominio espacial inicial	$\varepsilon_{rr}^p(r, 0) = \varepsilon_{\theta\theta}^p(r, 0) = \varepsilon_{zz}^p(r, 0) = 0$ y
en el dominio espacial inicial	$\xi_I(r, 0) = \xi_I^0$.

(6') Condiciones de contorno

en $r = c \cdot t$	$\sigma_{rr}(r, t) = -P$ y
en el infinito	$\sigma_{ij}(x, t) = -p^0 \delta_{ij}$.

donde $c > 0$ es una velocidad constante y $P = p(T)$ ($0 \leq P < p^0$). Es decir, se trata de un dominio espacial variable en el tiempo (se considera el dominio exterior a una circunferencia cuyo radio aumenta a velocidad constante c) a cuyo contorno variable se le aplica la presión constante P .

Al ser las ecuaciones del problema transformado las mismas que las del problema original, si $\varepsilon = F(r, t)$, $\varepsilon^p = G(r, t)$ y $\xi = H(r, t)$ es una solución general (esto es, prescindiendo de las condiciones iniciales y de contorno) del problema transformado, entonces $\varepsilon = F(\delta \cdot r, \delta \cdot t)$,

$\varepsilon^p = G(\delta \cdot r, \delta \cdot t)$ y $\xi = H(\delta \cdot r, \delta \cdot t)$ también es una solución general del problema transformado, para cualquier $\delta \in \mathbb{R}^+$ (real positivo). Además, las condiciones iniciales y de contorno del problema transformado no varían al hacer esta transformación. Por lo tanto, razonando como en apartados anteriores, buscaremos soluciones del problema transformado que sean autosimilares, es decir, de la forma $\varepsilon = F(\rho)$, $\varepsilon^p = G(\rho)$ y $\xi = H(\rho)$, donde $\rho = r/(c \cdot t)$ (se ha incluido la constante c para que ρ sea adimensional) y $\rho \geq 1$ (nótese que $\rho = 1$ en el contorno móvil). Sustituyendo estas funciones en las expresiones que definen el problema transformado, usando las relaciones $\partial(\square)/\partial r = 1/(c \cdot t) \times d(\square)/d\rho$ y $\partial(\square)/\partial t = -r/c \cdot t^2 \times d(\square)/d\rho$ y simplificando el resultado, obtenemos unas expresiones en las que la única variable independiente que aparece es la ρ . Usando la notación $(\square)' = d(\square)/d\rho$, estas expresiones son:

(1) Dominio

$$\{\rho: \rho \geq 1\}$$

(2) Funciones incógnita

deformaciones	$\varepsilon_{rr}(\rho), \varepsilon_{\theta\theta}(\rho),$
deformaciones plásticas	$\varepsilon_{rr}^p(\rho), \varepsilon_{\theta\theta}^p(\rho), \varepsilon_{zz}^p(\rho)$ y
variables de endurecimiento	$\xi_I(\rho) \quad (I = 1, \dots, n).$

(3) Ecuaciones en el interior de la \mathbb{J}_{act} -región

equilibrio	$\sigma'_{rr} + (\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta})/\rho = 0,$
compatibilidad de deformaciones	$\varepsilon'_{\theta\theta} - (\varepsilon_{rr} - \varepsilon_{\theta\theta})/\rho = 0,$
evolución deformaciones plásticas	$\varepsilon'^p_{rr} = \sum_{\mathbb{J}_{act}} m_{rr\alpha}(\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{zz}, \xi) \lambda_{\alpha}$ y
evolución variables internas	$\xi'_I = \sum_{\mathbb{J}_{act}} h_{I\alpha}(\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{zz}, \xi) \lambda_{\alpha} \quad (I = 1, \dots, n),$

donde $\lambda_{\alpha} = \left(\sum_{\beta \in \mathbb{J}_{act}} g^{\alpha\beta}(\varepsilon, \varepsilon^p, \xi) n_{\beta ij}(\sigma, \xi) \right) E_{ijkl}(\varepsilon^e) \varepsilon'_{kl} \quad (\alpha \in \mathbb{J}_{act})$

$$\sigma_{rr} = T_{rr}(\varepsilon_{rr}^e, \varepsilon_{\theta\theta}^e, \varepsilon_{zz}^e), \quad \sigma_{\theta\theta} = T_{\theta\theta}(\varepsilon_{rr}^e, \varepsilon_{\theta\theta}^e, \varepsilon_{zz}^e) \quad \text{y} \quad \sigma_{zz} = T_{zz}(\varepsilon_{rr}^e, \varepsilon_{\theta\theta}^e, \varepsilon_{zz}^e)$$

(4) Ecuaciones en la frontera entre dos \mathbb{J}_{act} -regiones

equilibrio	$\square \sigma_{rr} \square = 0$ y
compatibilidad de deformaciones	$\square \varepsilon_{rr} \square = c_r \quad (c_r \text{ arbitrario}).$

donde $\sigma_{rr} = T_{rr}(\varepsilon_{rr}^e, \varepsilon_{\theta\theta}^e, \varepsilon_{zz}^e).$

(5) Condiciones iniciales

en todo el dominio inicial	$\varepsilon_{rr}(\rho) = \varepsilon_{\theta\theta}(\rho) = 0,$
en todo el dominio inicial	$\varepsilon_{rr}^p(\rho) = \varepsilon_{\theta\theta}^p(\rho) = \varepsilon_{zz}^p(\rho) = 0$ y
en todo el dominio inicial	$\xi_I(\rho) = \xi_I^0 \quad (I = 1, \dots, n).$

(6) Condiciones de contorno

$$\begin{array}{ll} \text{en } \rho=1 & \sigma_{rr}(\rho) = -P \text{ y} \\ \text{en el en infinito} & \sigma_{ij}(x,t) = -p^0 \delta_{ij}. \end{array}$$

Nótese que las \mathbb{J}_{act} -regiones serán conjuntos de intervalos de la única variable independiente ρ .

3.5 Obtención de soluciones del problema original a partir de soluciones del problema transformado

Supongamos que $\varepsilon = F(\rho)$, $\varepsilon^p = G(\rho)$ y $\xi = H(\rho)$ sea una solución del problema transformado y que $S(\rho) = T_{rr}(F(\rho) - G(\rho))$ sea tal que $(dS/d\rho)(\rho) < 0$ para $\rho \geq 1$. Demostremos que $\varepsilon = F(r/(c \cdot t))$, $\varepsilon^p = G(r/(c \cdot t))$ y $\xi = H(r/(c \cdot t))$ para $r \geq r_i$ y $0 < t \leq T$ con $T = r_i/c$ es una solución del problema original cuando la condición de contorno en $r = r_i$ es $p(t) = -\sigma_{rr}(r_i, t) = -S(r_i/(c \cdot t))$ para $0 < t \leq T$.

Por un lado, $p(t) = -S(r_i/(c \cdot t))$ para $0 < t \leq T$ es una condición de contorno admisible para el problema original. En efecto, se cumple que (1) $(dp/dt)(t) < 0$ en $0 < t \leq T$, ya que $(dp/dt)(t) = [(-dS/d\rho)(r_i/(c \cdot t))] \times [-r_i/(c \cdot t^2)]$, $r_i/(c \cdot t) \geq r_i/(c \cdot T) = 1$ y $(dS/d\rho)(\rho) < 0$ para $\rho \geq 1$; y (2) $p(t) \rightarrow p^0$ cuando $t \rightarrow 0$, ya que $r_i/(c \cdot t) \rightarrow \infty$ cuando $t \rightarrow 0$ y $-S(\rho) \rightarrow p^0$ cuando $\rho \rightarrow \infty$, pues la solución del problema transformado satisface esta condición de contorno en el infinito.

Por otro lado, estas funciones son tales que (1) satisfacen las ecuaciones del problema original, ya que son las mismas que las del problema transformado; (2) satisfacen las condiciones iniciales del problema original, ya que los valores iniciales son constantes e iguales en ambos problemas y el dominio espacial del problema original está incluido en el dominio espacial inicial del problema modificado; (3) satisfacen la condición de contorno en el infinito del problema original, ya que es la misma que la del problema transformado; y (4) satisfacen la condición de contorno del problema original en $r = r_i$, ya que esta condición se ha obtenido precisamente usando dichas funciones.

3.6 Propiedades de las soluciones del problema original obtenidas a partir de soluciones del problema transformado

La forma de las soluciones del problema original obtenidas a partir de las soluciones del problema transformado $\varepsilon = F(r/(c \cdot t))$, $\varepsilon^p = G(r/(c \cdot t))$ y $\xi = H(r/(c \cdot t))$ y la condición $(dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) < 0$ para $r/(c \cdot t) \geq 1$ permiten enunciar algunas propiedades de dichas soluciones.

- Las evoluciones temporales en un punto (r fijo y t variable) y las distribuciones radiales en un instante de tiempo (t fijo y r variable) de las variables ε , ε^p y ξ , así como las de las que sean funciones de ellas, tales como σ o ε^e , están relacionadas entre sí, de forma que, si se conocen unas se conocen las otras.

Esta propiedad es consecuencia de que las variables ε , ε^p y ξ dependen de r y de t a través de una única variable $\rho = r/(c \cdot t)$.

- Para r tal que $r \geq r_i$, $(\partial\sigma_{rr}/\partial r)(r,t) < 0$; para t tal que $0 \leq t \leq T$, $(\partial\sigma_{rr}/\partial t)(r,t) > 0$.

Dado que $\sigma_{rr} = T_{rr}(F(\rho) - G(\rho)) = S(\rho)$, $\rho = r/(c \cdot t)$ y $(dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) < 0$, tenemos que $(\partial\sigma_{rr}/\partial r)(r,t) = 1/(c \cdot t) \times (dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) < 0$ y $(\partial\sigma_{rr}/\partial t)(r,t) = -r/c \cdot t^2 \times (dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) > 0$.

- Para (r,t) tal que $r \geq r_i$ y $0 \leq t \leq T$, $\sigma_{rr}(r,t) > \sigma_{\theta\theta}(r,t)$.

Usando la ecuación de equilibrio y la condición $(dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) < 0$ para $r/(c \cdot t) \geq 1$, tenemos que $\sigma_{rr}(r,t) - \sigma_{\theta\theta}(r,t) = -r/(c \cdot t) \cdot (dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) > 0$.

- Dado σ_{rr}^* tal que $-P \leq \sigma_{rr}^* < -p^0$, para cada t tal que $0 \leq t \leq T$, $r^*(t) = (c \cdot t) \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$ es el único valor de r tal que $\sigma_{rr}^* = \sigma_{rr}(r^*(t), t)$. Además, $(dr^*/dt)(t) > 0$.

Al ser $(dS/d\rho)(r/(c \cdot t)) < 0$ para $r/(c \cdot t) \geq 1$, la función $\sigma_{rr} = S(\rho)$ es invertible. Por lo tanto, $\rho^* = S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$ es el único valor de ρ tal que $\sigma_{rr}^* = S(\rho)$. Además, para cada t tal que $0 \leq t \leq T$, $r^*(t) = (c \cdot t) \cdot \rho^*$ es el único valor de r tal que $\rho = \rho^*$. Finalmente, tenemos que $(dr^*/dt)(t) = c \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*) > 0$, ya que $S^{-1}(\sigma_{rr}^*) \geq 1$.

- Dado σ_{rr}^* tal que $-P \leq \sigma_{rr}^* < -p^0$, la función $\tilde{t} = r^*(t)/c$, con $r^*(t) = (c \cdot t) \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$ y $0 \leq t \leq T$, es una transformación admisible del tiempo que induce la transformación $\tilde{\rho} = \rho/S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$, donde $\tilde{\rho} = r/(c \cdot \tilde{t})$ y es tal que $\tilde{S}(1) = \sigma_{rr}^*$, donde $\tilde{S}(\tilde{\rho}) = S(\rho)$.

La función $\tilde{t} = r^*(t)/c = t \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$ es una transformación admisible del tiempo, ya que $(d\tilde{t}/dt)(t) = S^{-1}(\sigma_{rr}^*) > 0$ al ser $S^{-1}(\sigma_{rr}^*) \geq 1$. Además, de $\rho = r/(c \cdot t)$, $\tilde{\rho} = r/(c \cdot \tilde{t})$, $\tilde{t} = r^*(t)/c$ y $r^*(t) = (c \cdot t) \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$, resulta que $\tilde{\rho} = \rho/S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$. Finalmente, dado que $\tilde{S}(\tilde{\rho}) = S(\rho)$ y que $\tilde{\rho} = 1$ equivale a $\rho = S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$, tenemos que $\tilde{S}(1) = S(S^{-1}(\sigma_{rr}^*)) = \sigma_{rr}^*$.

- Si, partiendo de un estado inicial elástico, durante el intervalo de tiempo $(0, T]$ se llega a alcanzar la condición de fluencia en algún punto del dominio espacial $r \geq r_i$, dicha condición se alcanza por primera vez en $r = r_i$, es decir, en la pared del túnel.

Supongamos que la condición de fluencia se alcanza por primera vez en un punto r^* del dominio espacial $r \geq r_i$ en el instante $t^* \leq T$. Por lo tanto, el estado $\varepsilon(r^*, t^*) = F(r^*/(c \cdot t^*))$, $\varepsilon^p(r^*, t^*) = G(r^*/(c \cdot t^*))$ y $\xi(r^*, t^*) = H(r^*/(c \cdot t^*))$ satisface la condición de fluencia. Si $r^* > r_i$, entonces este mismo estado ya se habría alcanzado en r_i en el instante $(r_i/r^*)t^* < t^*$, ya que $r^*/(c \cdot t^*) = r_i/(c \cdot [(r_i/r^*)t^*])$, lo que contradice la hipótesis de que t^* sea el instante en el que se alcanza la condición de fluencia por primera vez. Por lo tanto, $r^* = r_i$.

- Si en el instante t^* del intervalo de tiempo $(0, T]$ se alcanza por primera vez la condición de fluencia, definamos $r^*(t) = (c \cdot t) \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$ con $\sigma_{rr}^* = S(r_i/(c \cdot t^*))$. Entonces, para todo t tal que $t^* \leq t \leq T$, la región $r > r^*(t)$ está en régimen elástico (zona elástica externa) y en el punto $r = r^*(t)$ se alcanza la condición de fluencia (frontera elastoplástica externa).

Realizando la transformación admisible del tiempo $\tilde{t} = r^*(t)/c$, donde $r^*(t) = (c \cdot t) \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*)$ y $\sigma_{rr}^* = S(r_i/(c \cdot t^*))$, con lo que $r^*(t^*) = (c \cdot t^*) \cdot S^{-1}(\sigma_{rr}^*) = r_i$ y $\tilde{\rho} = r/(c \cdot \tilde{t}) = r/r^*(t)$, tenemos que (1) $\tilde{\rho} > 1$ si y sólo si $r > r^*(t)$ y $\tilde{\rho} = 1$ si y sólo si $r = r^*(t)$; y (2) en el instante t^* , en los puntos $r > r_i$, que están en régimen elástico, se tiene que $\tilde{\rho} = r/r^*(t^*) > 1$ y en el punto $r = r_i$, en el que se alcanza la condición de fluencia, se tiene que $\tilde{\rho} = r_i/r^*(t^*) = 1$. Dado que el estado de un punto sólo depende de $\tilde{\rho}$ (lo que equivale a depender sólo de ρ), tenemos que, para todo t tal que $t^* \leq t \leq T$, los puntos de la región $r > r^*(t)$ están en régimen elástico y en el punto $r = r^*(t)$ se alcanza la condición de fluencia.

4 CONCLUSIONES

Se ha planteado de forma general el problema a resolver para determinar las curvas de convergencia en materiales elastoplásticos. Se ha mostrado cómo las hipótesis del método de convergencia-confinamiento permiten disminuir el número de variables independientes a dos (distancia al centro del túnel y tiempo), lo que corresponde al problema general a resolver en el método de convergencia-confinamiento. Procediendo de forma análoga, en el caso de materiales elastoplásticos, es posible reducir el número de variables independientes a uno, lo que permite disminuir notablemente la complejidad del problema a resolver. Finalmente, la forma de las soluciones obtenidas permite enunciar algunas propiedades de las mismas.

5 REFERENCIAS

- AFTES (1993) Emploi de la méthode convergence-confinement. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 117 (supplement): 188-205.
- Brown, E.T., J.W. Bray, B. Ladanyi, E. Hoek (1983) Ground Response Curves for Rock Tunnels. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE* 109(1):15-39.
- Carranza-Torres, C. (1998) *Self-similarity analysis of the elasto-plastic response of underground openings in rock and effects of practical variables*. Ph.D. Thesis, University of Minnesota.
- Carranza-Torres, C., C. Fairhurst (1999) The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36:777-809.
- Detournay, E. (1986) Elastoplastic Model of a Deep Tunnel for a Rock with Variable Dilatancy. *Rock Mech. Rock. Engn.*, 19:99-108.
- Hoek, E., E.T. Brown (1980) *Underground Excavations in Rock*. The Institute of Mining and Metallurgy, London.
- Ottosen, N.S., M. Ristinmaa (1996) Corners in Plasticity – Koiter’s Theory Revisited. *Int. J. Solids Structures*, 33(25):3697-3721.
- Panet, M. (1995) *Le calcul des tunnels par la méthode convergente-confinement*. Presses de l’école nationale des ponts et chaussées, Paris.
- Simo, J.C., T.J.R. Hughes (1998) *Computational Inelasticity*. Springer.
- Yu, H.S. (2000) *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

CURVAS DE CONVERGENCIA: EFECTO DE ALGUNOS MODELOS CONSTITUTIVOS AVANZADOS

Isabel REIG

Profesor Titular E.T.S.I.C.C. y P. de Madrid

ABSTRACT: El presente trabajo aporta nuevos conocimientos sobre la teoría de la plasticidad no asociada aplicada al estudio de la convergencia en túneles. Se centra en macizos rocosos elastoplásticos con criterios de resistencia lineales y no lineales, y leyes de fluencia asociadas y no asociadas. Plantea la obtención de la “Curva Característica del Macizo” a partir del método de “Convergencia-Confinamiento”. Los resultados que se obtienen se contrastan con otros procedimientos de cálculo propuestos por otros autores.

1 INTRODUCCIÓN

El diseño de túneles excavados en macizos rocosos es un proceso relativamente laborioso y complejo. Actualmente es una cuestión que no está resuelta de manera satisfactoria, debido a la dificultad que presenta la caracterización geotécnica del terreno y a la imposibilidad de encontrar unos modelos matemáticos capaces de simular toda su complejidad.

Las distintas formulaciones que se han desarrollado para el cálculo de la convergencia de un túnel en un macizo elastoplástico se diferencian, fundamentalmente, en el criterio de rotura adoptado y en la definición del comportamiento del material en la post-rotura.

Dado que la resistencia de las rocas no aumenta linealmente con el nivel de tensiones hay que recurrir, si se quiere modelar correctamente el comportamiento en rotura de un macizo rocoso, a criterios no lineales. Entre los diferentes criterios que se encuentran en la literatura se ha elegido el propuesto originalmente por Hoek & Brown (1980) con sus desarrollos posteriores (Hoek & Brown, 1988; Hoek et al., 2002; Drucker & Prager, 1952). Este criterio permite valorar, de manera sencilla, la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de los principales rasgos geológicos y geotécnicos que lo caracterizan.

En la mayoría de los programas informáticos que se emplean, el criterio de rotura que se considera es el criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb por lo que en el presente trabajo también se contempla su aplicación.

Para definir adecuadamente el comportamiento de un macizo rocoso en la post-rotura es necesario conocer la ley de fluencia. Tanto para los suelos como para las rocas no es válida la hipótesis fundamental que constituye la base de la plasticidad asociada. Por ello se desecha la regla de la normalidad (postulado de la estabilidad del material) tal y como la formuló Drucker (Drucker, 1959; Fenner, 1938). Se propone el empleo de una regla de flujo plástica no asociada, especialmente en los casos de deformación plana en materiales isótropos con criterios de rotura independientes de la tensión principal intermedia.

Varios autores han demostrado que, en un macizo rocoso al excavar un túnel, la dilatancia influye, considerablemente, sobre las deformaciones plásticas que se producen, así como en el comportamiento y velocidad de las zonas plásticas que se generan durante la excavación, y en la interacción macizo-sostenimiento.

Para el cálculo de las deformaciones elásticas se puede aplicar la ley de Hooke. Para el cálculo de las deformaciones plásticas es necesario conocer la trayectoria de las tensiones y efectuar un cálculo incremental simulando con él el proceso de plastificación. Se determinan las tensiones y deformaciones por estados sucesivos, cada uno de los cuales es consecuencia del anterior, a partir del estado inicial hasta el estado final.

2 LEY DE FLUENCIA PLÁSTICA

2.1 Fundamentos Teóricos

En algunos problemas ingenieriles se consideran que las deformaciones plásticas son muy superiores a las deformaciones elásticas, despreciándose estas últimas. Tal y como indica Elliot-Brown (1985) este concepto no es aplicable a las rocas, siendo necesario adoptar para su estudio un modelo elastoplástico en el cual la deformación total es la suma de la deformación elástica más la deformación plástica.

Para tener en cuenta las deformaciones volumétricas que se pueden producir durante la excavación de un macizo, conviene revisar los conceptos básicos de la Teoría de la Plasticidad profundizando, especialmente, en las relaciones que existen entre las tensiones y los incrementos de deformación. Para determinar las deformaciones en la zona plástica se necesita una regla que defina la relación entre las deformaciones unitarias que producen cambios volumétricos y aquellas que producen cambios de forma a medida que el macizo falla plásticamente (regla de flujo).

En Elasticidad existe una relación biunívoca entre tensiones y deformaciones. En Plasticidad no, ya que un mismo estado de tensiones puede producir una variedad infinita de deformaciones, según la trayectoria de tensiones seguida hasta llegar a ese estado. Por tanto, las deformaciones en Plasticidad no pueden estudiarse directamente, sino tan sólo como una integración de las deformaciones elementales producidas por cada variación infinitesimal de tensiones a lo largo de una trayectoria. Si además de biunívoca, en el régimen elástico, la relación es lineal se tiene un medio elástico lineal. Dentro de la elasticidad lineal se puede distinguir entre medios isótropos y anisótropos.

En la elasticidad lineal isótropa, el comportamiento elástico viene caracterizado por dos parámetros, el módulo de compresibilidad (K) y el módulo de rigidez transversal del material (G), ambos parámetros tienen dimensiones de tensión lo cual caracteriza al material como acrónico; dependen tanto del coeficiente de Poisson como del módulo de deformación de la roca. Los principales avances de la teoría de la Plasticidad surgen en los años 1950 primero con el libro de Hill "Mathematical Theory of Plasticity" (1950) y luego con la creación de los

teoremas límites de Drucker, Greenberg & Prager (1951;1952), los conceptos de normalidad y la idea del sistema (Drucker, 1959).

La teoría de la Plasticidad intenta describir un modelo de flujo acrónico, es decir, un modelo en el que el tiempo sólo interviene, cuando más, como definiendo una secuencia de sucesos, pero nunca como parámetro de dimensión temporal determinando la magnitud de las tensiones. La parte irreversible de la deformación cuando se produce acrónicamente se la conoce como deformación plástica.

La teoría de la Plasticidad esta caracterizada por los siguientes postulados básicos:

- El flujo plástico se produce cuando una función escalar f del tensor de tensiones alcanza un cierto valor crítico f_{crit} . A la relación $f=f_{crit}$ se le llama criterio de rotura, de forma que la función f en el espacio de tensiones representa la superficie de rotura. En el caso de deformación plana la superficie de rotura es una línea que divide el plano de tensiones en dos regiones: el dominio elástico (abierto) y la región inaccesible. Las tensiones en el régimen elástico verifican siempre el criterio de rotura.
- Los incrementos de deformación plástica se producen de acuerdo con una ley de fluencia plástica en principio del tipo:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\nabla f}{\nabla \sigma_{ij}} \quad (1)$$

donde λ es un escalar denominado multiplicador plástico que depende solo de las propiedades del material, del estado tensional y del incremento de deformaciones. La ecuación 1-1 se llama regla de flujo y de acuerdo a la misma el criterio de rotura es una función potencial de los incrementos de deformación plástica. Como no se especifica el multiplicador, la regla de flujo solo proporciona la dirección del vector incremento de deformación plástica. Esta formulación inicial de los incrementos de deformaciones plásticas es muy limitativa y no se ajusta al comportamiento de los materiales geotécnicos. Von Misses (1928) fue el primero en proponer que los incrementos de deformación plástica se obtuvieran a partir de un potencial plástico que es una función escalar g de las tensiones instantáneas que naturalmente están verificando el criterio de rotura tal que:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\nabla g}{\nabla \sigma_{ij}} \quad (2)$$

la cual constituye una definición más general y recibe el nombre de regla de flujo no asociada ya que el vector $\Delta \varepsilon^p$ no está asociado al criterio de rotura. Si la función f (criterio de rotura) coincide con la función g (potencial plástico) la regla de flujo es asociada.

Si se superpone al hiperespacio de tensiones el hiperespacio de deformaciones, haciendo coincidir los ejes principales de ambos, y se representan en ambos la superficie de fluencia y el potencial plástico correspondiente a un punto P del macizo plastificado (Fig. 1), se tiene que, si M representa su estado tensional, por M pasará la superficie de fluencia f y el potencial plástico g . El incremento de deformación será, por definición, normal al potencial plástico.

El multiplicador plástico λ no es una constante del material sino que es un escalar que puede expresarse como una función:

$$\lambda = \lambda(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) \quad (3)$$

tanto σ_{ij} como ε_{ij}^p varían con las coordenadas y con el tiempo.

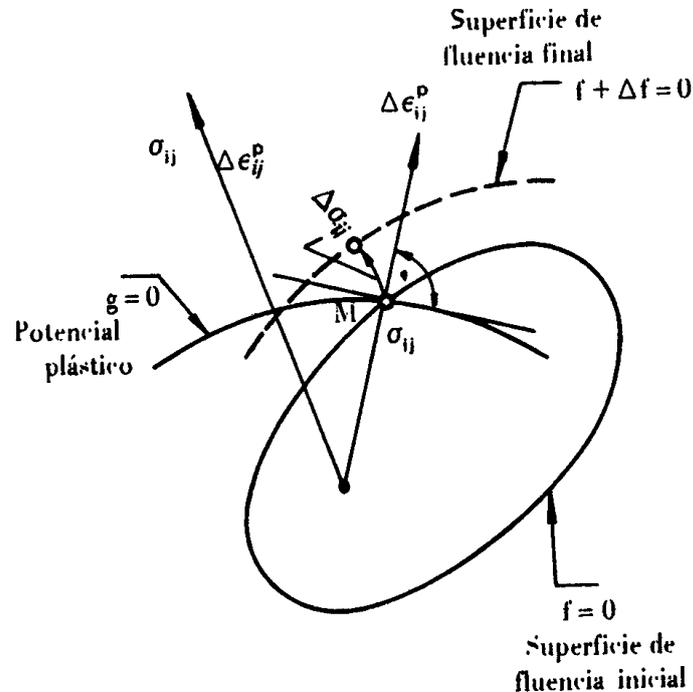


Figura 1: Incremento de deformación plástica y tensión.

La teoría matemática de la plasticidad se ha desarrollado en gran medida bajo la simplificación de admitir que la función g , potencial plástico, coincide con el criterio de plasticidad f . La regla de la normalidad permite demostrar importantísimos teoremas como el de unicidad de la distribución de tensiones bajo unas condiciones dadas de contorno, Hill (1950), el de Drucker, Greenberg & Prager (1951) de la solución plástica como punto de acumulación de soluciones incompletas, etc. Sin embargo, en los suelos, particularmente en los medios granulares y en los macizos rocosos, la regla de la normalidad no se cumple. La dilatancia en un proceso de fluencia es muy distinta de la que cabría esperar según la ley de fluencia asociada al criterio de rotura.

2.2 Análisis de la dilatancia

2.2.1 Definición

A la razón cambiada de signo entre el incremento de deformación volumétrica plástica y el incremento de distorsión máxima plástica se le llama "razón de dilatancia" y se expresa por $\text{sen}\nu$. La "razón de dilatancia" es una función de las tensiones de rotura y por lo tanto del ángulo de rozamiento instantáneo ρ . Esta función es la ley de fluencia y se puede expresar de forma $\text{sen}\nu = N(\text{sen}\rho)$.

Su conocimiento permite obtener la forma del incremento de deformación $d\varepsilon^p$, pero no su magnitud, dadas las tensiones de rotura. La magnitud viene dada por el parámetro indeterminado λ el cual depende de las condiciones de contorno.

En general en los materiales geotécnicos el ángulo de dilatación es mucho menor que el ángulo de rozamiento instantáneo. La ley de fluencia se dice entonces que no es asociada.

Las posibles leyes de dilatación a considerar son:

- Ley de dilatación asociada: $\text{sen } \nu = \text{sen } \rho$
- Ley de dilatación constante: $\text{sen } \nu = \text{sen } \nu_0$
- Ley de dilatación lineal: $\text{sen } \nu = \lambda(\text{sen } \rho - \text{sen } \rho_{\text{Crítico}}) \leq 1$ (Serrano, 1999)

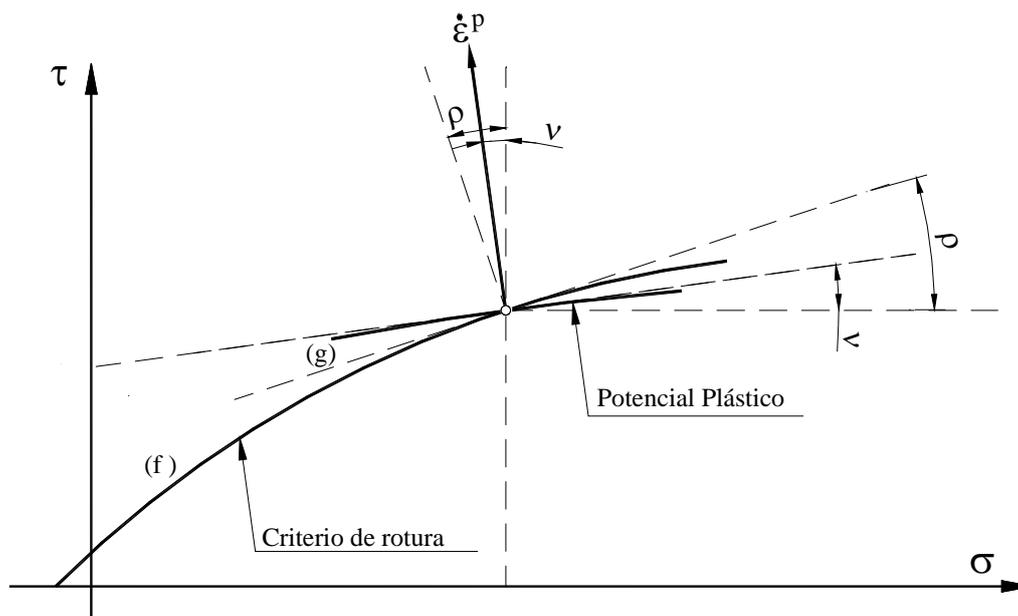


Figura 2: Criterio de rotura, potencial plástico y vector incremento de deformación plástica.

2.2.2 Dilatación de Pico

Formulación

En caso de isotropía el criterio de plasticidad puede representarse sin ninguna pérdida de generalidad en el espacio reducido de tensiones, ya que la orientación del tensor de tensiones es en este caso irrelevante.

Si se corta la superficie de fluencia por un plano octaédrico y se representa la intersección junto con la proyección axonométrica de los ejes sobre dicho plano octaédrico se obtiene la Figura 3, cuando el criterio de rotura no depende de la tensión principal intermedia.

A la intersección se le denomina curva de fluencia y esta presenta las siguientes propiedades:

- La curva de fluencia no pasa por el origen.
- La curva de fluencia es simétrica respecto a $A_1A'_1$, $A_2A'_2$ y $A_3A'_3$.

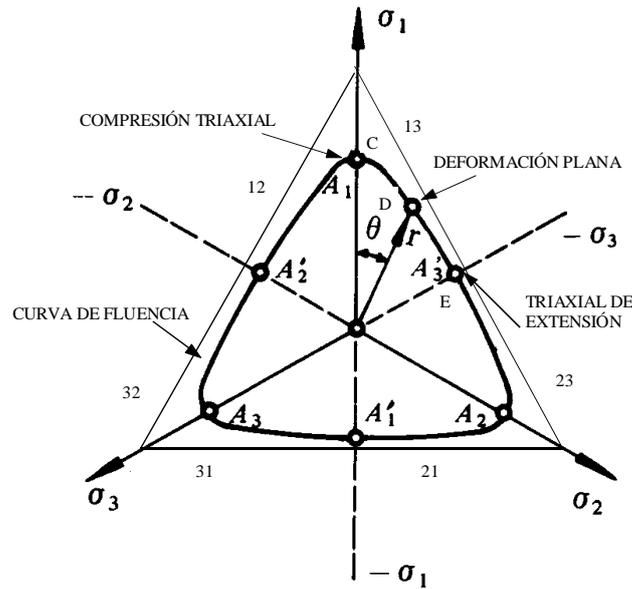


Figura 3: Curva de Fluencia. Parámetros de definición de estados de tensión tridimensionales.

Como consecuencia de ello la forma de la curva de fluencia en cada uno de los seis sectores de ángulo $\pi/3$, definidos por todos estos ejes de simetría, es la misma y basta por lo tanto estudiar los estados de tensiones correspondientes a cada uno de ellos.

En la tabla adjunta se expresa la formulación correspondiente al criterio de rotura y al potencial plástico para tres de los sectores de interés (13), (12) y (23).

Tabla 1: Criterios de rotura y potencial plástico en un material isótropo.

ij	f_{ij}	g_{ij}	λ
13	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{sen} \rho + C_{13}$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{sen} \nu + C_{13}$	2
12	$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \text{sen} \rho + C_{12}$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \text{sen} \nu + C_{12}$	3
23	$\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \text{sen} \rho + C_{23}$	$\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \text{sen} \nu + C_{23}$	1

Se pretende obtener la expresión del ángulo de dilatación correspondiente a un ensayo triaxial de compresión, a un ensayo de deformación plana y a un ensayo triaxial de extensión, teniendo en cuenta que en aquellos puntos donde la plastificación ocurre bajo dos criterios de rotura el incremento de deformación plástica es igual a la suma de las contribuciones correspondientes a cada una de las dos reglas de flujo (Koiter, 1960), esto es:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_1 \frac{\nabla g_1}{\nabla \sigma} + \lambda_2 \frac{\nabla g_2}{\nabla \sigma} \quad (4)$$

En la Figura 3 se representan en el espacio de tensiones los puntos de funcionamiento de estas tres situaciones tensionales:

- Triaxial de Compresión (Punto C de la Fig. 3).

Según Koiter:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_2 \frac{\mathbb{I} g_{13}}{\mathbb{I} \sigma} + \lambda_3 \frac{\mathbb{I} g_{12}}{\mathbb{I} \sigma} \quad (5)$$

Al aplicar esta formulación se obtienen las siguientes expresiones:

$$\dot{\varepsilon}_1^p = (\lambda_2 + \lambda_3) \frac{1 - \operatorname{sen} \nu}{2} \quad (6)$$

$$\dot{\varepsilon}_2^p = (-\lambda_3) \frac{1 + \operatorname{sen} \nu}{2} \quad (7)$$

$$\dot{\varepsilon}_3^p = (-\lambda_2) \frac{1 + \operatorname{sen} \nu}{2} \quad (8)$$

siendo la deformación volumétrica plástica:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_2^p + \dot{\varepsilon}_3^p = -(\lambda_2 + \lambda_3) \operatorname{sen} \nu \quad (9)$$

Eliminando $(\lambda_2 + \lambda_3)$ entre las ecuaciones (6) y (9) se tiene:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_1^p} = - \frac{2 \operatorname{sen} \nu}{1 - \operatorname{sen} \nu} \quad (10)$$

y por tanto:

$$\operatorname{sen} \nu = \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_v^p - 2 \dot{\varepsilon}_1^p} \quad (11)$$

Las expresiones 10 y 11 coinciden con las propuestas por los autores Vermeer & de Borst (1984). Estos autores plantean la obtención del ángulo de dilatación a partir de un ensayo triaxial convencional (Fig. 4) de un material con comportamiento elastoplástico perfecto y criterio de rotura Mohr-Coulomb a partir de la ecuación 10.

En régimen elástico, los parámetros que caracterizan al material son el módulo de deformación E y el coeficiente de Poisson μ y, en régimen plástico, la cohesión c, el ángulo de rozamiento interno ϕ y el ángulo de dilatación ν . Para estimar la dilatación ν basta con separar la parte plástica y elástica de la deformación y aplicar la ecuación anterior.

Un aspecto importante a destacar es que se puede estimar la dilatación a partir de las curvas que relacionan las velocidades de deformación ya que éstas no se encuentran

afectadas por fenómenos de localización (deformación no homogénea), de forma que se puede medir aceptablemente el ángulo de dilatación a partir de estas curvas.

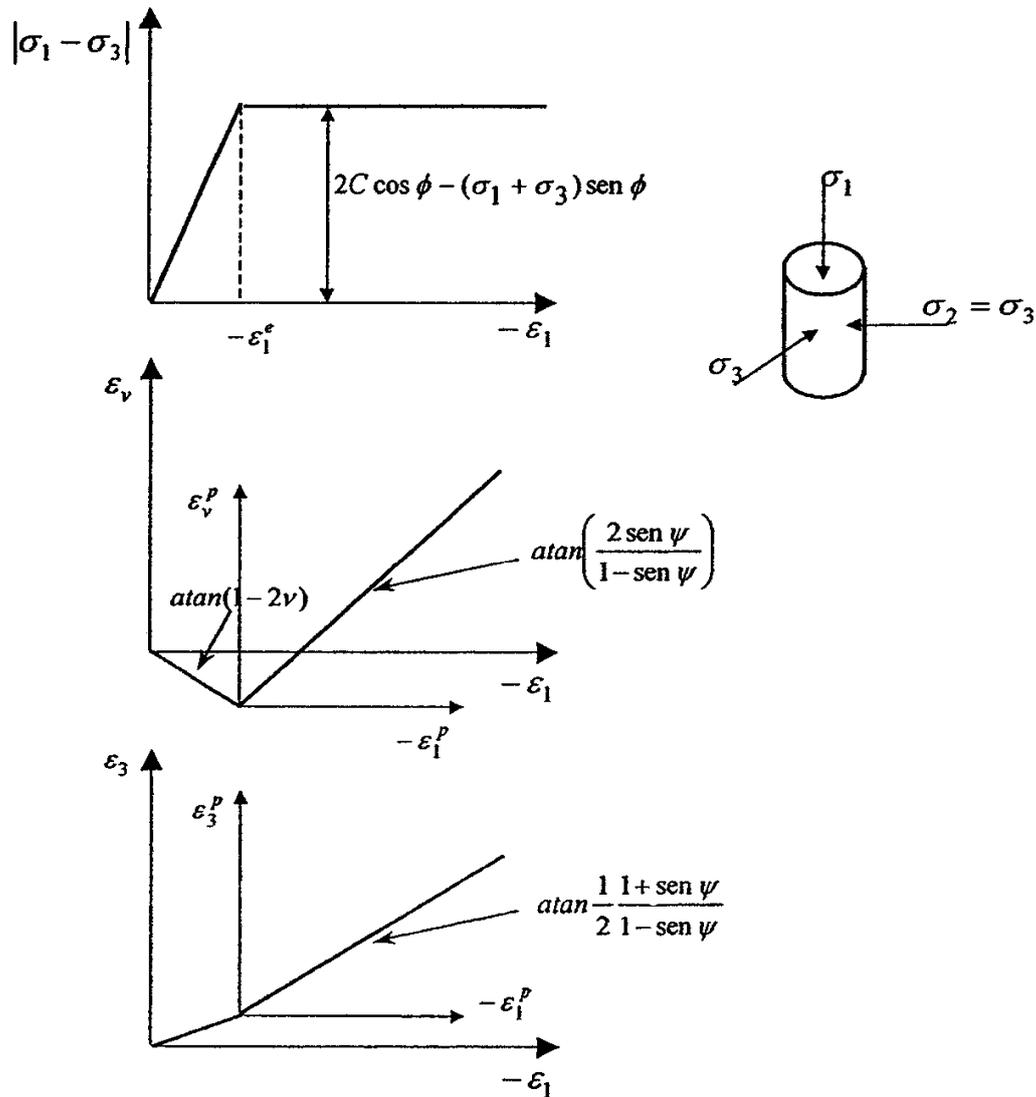


Figura 4: Curvas $[\sigma_1 - \sigma_3] - \varepsilon_1, \varepsilon_v - \varepsilon_1, \varepsilon_3 - \varepsilon_1$ en un ensayo triaxial para un material elastoplástico perfecto y criterio de rotura Mohr-Coulomb

- Deformación Plana (Punto D de la Fig. 3).

Regla de Flujo:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_2 \frac{\nabla g_{13}}{\|\sigma} \quad (12)$$

Al aplicar esta formulación se obtienen las siguientes expresiones:

$$\dot{\varepsilon}_1^p = (\lambda_2) \frac{1 - \text{sen} \nu}{2} \quad (13)$$

$$\dot{\varepsilon}_2^p = 0 \quad (14)$$

$$\dot{\varepsilon}_3^p = (-\lambda_2) \frac{1 + \text{sen} \nu}{2} \quad (15)$$

siendo la deformación volumétrica plástica:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_2^p + \dot{\varepsilon}_3^p = -(\lambda_2) \text{sen} \nu \quad (16)$$

La eliminación de λ_1 entre la ecuación 15 y 16 proporciona la siguiente relación:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_1^p} = - \frac{2 \text{sen} \nu}{1 - \text{sen} \nu} \quad (17)$$

o bien,

$$\text{sen} \nu = \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_v^p - 2 \dot{\varepsilon}_1^p} \quad (18)$$

expresiones idénticas a las obtenidas en el caso de compresión triaxial (10 y 11), y que coinciden con las propuestas por Vermeer & de Borst (1984).

- Triaxial de Extensión (Punto E de la Fig. 3)

Según Koiter:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_2 \frac{\sqrt[3]{g_{13}}}{\sqrt[3]{\sigma}} + \lambda_1 \frac{\sqrt[3]{g_{23}}}{\sqrt[3]{\sigma}} \quad (19)$$

Al aplicar esta formulación se obtienen las siguientes expresiones:

$$\dot{\varepsilon}_1^p = (\lambda_2) \frac{1 - \text{sen} \nu}{2} \quad (20)$$

$$\dot{\varepsilon}_2^p = (\lambda_1) \frac{1 - \text{sen} \nu}{2} \quad (21)$$

$$\dot{\varepsilon}_3^p = -(\lambda_1 + \lambda_2) \frac{1 + \text{sen} \nu}{2} \quad (22)$$

siendo la deformación volumétrica plástica:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_2^p + \dot{\varepsilon}_3^p = -(\lambda_1 + \lambda_2) \text{sen} \nu \quad (23)$$

En este caso la eliminación de $\lambda_1 + \lambda_2$ entre las ecuaciones (20) y (23) conduce a:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_3^p} = \frac{2 \text{sen} \nu}{1 + \text{sen} \nu} \quad (24)$$

Finalmente la expresión de la dilatancia toma la forma:

$$\text{sen} \nu = -\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_v^p - 2 \dot{\varepsilon}_3^p} \quad (25)$$

Respecto a las deformaciones elásticas su expresión se obtiene a partir de la ley de Hooke y presentan la siguiente forma:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{(\dot{\sigma}_1 + \dot{\sigma}_2 + \dot{\sigma}_3)}{E} (1 - 2\mu) \quad (26)$$

Al particularizar para el ensayo triaxial de compresión se obtiene la siguiente expresión:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{(\dot{\sigma}_1 + 2\dot{\sigma}_3)}{E} (1 - 2\mu) \quad (27)$$

y, para el caso de deformación plana $\dot{\sigma}_2 = \mu(\dot{\sigma}_1 + \dot{\sigma}_3)$:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{(\dot{\sigma}_1 + \dot{\sigma}_3)}{E} (1 - 2\mu)(1 + \mu) \quad (28)$$

Valoración del ángulo de dilatancia

La adopción de un ángulo de dilatancia constante simplifica la distribución de la dilatancia y facilita su utilización en los cálculos. Son pocos los autores que han analizado los valores que alcanza al ángulo de dilatancia en función del tipo de material. Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

- Los ensayos de laboratorio efectuados por Veermer-Borst (1984) sobre muestras de roca, suelo y hormigón arrojaron, en todos los casos, valores para el ángulo de dilatancia del orden de 20° menos que el ángulo de rozamiento interno ($n \leq f-20$) de forma que se puede considerar que el valor del ángulo de dilatancia oscila entre 0 y 20° dependiendo del tipo de material ensayado. Estos autores muestran en función de criterios energéticos que una regla de flujo asociada no es compatible con los resultados obtenidos.

Wang (1996) recoge los resultados obtenidos por Remvik (1993) sobre varios ensayos efectuados en pizarras saturadas. Todos los ángulos de dilatancia medidos son inferiores a los ángulos de rozamiento interno y, además, muchos de los ángulos

obtenidos eran inferiores a 20° y, más o menos, del orden de la mitad del ángulo de rozamiento interno.

- Respecto al ángulo de dilatación variable que se puede asignar a un macizo rocoso, únicamente Hoek-Brown (1997) propone, conjuntamente con un criterio de rotura no lineal, valores del ángulo de dilatación para macizos rocosos dependientes de su calidad y del ángulo de rozamiento interno. De esta forma, admite un valor nulo para macizos con RMR < 30 (supone que el macizo presenta un comportamiento elastoplástico perfecto), un valor de $\phi/8$ para macizos con un RMR de 50 (supone que el macizo rocoso presenta un comportamiento elastoplástico con reblandecimiento) y un valor de $\phi/4$ para macizos con un RMR de 75 (supone que el macizo presenta un comportamiento elastofrágil). Para macizos con un RMR de 100 se puede adoptar el valor obtenido por Veermer-Borst & Wang en los ensayos de laboratorio, siendo este del orden de $\phi/2$.
- Ribbachi (2000) ha valorado el ángulo de dilatación para varias probetas de caliza, con distinto grado de fracturación, y ha obtenido en todos los casos resultados análogos a los propuestos por Veermer-Borst.

Variación de la dilatación en el comportamiento post-pico.

La dilatación depende, significativamente, de la tensión de confinamiento, del nivel de deformación plástica (pendiente de la curva de dilatación en la post-rotura) y de la escala; el valor de la dilatación disminuye al aumentar cada una de las variables indicadas anteriormente. Sin embargo y a pesar de que la mayoría de los autores reconocen que la dilatación debería ser función de todas estas variables y no un valor constante, únicamente se ha encontrado un autor, Detournay (1986), el cual propone una formulación para la dilatación función del ángulo de rozamiento interno y de la distorsión plástica, y cuya expresión toma la siguiente forma:

$$k = 1 + (k_p - 1)e^{-\frac{\gamma}{\gamma^*}} \quad (29)$$

$$k = \frac{1 + \text{sen}(\nu)}{1 - \text{sen}(\nu)} \quad (30)$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \quad (31)$$

siendo ν el ángulo de dilatación, ϕ el ángulo de rozamiento interno y γ^* una distorsión de referencia. La expresión anterior indica como decae la dilatación desde el valor de pico (es decir dilatación de pico igual a fricción de pico) hasta el valor residual (dilatación residual nula), como una función exponencial de la distorsión plástica. La pendiente en la caída de la función exponencial está controlada por el parámetro de referencia γ^* .

Alonso Prieto (2001) ha adoptado la ley anterior (29) y ha sustituido la distorsión plástica por el parámetro de reblandecimiento definido como la diferencia de deformaciones plásticas principales (que es la propia distorsión). De esta forma y, dado que no se conoce la función de la dilatación con los parámetros indicados anteriormente (tensión de confinamiento, nivel de deformación plástica y escala) propone obtener los valores de la dilatación como función del parámetro de reblandecimiento para distintos niveles de la tensión de confinamiento, y para una escala determinada, a partir de los ensayos de laboratorio realizados por Medhurst & Brown (1988) y Farmer (1983) empleando la formulación propuesta por Veermer & de

Borst. Con ello, intenta evaluar las deformaciones plásticas a través de una estimación correcta de la dilatación antes y después de la rotura del macizo.

3 INFLUENCIA DE LA DILATANCIA EN EL CÁLCULO DE LOS TÚNELES

3.1 Estado del arte

Análisis experimentales efectuados por varios autores han demostrado que la dilatación influye, considerablemente, sobre las deformaciones plásticas que se producen en un macizo rocoso al excavar un túnel, así como en el comportamiento y velocidad de las zonas plásticas que se generan y en la interacción macizo-sostenimiento.

Detournay pone de manifiesto el supuesto error cometido en la mayor parte de los cálculos al suponer la dilatación constante, ya que esta hipótesis origina predicciones muy elevadas respecto a la convergencia en túneles.

Los primeros estudios desarrollados por Fenner (1938) y por Kastner (1949) para el estudio de túneles axialsimétricos en materiales elastoplásticos perfectos y con criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb, no tuvieron en cuenta la existencia de deformaciones plásticas. Más tarde empezaron a florecer teorías que ya contemplaban la inclusión de deformaciones volumétricas plásticas aunque continuaban apareciendo, a la par, estudios que las seguían dejando de lado pero que consideraban modelos de comportamiento elastoplásticos con caída brusca de resistencia; a pesar de ello, consideraban hipótesis falsas al desprestigiar la deformación elástica en el régimen plástico o considerar que en el régimen plástico la deformación elástica es siempre constante e igual a la deformación elástica en la interfase elastoplástica.

Durante muchos años y, prácticamente hasta hoy en día, la mayoría de las teorías existentes sobre el cálculo de deformaciones volumétricas plásticas se han desarrollado adoptando una regla de flujo asociada, también conocida como regla de la normalidad, ya que en los espacios asociados de tensión y de incrementos de deformación el vector representativo de estos últimos es normal a la superficie de fluencia. Esta hipótesis constituye la base de la Plasticidad asociada y considera que la función potencial plástico coincide con el criterio de rotura, es decir, que el ángulo de dilatación es igual al ángulo de rozamiento interno del macizo. Su gran inconveniente radica en su falta de realismo sobre todo en materiales geotécnicos, tales como los suelos y las rocas donde, de acuerdo con los datos experimentales disponibles, la dilatación en un proceso de fluencia es muy distinta de la que cabría esperar según la ley de fluencia asociada al criterio de rotura. Para estos materiales no es válido adoptar una regla de flujo asociada por lo que hay que desechar la regla de la normalidad (postulado de estabilidad del material) tal y como la formuló Drucker (1952, 1964), especialmente en los casos de deformación plana en materiales isótropos con criterios de rotura independientes de la tensión principal intermedia.

Autores tales como Landay et al (1971), Rudnicki-Rice (1975), Brown (1976), Jain (1980) y Michelis (1986) consideran que es adecuado el empleo de una regla de flujo asociada en macizos rocosos constituidos por rocas densas y frágiles, mientras que desechan su empleo en macizos rocosos muy fracturados o porosos ya que los cambios de volumen resultantes en la zona plástica son mayores que los reales. Posteriormente Brown (1987) observó que en los problemas plásticos con superficies de deformación controlada, la solución que da la ley de fluencia asociada puede estar muy alejada de la realidad por lo que propuso el empleo generalizado, para cualquier macizo, de una regla de flujo no asociada.

Dada la complejidad que supone la adopción de una regla de flujo no asociada y a la dificultad que entraña definir la función potencial plástico, varios autores aceptan para el tratamiento de las deformaciones volumétricas plásticas la hipótesis de la normalidad. Destacan los estudios efectuados por Salecon (1969), Hendron and Aiyer (1971), Landayi (1974), Korbin (1976), Kennedy and Lindberg (1977), Florence and Schwer (1978), Hoek-Brown (1980), Senseny et al (1989) y Ramamurthy-Anand (1997). Los últimos se basan en la solución propuesta por Landayi la cual considera la regla de flujo asociada sobre un rango limitado de deformación postpico.

Dentro de las teorías que se desarrollan teniendo en cuenta leyes de fluencia no asociadas destacan, principalmente, las propuestas por Labasse (1949), Lombardi (1970), Daemen and Fairhurst (1971), Egger (1974), Panet (1976-1995), Salecon (1977), Akai et al (1978), Adachi and Tamura (1978), Adachi et al (1979), Schwartz and Einstein (1980), Kaiser (1980) Smith (1982), Brown et al (1983), Detournay (1986), Ogawa and K.Y. Lo (1987), Reed (1986, 1988), Wang (1996), Hoek et al (1995), Carranza-Torres-Fairhurst (2000), Alonso Prieto (2001; 2009), Carranza-Torres et al (2002; 2005), Sharan (2003; 2005) y Kyung-Ho Park & Young-Jin Kim (2005).

En los casos en que se desecha la hipótesis de la normalidad, el tratamiento de las deformaciones volumétricas plásticas adoptadas por los autores reseñados se plantea de dos formas diferentes:

- En función de una deformación volumétrica plástica media cuya determinación es muy complicada, ya que la dilatancia plástica varía de un punto a otro en la zona plástica.
- El valor máximo de la dilatación en la rotura fue calculado experimentalmente por Ladanyi & Nguyen Don (1971) mediante el concepto del flujo asociado de la teoría de la plasticidad. Este concepto fue aplicado por Hoek-Brown (1980) y otros autores para el cálculo de la línea característica en un medio elastofrágil con criterio de rotura Hoek-Brown.
- En función del potencial plástico cuya expresión se define empíricamente y permite considerar leyes de fluencia lineales que tienen en cuenta la reducción del ángulo de dilatancia a medida que aumenta la presión de confinamiento.

La mayor parte de los casos analizados adoptan una función potencial igual al criterio de rotura, a excepción de que en la primera se adopta el ángulo de dilatancia y en la segunda el ángulo de rozamiento interno. En función de una regla de flujo lineal caracterizada por un ángulo de dilatancia ν (si $\nu = 0$ el macizo no sufre cambios de volumen durante la deformación plástica, mientras que si $\nu > 0^\circ$ el volumen se incrementará durante la misma).

Respecto a los valores que puede alcanzar dicho ángulo (ya se han indicado anteriormente) son pocos los autores que se han centrado en su determinación. Destaca el estudio efectuado por Veermer-Borst (1984) quienes justifican tanto para suelos, rocas y hormigones, y en función de los resultados obtenidos en ensayos de resistencia a compresión simple efectuados sobre testigos de roca, adoptar ángulos de dilatancia del orden del ángulo de rozamiento interno menos veinte grados. Posteriormente, y una vez valorados todos los factores que influyen en su determinación, recomiendan adoptar un ángulo de dilatancia variable función del ángulo de rozamiento interno y del ángulo crítico del material. La idea de adoptar un ángulo de dilatancia variable se acerca más a la realidad ya que la dilatancia varía dentro de la zona plástica al ser función de las tensiones de rotura y, por tanto, del ángulo de rozamiento instantáneo.

Los únicos autores que han considerado en sus teorías un ángulo de dilatación variable, función de la distorsión angular máxima, han sido Detournay (1986) y Stavrogrin- Protosenia (1979). El primero de ellos adopta un modelo elastoplástico perfecto y el criterio de rotura Mohr-Coulomb, mientras que los segundos adoptan un modelo coulombiano y consideran que la cohesión varía desde el borde de la excavación hacia el interior del macizo según una ley potencial. La aplicación de estos modelos no es sencilla, de ahí que no se utilicen habitualmente en la práctica ingenieril.

Alonso Prieto (2001) ha resuelto numéricamente la curva característica para un macizo con comportamiento elastoplástico con reblandecimiento, criterio de rotura lineal (tipo Mohr-Coulomb) y no lineal tipo (Hoek-Brown), y potencial plástico dependiente del parámetro de distorsión (definido como la diferencia de deformaciones plásticas principales) en el caso de que el criterio de rotura sea el de Hoek-Brown, y de este parámetro y de la tensión de confinamiento en caso de que el criterio de rotura sea el de Mohr-Coulomb. Esta autora realiza un análisis de sensibilidad para ver cómo influyen algunos parámetros en los desplazamientos radiales, de forma que establece que estos desplazamientos aumentan a medida que los parámetros de pico son menores, el parámetro δqf (factor que relaciona los parámetros resistentes de pico con los residuales) disminuye, la dilatación aumenta, la tensión de campo aumenta y el parámetro de distorsión es menor. De todos estos parámetros establece, de acuerdo con la ley de fluencia aplicada, que el que tiene más importancia es el δqf , lo que justifica la necesidad de caracterizar correctamente el comportamiento post-rotura del macizo y estimar adecuadamente los parámetros residuales. Los radios de plastificación aumentan de la misma forma que los desplazamientos radiales.

En el caso en que ha supuesto una función de la dilatación dependiente de la tensión de confinamiento y del parámetro de reblandecimiento, bajo la hipótesis de adoptar una formulación análoga a la propuesta por Detournay de forma que la dilatación disminuye exponencialmente con el parámetro de reblandecimiento y aumenta al disminuir la tensión de confinamiento (partiendo de un valor para la dilatación de pico que coincida con la fricción de pico), obtiene resultados muy acordes a las propuestas de considerar valores de dilatación relativamente pequeños e incluso valores nulos para estados de deformación muy avanzados. Estos resultados son compatibles con la validez práctica de la propuesta de Hoek & Brown (1997) indicada anteriormente.

Alejano & Alonso (2005) propone la siguiente formulación para obtener el ángulo de dilatación de pico:

$$\psi^{pico} = \frac{\phi}{1 + \log_{10} \sigma_{ci}} \cdot \log_{10} \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_3 + 0.1} \quad (32)$$

donde $\phi(^{\circ})$ es el ángulo de rozamiento de pico (calculado a partir del criterio de Hoek-Brown), σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la roca matriz, y σ_3 es la tensión de confinamiento.

$$k_{\psi} = 1 + (k_{\psi, pico} - 1) e^{-\frac{\gamma^p}{\gamma^{p*}}} \quad (33)$$

donde γ^{p*} es el parámetro de plasticidad (constante) y se calcula para cada tipo de roca.

La ley de fluencia adoptada por Serrano (1999) presenta la expresión más general posible:

$$\text{sen} \psi = N(\text{sen} \rho) \quad (34)$$

En particular se emplean dos leyes de fluencia diferentes según que el criterio de rotura sea tipo Hoek-Brown o Mohr-Coulomb.

– Para el criterio de rotura de Hoek-Brown se propone el empleo de una ley de fluencia lineal cuyos parámetros de comportamiento son:

- El ángulo crítico ($\text{sen } \rho_{\text{crítico}}$) definido como el ángulo de rozamiento instantáneo a partir del cual el macizo deja de ser dilatante positivo. A partir de este punto se considera que la dilatancia es nula y no se producen cambios de volumen durante la plastificación del macizo.

El ángulo crítico se puede obtener a partir de la formulación propuesta por Serrano & Olalla (1994), teniendo en cuenta la relación crítica (σ_1/σ_3), con ayuda de la expresión:

$$\text{sen } \rho_{\text{crítico}} = \frac{(\sigma_1/\sigma_3) - 1}{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + 1 + 2\sqrt{1 + \left(\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) - 1\right)^2 \cdot \frac{\zeta}{2}}} \quad (35)$$

Este ángulo crítico presenta un valor variable entre 0° y 30°. Este último valor corresponde a la roca matriz ($\sigma_1 = 5\sigma_3$) y para los macizos rocosos variará entre 0° ($\sigma_1 = \sigma_3$), 11,5° ($\sigma_1 = 2\sigma_3$) y 19,5° ($\sigma_1 = 3\sigma_3$), aproximadamente y dependiendo del valor de ζ .

- La dilatancia máxima ($\text{sen } \psi_{\text{Máxima}}$) definida como el ángulo máximo de dilatancia que se produce cuando el macizo está en tracción simple. Las líneas de rotura forman con la deformación principal mayor (y, dado que se trata de materiales coaxiales, también con σ_1) el ángulo $\pm(\pi/4 - \psi/2)$.

En caso de que se someta un testigo de roca a un ensayo de tracción simple la rotura se produce, en todos los casos, en dirección perpendicular a la tensión más débil de forma que las líneas de rotura forman con la deformación principal mayor un ángulo de $\pi/2$, alcanzando el ángulo correspondiente a la dilatancia máxima un valor de $\pi/2$ (90°).

La expresión matemática de la ley de fluencia propuesta por Serrano es:

$$\text{sen } \psi = \frac{\text{sen } \psi_{\text{máximo}}}{1 - \text{sen } \rho_{\text{crítico}}} (\text{sen } \rho - \text{sen } \rho_{\text{crítico}}) \quad (36)$$

si $\rho < \rho_{\text{crítico}} \rightarrow \psi = 0$

La ley de fluencia propuesta sigue las recomendaciones indicadas por Veermer & de Borst de forma que es función del ángulo de rozamiento interno (variable en función del estado tensional) y del ángulo crítico del material.

Teniendo en cuenta lo indicado se puede expresar la ley de dilatancia lineal de la siguiente forma:

Macizo sin discontinuidades: $\text{sen } \psi = 2,0 \text{sen } \rho - 1,0$

- Macizo algo fracturado: $\text{sen } \psi = 1,5 \text{sen } \rho - 0,5$
- Macizo muy fracturado: $\text{sen } \psi = 1,25 \text{sen } \rho - 0,25$

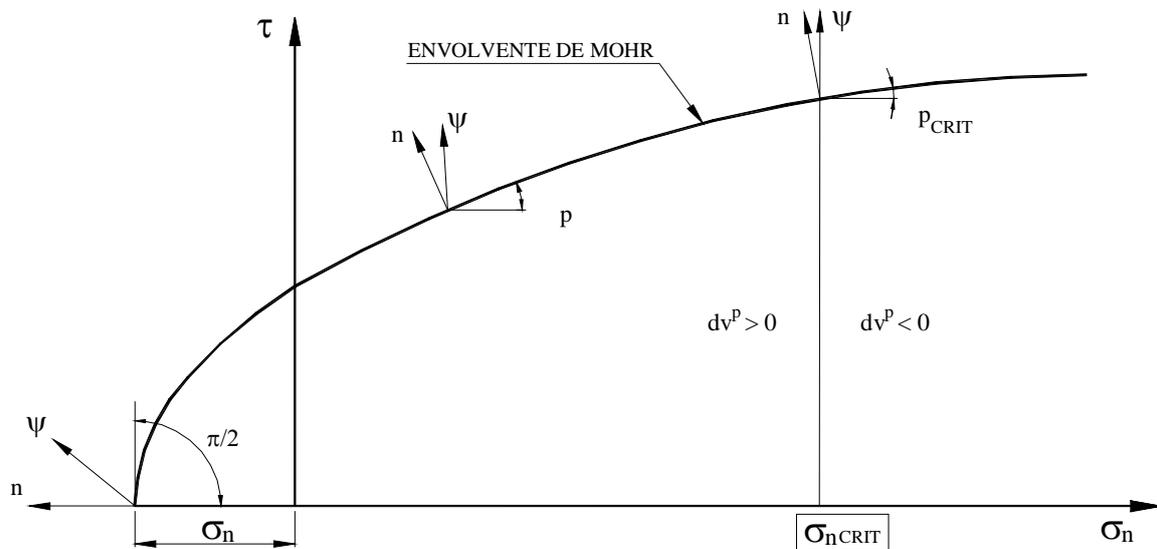


Figura 5: Ley de fluencia no asociada para macizos rocosos con criterio de rotura no lineal

Tabla 2: Propiedades del macizo y datos de la excavación empleados en los ejemplos de Hoek & Brown.

Autor	E (GPa)	v	σ_c (MPa)	m_p	s_p	m_r	s_r	Radio (m)	p^o (MPa)	σ_a (MPa)
Sharan* (2005)	60	0.20	210	10.84	0.296	1.0	0.01	10	100	0
Sharan* (2005)	90	0.20	200	16.00	0.33	1.0	0.01	10	90	0
Park & Kim** (2005)	40	0.20	300	7.5	0.1	1.0	0.01	4	108	0
Park & Kim** (2005)	5.5	0.25	30	1.7	0.0039	1.0	0.0	5	30	5
Park & Kim** (2005)	50	0.2	75	0.5	0.0001	0.3	0.00001	1	1	0
Park & Kim** (2005)	5	0.2	50	0.2	0.0001	0.05	0.00001	1	1	0
Carranza*** (2004)	5.7	0.3	30	1.7	0.0039	0.85	0.0019	2	15	2.5

* Desplazamientos para un ángulo de dilatación nulo, para un ángulo de dilatación asociado y para un valor intermedio

** Desplazamientos para un ángulo de dilatación nulo y para un ángulo de dilatación de 30°

*** $n_p=0.55$ y $n_r=0.6$. Criterio modificado de Hoek & Brown. Desplazamientos para un ángulo de dilatación nulo y para dilatación asociada

o Ley de fluencia asociada: $\text{sen}\psi = \text{sen}p$

- Para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, para simplificar, se adopta una ley de fluencia lineal, función del ángulo de rozamiento interno, y cuya expresión es:

$$\text{sen}\psi = \lambda \text{sen}\rho \quad (37)$$

Tabla 3: Propiedades del macizo y datos de la excavación empleados en los ejemplos de Mohr-Coulomb (MC).

Autor	E (GPa)	v	σ_c (MPa)	c_p	ϕ_p	c_r	ϕ_r	Radio (m)	p^o (MPa)	σ_a (MPa)
Park & Kim* (2005)	50	0.2	75	0.173	55	0.061	52	1	1	0
Park & Kim* (2005)	5	0.2	50	0.276	35	0.055	30	1	1	0

* Desplazamientos para un ángulo de dilatación nulo y para un ángulo de dilatación de 30°

3.2 Comparación entre formulaciones analíticas

Con el fin de validar la formulación general propuesta en la tesis realizada junto con el profesor Serrano, que permite obtener la curva de convergencia del macizo, tanto en la zona elástica como en la zona plástica, así como el radio de plastificación que se genera en el macizo en función de la presión interna aplicada en el borde de la excavación, se comparan los resultados obtenidos al seguir el procedimiento expuesto en este artículo con el que han obtenido otros autores tales como Sharan (2003; 2005), Kyung-Ho Park & Young-Jin Kim (2005) y Carranza-Torres et al (2002; 2004). Los dos primeros autores reseñados aplican el criterio de rotura de Hoek & Brown original y el último autor el criterio modificado.

En las Tablas 2 y 3 se incluyen los datos de la excavación y los parámetros del macizo rocoso:

Los resultados obtenidos para cada uno de los ejemplos se incluyen en las siguientes tablas:

Tabla 4: Comparación de resultados Sharan.

Ejemplo	Sharan* (2005)		Este trabajo	
	u/Radio $\Psi=0$ a $\Psi=asociada$	$R_{plastico}/a$	u/Radio $\Psi=0$ a $\Psi=asociada$	$R_{plastico}/a$
Sharan* (2005)				
Hoek & Brown original	0.209-0.224-0.241	1.062	0.209-0.224-0.241	1.062
Perfectamente Plástico	0.368-0.868-1.96	1.293	0.37-0.878-1.987	1.293
Elastofrágil				
Sharan* (2005)				
Hoek & Brown original	0.122-0.129-0.136	1.035	0.122-0.129-0.136	1.035
Perfectamente Plástico	0.184-0.454-1.051	1.188	0.184-0.456-1.058	1.188
Elastofrágil				

Si se aplica la ley de fluencia lineal propuesta para el criterio de Hoek&Brown se obtiene, para el caso Park & Kim ** (2005) calculado en la Tabla 5 –cuarta fila-, los valores de la Tabla 7.

Tabla 5: Comparación de resultados Park & Kim.

Ejemplo Elastofrágil	Park & Kim (2005)		Este trabajo	
	(u.E)/(Radio.p°) Ψ=0 a Ψ=30°	R _{plástico} (m)	(u.E)/(Radio.p°) Ψ=0 a Ψ=30°	Serrano & Reig (2004; 2009)
Park & Kim (2005) Hoek & Brown original	≈2.05-3.6	≈1.28	2.073-3.478	1.286
Park & Kim (2005) Hoek & Brown original	≈2.55-7.5	≈1.85	2.698-7.557	1.885
Park & Kim (2005) Hoek & Brown original	≈1.4-1.7	≈1.10	1.417-1.672	1.102
Park & Kim (2005) Hoek & Brown original	≈3.2-8.0	≈1.61	3.163-7.851	1.613
Park & Kim (2005) M-C	≈1.5-2.1	≈1.10	1.551-1.998	1.144
Park & Kim (2005) M-C	≈4.0-11.9	≈1.75	4.044-12.303	1.762

Nota: en este caso los autores únicamente incluyen gráficos a partir de los cuales se han obtenido los valores indicados en la tabla anterior (de ahí que se hayan indicado con el símbolo indicando que su valor ≈ se ha obtenido de los gráficos representados).

Tabla 6: comparación de resultados Carranza (elastofrágil).

Ejemplo	Carranza (2004)		Serrano & Reig (2004; 2009)	
	u (mm) Ψ=0 - Ψ=asociada	R _{plástico} (m)	u (mm) Ψ=0 - Ψ=asociada	R _{plástico} (m)
Carranza (2004) Hoek & Brown Modificado	12.5-19.5	3.2794	12.9-19.8	3.279

Tabla 7: Comparación de resultados entre una ley de fluencia lineal y una ley de fluencia constante para un caso general recogido en Park & Kim (2005).

(u.E)/(Radio.p°)	Dilatancia Lineal				Dilatancia Constante	
	ρ crítico				Ψ=0°	Ψ=30°
Park & Kim * (2005)	0 Asociada	11,5	19,5	30,0		
		8,975	5,935	4,526	3,239	3,163

Tal y como se observa en la tabla anterior existe una diferencia importante entre los resultados que se obtienen según se adopte una ley de fluencia constante o una ley de fluencia lineal.

4 REFERENCIAS

- Hoek, E. & Brown, E.T. (1980) Underground excavations in rock. Ed. Champan. Londres.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1988) The Hoek-Brown failure criterion a 1988 Update. *Proc. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Toronto: 31-38.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology*. Toronto 10/07/2002: 267-273.
- Drucker, D.C. & Prager, W. (1952) Soil mechanics and plastic. Analysis or limit design. *Quart. Appl. Math*, 10(2):157-165.
- Drucker, D.C. (1959) A definition of stable inelastic material. *J. Appl. Mech.*, 26(1): 101-106.
- Fenner, R. (1938) Untersuchungen zur erkenntnis des gebirgsdruckes. *Glückauf*, 74: 681-695 & 705-715.
- Kastner, H. (1949) Über den echten gebirgsdruck beim bau tiefliengender Tunnel, *Osterreich Bauzeitschrift*, 10(11).
- Landayi, B. (1974) Use of the long-term strength concep in the determination of ground pressure on tunnel linings. *Proc. of the 3rd Congress of the International Society for Rock Mechanics*, 2(B): 1150-1156.
- Rudnicki, J.W. & Rice, J.R. (1975) Conditions for the localization of the deformation pressure-sensitive dilatant materials. *J. Mech. Phys. Solids*, 23: 371-394.
- Brown, E.T. (1976) Volume changes in models of jointed rock. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102(GT3): 273-276.
- Jain, S.K. (1980) *Fundamental aspects of the normality rule and role in deriving constitutive laws of soils*. Virginia Polytechnic and State Univ., Blacksburg, Va.
- Michelis, P. & Brown, E.T. (1986) A yield equation for rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(1): 9-17.
- Brown, E.T., Bray, J.W., Hoek, E., Cundall, P.A., Brady, B.G.H. & Gen Hue Shin Goodman, R.E. (1987) *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*. Imp. Coll. of Sci and Tech. London.
- Salecon, J. (1969) Contraction quasistatique d'une cavité à symétrie sphérique cylindrique dans un milieu elastoplastique. *Annales des Ponts et Chaussées*, 4: 231-236.
- Hendron, A.J. y Aiyer, A.K. (1972) *Stresses and strains around a cylindrical tunnel in an elastoplastic material with dilatancy*. Technical Report n° 10, Missouri River Division, U.S. Corps of Engineers.
- Landayi, B. (1974) Use of the long-term strength concep in the determination of ground pressure on tunnel linings. *Proc. of the 3rd Congress of the International Society for Rock Mechanics*, 2(B): 1150-1156.
- Korbin, G.E. (1976) Simple procedure for the analysis of deep tunnels in problematic ground. *Site characterization*, University of Utah, Salt Lake City, Utah: 1A-3-1-1A3-7.
- Kennedy, T.C., & Lindberg, H.E. (1978) Tunnel closure for nonlinear Mohr-Coulomb functions. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 104(6): 1313-1326.
- Florence, A.L., & Schwer, L.E. (1978) Axisymmetric compression of a Mohr-Coulomb mediund around a circular hole. *Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geomech.*, 2: 367-379.
- Senseny, P.E., Lindberg, H.E., & Schwer, L.E. (1989) Elastic-plastic response of a circular hole to repeated loading. *Int. J. Numrt. Analytical Methods in Geomech.*, 13: 459-476.
- Ramamurthy, T. Y & Anand, N.K. (1997) A more realistic deformation response of rock mass around a circular opening. *Tunnelling Asia 97*, 20-24/01/1997, New Delhi, India.
- Labasse, H. (1949) Les Pressions de terrains dans les mines de Huiles. *Revue Universelle de Mines*, 9(5-3): 78-88.

- Lombardi, G. (1970) Influence of rock characteristics on the stability of rock cavities. *Tunnels and Tunnelling*, 2(1): 19-22.
- Daemen, J.J.K., & Fairhurst, C. (1971) Influence of failed rock properties on tunnel stability", *Proceedings of the twelfth symposium on rock mechanics*, New York, N.Y.: 855-875.
- Egger, P. (2000) Design and construction aspects of deep tunnels (with particular emphasis on strain softening rocks). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(4): 403-409.
- Panet, M. Y & Guenot, A. (1976) La mécanique des roches appliqués aux ouvrages de Génie Civil. A. A. *De l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées* : 145-169.
- Panet, M. (1995) Le calcul des tunnels par la méthode des courbes convergence-confinement. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. Paris.
- Salecon, J. (1977) *Applications of the Theory of Plasticity in Soil Mechanics*, John Wiley Sons, Chichester.
- Brown, E.T., Bray, J.W., Landayi, B. & Hoek, E. (1983) Ground response curves for rock tunnels. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1): 15-39.
- Detournay, E. (1986) Elastoplastic model of a deep tunnel for a rock with variable dilatancy. *Rock Mech. & Rock Eng.*, 19: 99-108.
- Ogawa, T. & Lo, K.Y. (1987) Effects of dilatancy and yield criterion on displacements around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1): 100-113.
- Reed, M.B. (1986) Stress and displacements around a cylindrical cavity in soft rock. *IMA J. of Appl. Math.*, 36: 223-245.
- Reed, M.B. (1988) The influence of out-of-plane stress on a plane strain problem in rock mechanics. *Int. J. Numer. And Analytical Methods in Geomech.*, 12: 171-181.
- Wang, Y. (1996) Ground response of circular tunnel in poorly consolidated rock. *J. of Geotechnical Engineering*, 122(9): 703-708.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavation in hard rock*. Ed. Balkema. Rotterdam.
- Carranza-Torres, C. (2000) Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design of rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2): 187-213.
- Alonso Prieto (2001) *Curvas de convergencia-confinamiento: resolución numérica y aplicación a macizos rocoso con comportamiento elastoplástico con reblandecimiento*. Tesis Doctoral. Universidad de Vigo. España.
- Carranza-Torres, C., Alonso, E., Alejano, L.R., Varas, F. & Fdez. Manin, G. (2002) Elasto-plastic analysis deep tunnels in brittle rock using a scaled form of the Mohr-Coulomb failure criterion. *Proceedings of NARMS-TAC 2002. Mining Innovation and Technology*. Toronto 10/07/2002: 283-293.
- Carranza-Torres, C. (2004) Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. *Int. J. Rock Mech Min Sci*; 41(3): 480-481.
- Serrano, A. & Olalla, C. (1994) Ultimate bearing capacity of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Minig Sci*, 31(2): 93-106.
- Serrano, A.A. (2000) *Mecánica de Rocas (Descripción y propiedades de las rocas)*. Editado por la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid (UPM).
- Veermer, P.A. & de Borst, R. (1984) Non associated plasticity for soils, concrete and rock. *Heron*, 29(3): 3-64.
- Sharan, S.K. (2003) Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in Hoek & Brown medium. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 40: 817-824.
- Sharan SK. (2005) Exact and approximate solutions for displacements around circular openings in elastic-brittle-plastic Hoek-Brown rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 42: 542-549.
- Park, K.-H. & Kim Y.-J. (2005) Analytical solution for a circular opening in an elastic-brittle-plastic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*; 43: 616-622.
- L.R. Alejano, Rodríguez-Dono, A., Alonso, E. & Fdez-Manín G. (2009) Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behaviour, *Tunnelling and Underground Space Technology*.

REHABILITACIÓN DE LA BÓVEDA NATURAL DEL AUDITORIO DE LOS JAMEOS DEL AGUA EN LANZAROTE

Claudio OLALLA

E. T. S. Ing. Caminos C. y P. / Univ. Politécnica Madrid. Madrid, España

ABSTRACT: Se describe la metodología de análisis efectuada para definir los riesgos existentes en el auditorium de Los Jameos del Agua, en Lanzarote. Se identifican los diferentes tratamientos incorporados al medio natural para garantizar la seguridad de la caverna. Adicionalmente a actuaciones puntuales o particulares, (“estrato mejorado”, hidrolimpieza con agua a elevadas presiones, actuaciones de detalle, etcétera), las soluciones incorporadas se han basado en el uso de bulones constituidos por fibra de vidrio, de distintos diámetros y longitudes, e inyecciones de resinas epoxi. Todos ellos encaminados a conseguir un medio sin riesgos que pudieran ser inaceptables para el uso humano, y con un respeto escrupuloso a la estética del lugar; un tubo volcánico.

1 INTRODUCCIÓN

Como consecuencia de las inestabilidades producidas en los materiales de origen volcánico que constituyen la bóveda del auditorio natural que forma parte del complejo los Jameos del Agua, el Cabildo Insular de Lanzarote decidió acometer las labores necesarias para la restauración del mismo.

Se trataba de permitir de nuevo la apertura al público de un recinto, que llevaba varios años cerrado, en unas condiciones de seguridad que fuesen mínimamente aceptables.

El elevado valor patrimonial del auditorio y las características estéticas naturales exigían un marco de actuación que se garantizase la conservación del entorno y que diese cumplimiento a las exigencias artísticas del legado del autor, César Manrique, representadas en este caso por la Fundación que lleva su mismo nombre.

Así por ejemplo, uno de los requisitos exigidos de manera indefectible era evitar que resulte visibles cualquiera de las actuaciones que se fueran a llevar a cabo una vez finalizada actuación.

En consecuencia, todas las soluciones planteadas tienen como denominador común el mantenimiento de la apariencia del Jameo a los ojos de los visitantes, variando lo mínimo posible el estado en que se encuentra.



Fotografías 1 y 2: Aspecto que presenta el Jameo del Agua en la zona visitable.

En definitiva, si bien los conceptos de restauración, rehabilitación, y conservación, que fueron ampliamente debatidos y discutidos con los técnicos de la Fundación César Manrique, pueden considerarse como diferentes, cualquiera de las soluciones planteadas debía tener como denominador común el mantenimiento de la estética natural de los materiales volcánicos presentes, y por lo tanto variando lo mínimo posible el estado real, actuando de tal forma que la intervención humana no se apreciara.



Fotografía 3: Vista general del Jameo del Agua y sus alrededores.

2 CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO

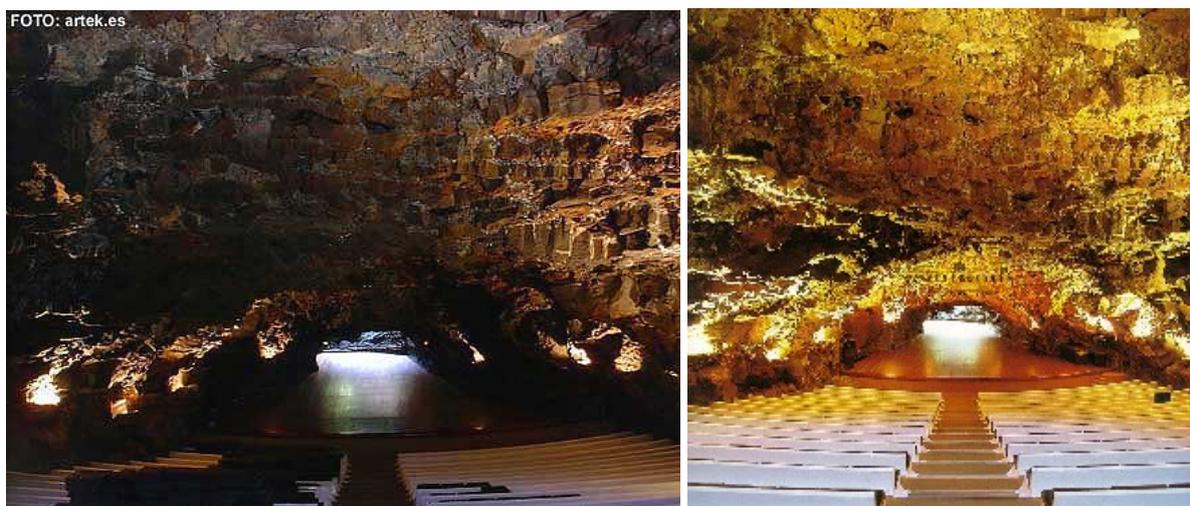
2.1 Entorno natural y geográfico

Los Jameos del Agua se sitúan en la zona norte de la isla de Lanzarote, a unos 25 Km. de la ciudad de Arrecife, en las proximidades a la localidad de Puntas Mujeres. Se trata de un recinto turístico ampliamente concurrido, con más de 800000 visitas al año, que representa uno de los reclamos más llamativos e impactantes.

La fotografía adjunta muestra un aspecto en planta de todas las instalaciones construidas, en donde el colorido de un azul intenso sobre blanco es una de las piscinas de agua que constituyen la zona visitable y que se encuentra rodeada de diferentes edificios de una sola planta. Se observan los caminos de acceso y en la margen derecha se puede apreciar la costa.

La zona accesible se encuentra en el tramo final del tubo volcánico, próxima al mar y está constituida por varios paseos, jardines, piscinas, cafeterías, etcétera. También dispone de un auditorio de una belleza espectacular y con la fortuna de disponer de unas condiciones acústicas inmejorables. La zona de gradas del auditorio se encuentra escalonada con una pendiente del orden del 15 al 20% y con una longitud de unos 50 metros en su proyección horizontal.

Las fotografías adjuntas muestran el aspecto general del Jameo del Agua, con anterioridad a las obras de rehabilitación. Se observa que tanto la clave como los hastiales de la caverna son totalmente naturales sin apreciarse intervención antrópica alguna.



Fotografías 4 y 5: Vistas generales del Auditorium del Jameo del Agua.

2.2 Entorno geológico

Para la elaboración del Proyecto Constructivo, se disponía de un minucioso trabajo de reconocimiento de campo efectuado previamente y que, entre otros argumentos, definía con detalle las características geológicas y morfológicas de los distintos materiales implicados.

Los materiales volcánicos presentes pertenecen, en síntesis, a dos grandes grupos:

Por un lado, a la unidad geológica del malpaís, dentro de la cual, a su vez, se podían subdividir, por sus posiciones relativas pero también por sus rasgos estructurales y sus

peculiaridades identificativas, en tres unidades basálticas diferentes (inferior, media y superior).

Y por otro lado, a una unidad genética de tubos basálticos.

La unidad del malpaís estaría formada por la acreción progresiva de coladas de lava generadas durante diferentes episodios eruptivos. Estas capas con una disposición estructural prácticamente horizontal presentan a su vez varias familias de fracturas conjugadas, con buzamientos predominantes próximos al vertical.

La unidad de tubos basálticos se formó por enfriamiento de flujos de lava que permanecen estables con el paso del tiempo.

Esta disposición geológica da lugar a la presencia de una geomorfología típica constituida por distintos perfiles escalonados de coladas basálticas, de escala decimétrica a métrica, producto precisamente del sistema de fracturas conjugadas.

Como consecuencia de todo ello, se generan diferentes tipos de inestabilidades, en particular voladizos, limitados verticalmente por fracturas y horizontalmente por los planos de deposición lávica. Por cuestiones metodológicas de tipo práctico fueron diferenciados en:

- Grandes frentes de voladizos
- Grandes voladizos
- De techo plano
- De techo irregular
- Escalonados continuos pero no cartografiables
- Generadores de bloques inestables
- Burbujas (morfologías lenticulares en coladas, de techo convexo y base plana)

La presencia del agua se vincula fundamentalmente a las filtraciones naturales del agua de lluvia, pero también aunque en menor medida a las condensaciones de humedad consecuencia de la actividad humana.

3 SISTEMÁTICA DEL ANÁLISIS DE RIESGO

Los problemas detectados presentaban unas variaciones enormes. Existían de manera conjugada patologías de muy distinto orden de magnitud; desde la posible inestabilidad estructural general de paquetes completos de roca, hasta los problemas superficiales vinculados con posibles fenómenos de meteorización, arenización o alteración del material natural. Estos últimos dan lugar al desprendimiento de partículas pequeñas, tipo arena, limo o similar.

En este caso, donde el uso del recinto como auditorio lleva implícita la presencia permanente por ocupación de público, en situación estática y durante periodos prolongados de tiempo, se hace imprescindible acotar el riesgo de ocurrencia de cualquier tipo de incidencia a valores similares y del mismo orden de magnitud que los normalmente aceptados en otros tipos de construcciones dedicadas al uso humano.

Para enmarcar el campo de actuación, en las dos figuras adjuntas, 1 y 2, se muestran respectivamente los perfiles, longitudinal y trasversal, típicos del Jameo, con ilustración

relativamente fiel de la disposición existente de las diferentes coladas y unidades lávicas; en el caso del perfil transversal, en zonas con mayor potencia de los estratos en la clave.

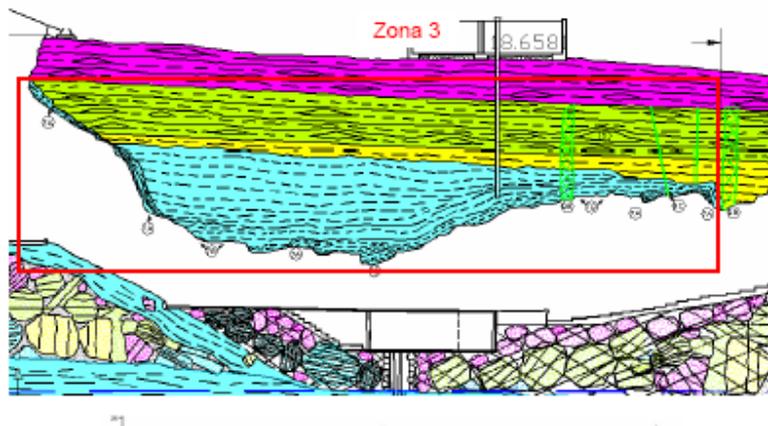


Figura 1. Perfil longitudinal efectuado a lo largo del auditorio (zona baja y de camerinos).

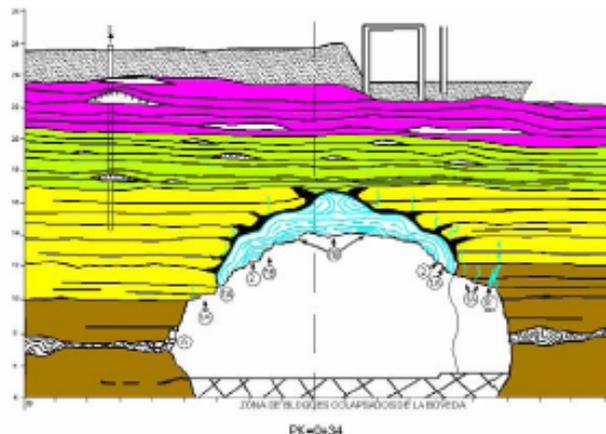


Figura 2. Perfil transversal tipo, con presencia de las diferentes coladas.

No obstante, para poder acometer las labores de refuerzo de la bóveda natural y así poder definir una sistemática de los tratamientos de manera coherente, se decidió clasificar las amenazas en función de su magnitud en tres grandes grupos.

3.1 Problemas de primer orden: inestabilidad estructural

Estarían vinculados con el posible colapso de toda o parte de la bóveda.

La estructura general de la bóveda es de tipo laminar, con capas de roca dispuestas horizontalmente, superpuestas unas con otras, normalmente muy fracturadas y poco soldadas, cuya capacidad resistente depende en gran medida del espesor y de la calidad de la roca, pero también es función de la amplitud de la luz o del vano de la cavidad.

Esta situación, que en principio se presupone general para todo el recinto, es especialmente crítica en la zona del Jameo próxima al vestíbulo de entrada, en el cual se dan diferentes características desfavorables, que actúan de manera concomitante:

- Una mayor dimensión de las secciones transversales de la caverna.

- Un menor espesor del macizo rocoso en la clave. Macizo rocoso que a su vez se encuentra particularmente fisurado y agrietado.
- Una disposición casi plana del techo de la sección.
- Una mayor facilidad para la alteración por la proximidad a la superficie libre exterior.

Los croquis adjuntos muestran las ideas aquí reflejadas, y representan un perfil longitudinal y dos perfiles transversales al tubo volcánico diferentes. Todos ellos en la zona de acceso, (Zona 1), precisamente en donde, en su momento geológico, se produjo un desplome.

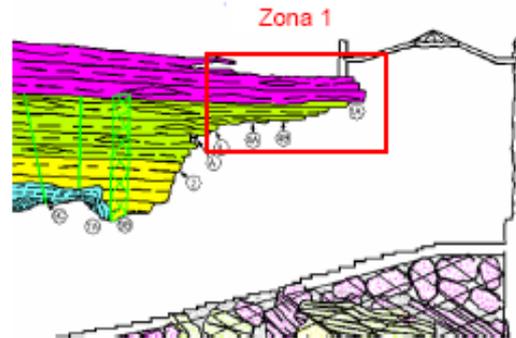
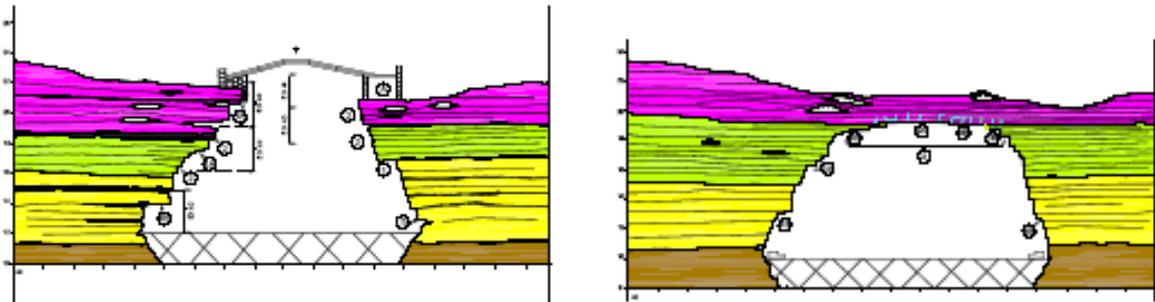


Figura 3: Perfil longitudinal del auditorio en la zona de la bocana.



Figuras 4 y 5: Perfiles transversales del auditorio en las zonas próximas a la bocana, con nulo o escaso recubrimiento.

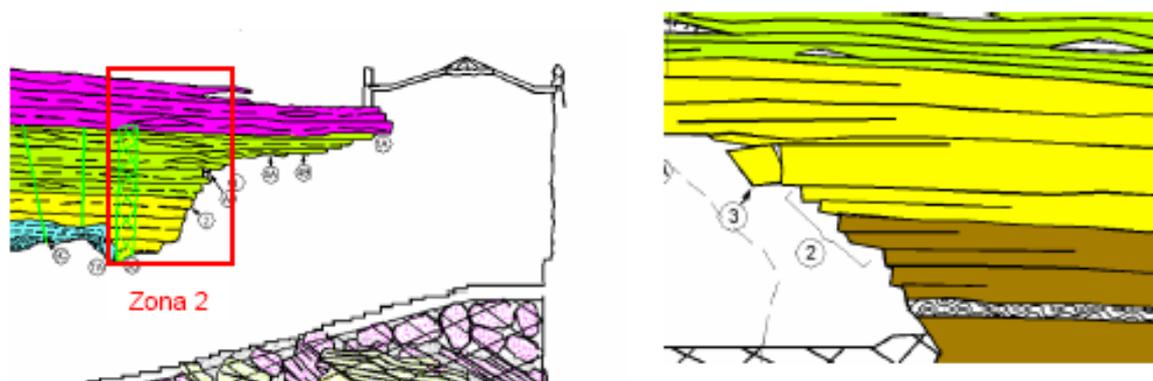
3.2 Problemas de segundo y tercer orden: inestabilidades puntuales por bloques de tamaño medio y pequeño

Se corresponden a situaciones de fallo posible vinculados con bloques potencialmente inestables o con una estabilidad en precario. En esta situación podría tener lugar a los efectos prácticos en cualquier parte del Jameo, dada la disposición estructural de las diferentes coladas afectadas.

Se encontrarían más o menos sueltos y los bloques de tamaño medio serían así calificados cuando sus dimensiones fuesen del orden de 50 a 60 cm de lado, es decir en el entorno de 0.5 a 1 m³. Su desprendimiento tendría adicional y obviamente un efecto negativo vinculado con el agravamiento de la pérdida estructural general del medio rocoso.

Su presencia es identificable con relativa facilidad, dadas las dimensiones implicadas, pero el análisis de su estabilidad de manera individualizada es muy problemático por desconocer el alcance y estado de las fracturas que lo configuran.

Ello obligó a efectuar consideraciones que llevaron a contemplar la posibilidad de su presencia de manera cuasi-generalizada en toda la caverna, e incorporar medidas de refuerzo en todo el auditorio.



Figuras 6 y 7: Perfiles longitudinal del auditorium en la zona próxima y media a la bocana. Perfil transversal al auditorium en la zona media (hastial).

Los llamados bloques de tamaño pequeño, también potencialmente inestables, tendrían unas dimensiones mas reducidas, del orden de $20 \cdot 20 \cdot 20 \text{ cm}^3$. Es decir tendrían un peso del orden de 50 kg, si se calculan empleando un coeficiente de mayoración próximo 1,5.

Su presencia es casi generalizada y afecta a un número muy elevado de unidades. Las soluciones de microcosido son muy problemáticas dado que el volumen de material implicado es demasiado reducido como para poder efectuar un taladro sin que se indujesen daños que pudieran afectar a su estabilidad o integridad y que pudiesen provocar el desprendimiento del bloque.



Fotografías 6 y 7: Diferentes aspectos de las coladas lávicas en hastiales de la caverna.

Con estas hipótesis el sistema de refuerzo se encaminó, de manera complementaria a las actuaciones ya incorporadas y que mejoran su situación, a incrementar los puntos de unión entre los distintos bloques, mejorando de forma individual el trabajo unitario de cada uno de

ellos, al solidarizarse entre sí con los de su entorno, y consiguiendo en definitiva una mejora de su comportamiento.

Dado el estado general de fracturación, se trataría de conseguir una respuesta conjunta, de los diferentes elementos naturales que estando próximos entre sí estuviesen parcialmente sueltos.

3.3 Problemas de cuarto orden: inestabilidades superficiales

Estas situaciones engloban una variedad de casos muy amplia y son consecuencia de fenómenos muy diferentes. Ello lleva implícito, a su vez, que los desprendimientos pueden ser también de manera errática y en teoría vinculados con elementos aislados, singulares, de partículas pequeñas pero de tamaños variables, comprendidas entre los tipos arena gruesa, gravilla, o grava, hasta partículas de mayor tamaño tipo morro, bloques de tamaño reducido o similar.

Esta situación se puede producir también en cualquier punto de la superficie de la caverna como consecuencia de la pérdida de cohesión, de la minoración de la resistencia alguna de las discontinuidades o incluso también como consecuencia de un proceso de alteración y degradación.

En ese sentido los tratamientos deben ser obviamente de tipo superficial y enfocados a consolidar los primeros centímetros de material, aumentando su cohesión e imbricación y reduciendo consecuentemente la susceptibilidad de la roca matriz a erosionarse.

4 SOLUCIONES PLANTEADAS Y EJECUTADAS

En primer lugar se planteó la necesidad de efectuar una limpieza intensa y de manera generalizada a toda la bóveda. Se trataba no solo de eliminar las numerosas eflorescencias presentes y los materiales de origen antrópico presentes en diferentes zonas del Jameo, si no también de provocar inestabilidades en aquellos elementos unitarios más o menos aislados y de inestabilidad precaria.



Fotografías 8 y 9: Hidrodemolición y lavado con agua a muy altas presiones

Para ello se utilizó agua a muy elevada presión, alcanzándose incluso los 2000 bares, en donde el éxito de la operación radica no solo en el tipo de boquilla de la pistola de agua que se utilice, si no también en la profesionalidad y experiencia del operario que la maneje, así como de la destreza con la que en cada ocasión, puntualmente, se trabaje.

Se conseguía también un segundo efecto muy beneficioso y no menos importante, como es el de incrementar las condiciones de seguridad de todo el personal durante la ejecución de los trabajos.

Con ello se consiguió disponer de una superficie exterior de los materiales (en el interior de la caverna) estable que a su vez aumentaba las condiciones de seguridad de todos los empleados.

Para cada tipo de problema se previó una solución específica individualizada. Complementariamente, de la conjunción de todas ellas y de su trabajo interdependiente, se pretendía lograr el grado de seguridad exigible en una instalación de estas características.

4.1 Soluciones de tipo estructural (soluciones tipo 1)

Se corresponden fundamentalmente con los fenómenos relacionados con la disposición horizontal de las numerosas coladas volcánicas que dan lugar a paquetes inestables, de orden normalmente decimétrico, en los cuales aparecen tanto voladizos como zonas con espesores de roca en clave muy reducidos.

Esta disposición estructural provoca en las obras subterráneas un problema típico bien conocido y denominado como de "techos planos", por el fallo a flexión de los estratos de la clave para una determinada longitud de vano crítico que depende del espesor del mismo y de la calidad e integridad de la roca.

Estas situaciones son siempre difíciles evaluar en términos de seguridad, porque dependen en gran medida de la calidad la roca. También dependen muy especialmente de la situación y estado en que se encuentren sus discontinuidades, muchas de las cuales, casi siempre, no son visibles.

Son tres las medidas que se han acometido:

- Bulones cortos e inyecciones de la resina desde el interior.

Se plantea con el objeto de crear una corona de 1 metro, alrededor de todo el perímetro exterior de la cueva.

Esta corona de material tratado constituye también una capa de reparto de las cargas que puedan provenir los anclajes más profundos, evitando la posible afección de muchos de los bloques de tamaño medio, y mejorando en gran medida la posible alteración de las juntas existentes en el macizo.

Esta actuación ha consistido en el empleo de inyecciones de resinas, fabricadas específicamente con una viscosidad elevada y con una coloración similar a la de la piedra del entrono. Los bulones se colocaban de forma manual en el interior de los taladros, efectuados a rotación, y dispuestos en una malla cuadrada variable, pero con carácter general cifrable en el entorno de 1 ·1 m².

Estos taladros fueron ejecutados con el diámetro más reducido posible que permite la colocación del obturador, limpiándose las zonas en las que se producía la salida de la resina inyectada.



Fotografía 10: Fabricación de la resina epoxi de coloración predeterminada.

En el interior de cada perforación, una vez efectuada la inyección de resina, se ha colocado una barra de fibra de vidrio de 16 mm de diámetro. Posteriormente, se efectúa una limpieza manual en la zona de la boca del taladro en la que hayan aparecido posibles restos de resina.

Como última actuación, finalmente, la boca de los taladros se disimula mediante un mortero realizado por la misma resina utilizada mezclada con piedra del propio Jameo previamente pulverizada.

El bulón instalado ha sido de fibra de vidrio debido fundamentalmente a su mejor resistencia frente a la erosión y en consecuencia a su mayor durabilidad a lo largo del tiempo. Se encuentran comercializados y están constituido por fibra de vidrio tipo E-glass, con un contenido mínimo de fibra en peso del 82%.

Las características mecánicas de los bulones de fibra de vidrio son las siguientes:

Propiedad	Valor
Módulo de tracción	47 GPa
Resistencia a la tracción	1 GPa
Elongación en la rotura	2.3 %

Se efectuaron en laboratorio varias pruebas para determinar la tensión última que se alcanza en el contacto bulón resina; Se ha logrado un valor medio de las diferentes pruebas realizadas de la resistencia a la tracción en la rotura, de:

$$\tau_{ult} = 3 \text{ MPa}$$



Fotografía 11: Bulones de fibra de vidrio.

- Bulones largos e inyecciones de resina desde el interior

De manera complementaria, para hacer frente a las inestabilidades de bloques de tamaño medio, se han instalado bulones de 4 metros de longitud, también de fibra de vidrio, de 46 mm de diámetro y unas 17 t de capacidad portante. Se han colocado de manera sistemática en toda la clave de la caverna, hasta la zona próxima a los hastiales, en donde, en esta última, aparece la unidad inferior de basaltos masivos, de mejores características mecánicas.

Con carácter general se han dispuesto en una malla de dos por 2 · 2 m² si bien en determinadas zonas, con carácter puntual y previa inspección de la disposición de las distintas coladas y de las dimensiones de sus voladizos, se han colocado con mayor intensidad y de manera individualizada.

La geometría del bulonado se ha dispuesto con una longitud máxima de 4 metros en las zonas en las que se disponía de suficiente espesor de roca.



Fotografía 12: Clave del auditorium con identificación individualizada de bulones colocados.

Debido a los problemas encontrados vinculados con la enorme porosidad de las formaciones lávicas, se optó por inyectar previamente una espuma de poliuretano, acuareactiva, con el objeto de rellenar las cavidades, para después reperforar el mismo

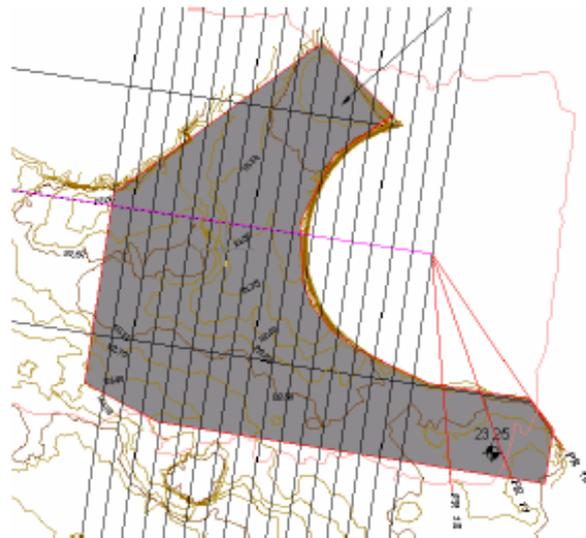
taladro introduciendo el bulón y la resina poliéster, con menor consumo de resina y con análogas prestaciones.

Uno de los problemas mejor solventados, a tenor de los resultados obtenidos, ha sido la disposición de los obturadores. Han permitido que para su entrada en carga no sean necesarias las placas de reparto en los bulones, merced también al trabajo realizado por las resinas, que dotan al conjunto del monolitismo correspondiente.

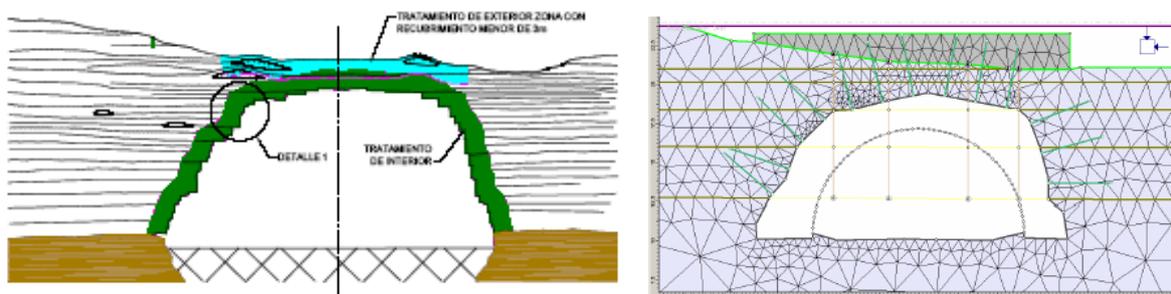
– Estrato mejorado para anclajes de bulones en la zona de la bocana

Con esta solución se ha provocado una mayor participación de la resistencia del propio terreno, mejorando en las zonas donde el espesor de la roca en clave es muy reducido; en particular lo ha sido en la zona próxima a la entrada al jameo delantero.

El objetivo buscado ha sido el de conseguir un estrato desde el que efectuar unos anclajes mediante bulones, en este caso desde la superficie exterior, y no tanto el objetivo de crear un elemento estructural tipo losa propiamente dicha. Su peculiar geometría ha venido directamente prefigurada por las condiciones de contorno definidas por las edificaciones presentes, que al haber sido diseñadas por Cesar Manrique no se podía actuar sobre ellas.



Figuras 8: Geometría de planta del llamado "estrato mejorado".



Figuras 9 y 10. Perfil trasversal del Jameo en la zona próxima a la bocana y sección del estrato mejorado. Representación gráfica a efectos de cálculo, con la losa incorporada.

Por encontrarse situado en una zona especialmente sensible, se ha construido una losa cuidando de no incrementar el peso sobre la clave de la caverna. Por ello, el árido empleado

para el hormigón ha estado formado con un material ligero y se ha podido conseguir una densidad inferior a 1.45. A pesar de los intentos realizados, no fue posible utilizar para este fin arenas y gravas de origen volcánico, tipo picón o similar, por no conseguirse las características mecánicas mínimamente exigibles.

Las perforaciones fueron grabadas mediante cámara de TV pudiéndose apreciar las enormes oquedades y cavidades presentes. Por ello se decidió inyectar previamente un mortero fluido sin retracción, de altas prestaciones resistentes, tipo "grout". Una vez reperforados se efectuaba una prueba de permeabilidad al agua y en caso afirmativo se introducía el bulón y se inyectaba posteriormente la correspondiente resina.

El objetivo final buscado era el de disponer de un elemento rígido y seguro desde el que poder colgar las coladas basálticas infrayacentes, próximas a la bocana, y precarias en su geometría y estado.



Fotografías 13 y 14: Perforadora posicionada para la ejecución de taladros desde el exterior en el estrato mejorado. Vista panorámica del estrato mejorado una vez terminado.

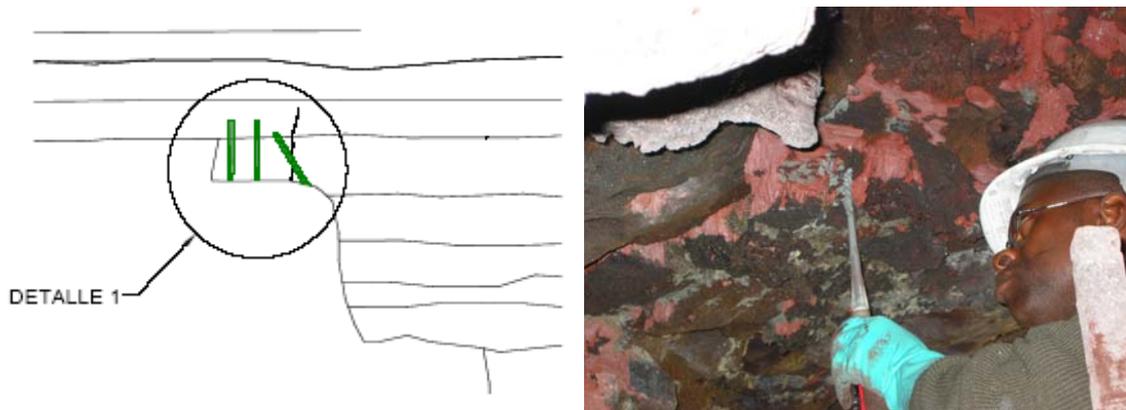


Figura 10: Esquema de la forma de trabajo de los microcosidos. Fotografía 15: Instalación manual del la resina mediante cánula.

4.2 SOLUCIONES DE TIPO PUNTUAL

Se trata de actuaciones que pretenden asegurar bloques de hasta 1 m³ de volumen, un peso de hasta 3 - 4 Tons, que pudieran encontrarse aislados del resto del macizo rocoso y se encontraban en una situación de equilibrio precario.

Frente a estos elementos se acometieron dos actuaciones.

La primera de ellas consiste en un “microcosido” de bloques, también mediante barras de fibras de vidrio, cortas, de < 50 cm de longitud y de 8 mm de diámetro, introducidas e inyectadas de resinas epoxi, de forma manual y mediante una cánula.

La segunda de ellas también llamada como soldadura química ha consistido en la colocación manual, en las superficies de agrietamiento observadas, de un cordón de una resina comercializada, y que tiene una resistencia a la tracción de 3 MPa.



Fotografías 16 y 17: Cordones de soldadura química una vez colocados.

Una vez terminadas todas estas labores se procedió a aplicar una limpieza con agua a alta presión, utilizando de nuevo la técnica de la hidrodemolición, para también conseguir una caída de elementos que pudieran haber permanecido en su posición original pero en precario.

4.3 SOLUCIONES DE TIPO SUPERFICIAL

Finalmente, como tratamiento último aplicado de manera generalizada a toda la superficie de la bóveda natural, se ha procedido a impregnar a toda ella de un revestimiento de poliuretano transparente que no afectase:

- ni a la permeabilidad del medio natural,
- ni al aspecto estético que presenta la roca en estado natural.

Este último requerimiento exigió un elevado número de pruebas previas, hasta conseguir un producto con la textura y la coloración adecuada al entorno, en cada zona de la caverna.

5 ASPECTO FINAL DE LA OBRA TERMINADA

Este acondicionamiento de una caverna natural, vinculada con un tubo volcánico supone, con los datos disponibles, la primera intervención en un medio volcánico subterráneo realizada bajo los presupuestos de un respeto radical a las condiciones medioambientales. La conclusión de la obra ha permitido lograr unos resultados enteramente satisfactorios desde el punto de vista de garantía estructural y estético.

Uno de los éxitos conseguidos, a tenor de la observación efectuable por cualquier persona de manera directa y confirmada por las opiniones vertidas por los responsables de la propia Fundación Cesar Manrique, ha sido precisamente el hecho constatable de que se ha

conseguido en todo momento mantener la estética del propio entorno natural. Éxito que se observa no solo mediante una inspección visual directa, detallada y a corta distancia, de la superficie de la bóveda sino sobre todo de la visión general, algo distanciada, dado que el uso habitual del recinto permite una cierta lejanía entre los asistentes y la superficie de la bóveda.

La fotografía adjunta está tomada precisamente el día de la inauguración. Resulta evidentemente insuficiente para mostrar el producto conseguido, pero puede ilustrar del aspecto final de la obra una vez terminada y sobretodo invita a contrastar esta opinión aquí manifestada, mediante la observación propia y personal.



Fotografía 18: Aspecto general del auditorio del Jameo en el día de la reinauguración.

6 AGRADECIMIENTOS

Desde los primeros informes que se elaboraron en su momento y que recogían las recomendaciones y estudios a realizar, pasando por la redacción del proyecto de construcción, así como para las labores de dirección y asistencia técnica a la obra, durante el tiempo que duraron las mismas, se constituyó un grupo de trabajo del que formaron parte; el Profesor Alcibíades Serrano González, hoy homenajeado, don Eduardo Pradera Gámez y don Diego Fernández de Castro, además de mi persona. La dirección de la obra por parte de la propiedad, en este caso el Cabildo Insular lanzaroteño, recayó en la persona de Don Antonio Cárdenas Carrillo. La ejecución material de la obra fue llevada a cabo por la empresa especializada en inyecciones HCC (Hidráulica, Construcción y Conservación).

Gracias a la participación y colaboración de todos ellos y sin la inestimable ayuda de los miembros de la Fundación César Manrique, los logros conseguidos y la calidad del producto final alcanzado no hubiesen sido posibles. En este sentido resulta de justicia señalar que el trabajo realizado es más fruto de la colectividad que de las propias personas consideradas individualmente. A todos ellos mi reconocimiento y agradecimiento.

LA INCERTIDUMBRE EN EL PROYECTO DE UN TÚNEL

Alcibíades SERRANO GONZÁLEZ
ETSICCP-UPM, Madrid, España

ABSTRACT: Se comentan las razones más importantes por las que los proyectos de túneles y otras obras subterráneas adolecen de incertidumbres prácticamente imposibles de eliminar. Se propone una estrategia para reducir estas incertidumbres. Se muestra, como ejemplo, la falta de rigor del concepto tan usado de línea característica.

1 INTRODUCCIÓN

La incertidumbre está presente en todas las obras de la Ingeniería Civil, razón por la que en todas ellas existe un cierto riesgo, riesgo que la Técnica trata de minimizar y de llevar a unos valores aceptables. Esos valores dependen fundamentalmente de las consecuencias de un posible fallo tales como pueden ser pérdidas de vidas humanas, desastres ecológicos, etc.

A la Sociedad este concepto de riesgo le es totalmente ajeno, lo desconoce en absoluto. Este desconocimiento se constata, por ejemplo, en los juicios que siguen en muchos casos al fallo de una obra civil. Tanto jueces como fiscales, letrados periodistas y público, en general desconocen la existencia del riesgo, que por otra parte es inherente a la vida misma.

Si en todas las obras civiles hay incertidumbre, en las obras subterráneas se dan muchas circunstancias que la agravan y esto se produce no sólo en túneles singulares, muy profundos, largos, submarinos, etc., sino también en cualquier túnel aún en aquellos que se presentan, en principio, aparentemente sin problemas, como la experiencia desgraciadamente nos hace recordar a veces.

Es un hecho que toda obra civil lleva asumido un cierto riesgo, pero hay que tener mucho cuidado en no caer en la llamada por los jueces “imprudencia temeraria”, que es un delito. El concepto de previsible o imprevisible separa según la ley la imprudencia temeraria del riesgo asumido.

A lo largo de esta charla trataremos de comentar estas circunstancias, no de una manera exhaustiva, lo cual nos sería imposible, y de establecer un esbozo de estrategia para eliminar o cuando menos reducir sus consecuencias.

2 TIPOS DE OBRAS

Las obras de las que se ocupa la Ingeniería Civil se pueden clasificar en dos tipos según su relación con el terreno:

- Obras aditivas
- Obras sustractivas

En las obras aditivas añadimos algo al terreno, como puede ser el caso de una presa, un puente, un terraplén, etc.

En las obras sustractivas se quita terreno al terreno. Es el caso de un desmonte o de un túnel.

Las obras aditivas a su vez pueden ser de dos subtipos:

- Obra aditiva positiva
- Obra aditiva negativa

En las obras aditivas positivas se añade una carga positiva al terreno. Llamamos positiva la carga que aumenta el efecto de la gravedad. En las obras aditivas negativas, lo que se añade es una descarga de la gravedad, como podría ser el tiro de un anclaje. En lo sucesivo, cuando hablemos de obras aditivas sólo nos referiremos a las obras aditivas positivas.

En el cuadro siguiente se exponen de una manera sucinta las notas distintivas de los dos tipos de obras.

Tabla 1: Notas distintivas.

Tipo	Esencia	Acción en el terreno	Consecuencias de la acción		Atención del proyectista sobre
			Tensiones	Movimientos	
Obra aditiva	Cuerpo	Pone	Carga	Asientos	El cuerpo y su interacción con el terreno
Obra sustractiva	Vacío	Quita	Carga y descarga	Convergencia	La frontera del vacío y su interacción

El túnel, como obra sustractiva típica, es esencialmente el vacío que queda después de extraer el terreno, en cuyo entorno se producen cargas y descargas tensionales y cuyo fenómeno más notorio y observable es la convergencia.

Al ser el túnel en sí un vacío, lo único que tiene el ingeniero como materia de actuación es la frontera del vacío, es decir, el terreno del entorno del túnel y lo único sobre lo que puede ejercer su actuación como ingeniero es en la interacción de este entorno con el vacío.

3 FENÓMENOS MECÁNICOS EN EL TÚNEL

Es interesante detenerse un poco en el proceso mecánico que se pone en marcha con la apertura de un túnel. Ello permite destacar los distintos eslabones de la cadena de incertidumbres.

- El túnel, como se ha dicho, es un vacío, un hueco que se abre dentro del terreno.
- El terreno, antes de que se abriera el hueco del túnel estaba ya tensionado y en equilibrio estático.
- La apertura del hueco del túnel implica la eliminación del terreno que ocupaba ese hueco. Al eliminar este núcleo de terreno desaparecen las tensiones que ejercía contra la que ahora, después de la apertura, es la frontera del hueco.
- La eliminación de esas tensiones desencadena un proceso de relajación tensional en el macizo, que buscará entonces un nuevo equilibrio estático.
- A la relajación tensional se asocian unas deformaciones cuya existencia se hace visible en el proceso de convergencia que se desencadena en el contorno del túnel.
- Todos estos fenómenos tenso-deformacionales se producen preferentemente en el contorno del túnel, lo que obliga a que el ingeniero centre su atención sobre el terreno del contorno, frontera del vacío.
- En unos casos la convergencia tiene un límite y se llega a una situación de estabilidad. Desde un punto de vista teórico cuando esto se produce, la construcción del túnel como tal ha terminado. En otros casos la convergencia no se estabiliza y es necesario actuar para que el hueco abierto del túnel no termine por cerrarse.
- Esa actuación es parte fundamental de la construcción del túnel. En síntesis, puede ser de dos tipos:
 - Acciones que tratan de reestablecer en alguna medida las tensiones que existían originalmente en la frontera del hueco.
 - Acciones que tratan de modificar la naturaleza del terreno.

4 EL TERRENO

En las obras aditivas la atención del proyectista se vuelca preferentemente en el cuerpo de la obra que está constituida por un material perfectamente conocido.

- El material del cuerpo de la obra está fabricado de acuerdo a unas especificaciones de proyecto. Se conoce su comportamiento mecánico, con una variabilidad estadística establecida, exigida y controlada según proyecto.
- Se conocen, en general, las acciones sobre el cuerpo de la obra con una variación estadística determinada, sin embargo, las acciones en aquellos casos relacionados con eventos de la naturaleza, como viento, oleaje, avenidas, etc. tienen una incertidumbre que puede ser muy grande.

En estas obras aditivas, en mi opinión, la atención del proyectista sobre el terreno es en muchos casos secundaria. Casi siempre concibe y coloca la obra sin tener en cuenta el terreno, lo que no debería ser así. El proyectista delega totalmente en el geotécnico, que deberá resolver los problemas existentes previamente o que se hayan creado y lo que es peor, muchas veces le presiona para que adopte y avale ciertas decisiones suyas para resolver la situación.

En las obras sustractivas el cuerpo de la obra es un vacío. La atención del proyectista se centra ahora en el terreno que es la frontera que delimita ese vacío. El proyectista es en este caso, generalmente, y esencialmente el geotécnico.

El terreno, a diferencia del cuerpo de la obra aditiva, está dado. No se fabrica con unas especificaciones que cumplan una serie de requisitos. Al terreno hay que aceptarlo tal como es.

El terreno no se conoce. Hay que investigarlo en todos sus aspectos, que son muchos:

- Litología y estructura a lo largo y a través del túnel.
- Comportamiento mecánico in-situ, muy diferente en ciertos casos del comportamiento de laboratorio y ello para cada una de las litologías atravesadas.
- Estado tensional inicial, que muchas veces puede ser muy importante.
- Condiciones freáticas, etc.

El terreno se nos presenta como un libro arcano y cerrado. El libro hay que abrirlo, leerlo, interpretar lo leído, luego tomar las decisiones adecuadas y finalmente ejecutar esas decisiones de una manera correcta.

El terreno es como un libro de J.L. Borges. Tiene infinitas páginas. Entre cada dos páginas hay siempre una tercera. Las páginas están en mal estado. Se leen mal y no se pueden leer en su totalidad porque están borrosas. En algunos casos sólo algunas frases sueltas y truncadas. A veces sólo unas pocas palabras.

Con esa lectura tan precaria, unas pocas páginas, frases truncadas y palabras sueltas, el proyectista tiene que componer un relato, ajustado a lo poco que tiene y que dé sentido a todo el libro. Y con ese relato, casi todo él fabricado, se proyecta y construye el túnel.

5 EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO

- Las incertidumbres del relato son aún mayores cuando se trata de establecer el comportamiento mecánico de los distintos materiales del terreno.

Se tiene pocas muestras de cada uno de ellos y su representatividad es muy discutible. Los materiales de peor calidad se han perdido o están en muy mal estado. Los tipos de ensayos que se pueden hacer con ellos son muy limitados. Compresión simple y poco más. Frente a la complejidad de las trayectorias de tensiones de carga y descarga desde su estado tensional inicial que va a experimentar el terreno en estas obras sustractivas, esos ensayos no son nada.

Luego, no hay que olvidar, que con todo eso, sólo se logra investigar el comportamiento en laboratorio de unas muestras de volumen reducido.

Los ensayos in-situ a escala suficiente son prácticamente inviables en la mayor parte de los casos. Los que se hacen son muy simples y de volumen pequeño.

El comportamiento a gran escala en campo puede ser y es, en la mayoría de los casos, muy distinto del comportamiento en laboratorio. Esa diferencia se acentúa en aquellos materiales con una componente reológica acusada. Las predicciones de la evolución de la convergencia basada en modelos reológicos constitutivos obtenidos en ensayos de laboratorio son completamente irreales.

Hay que hacer una mención especial a los modelos constitutivos que se utilizan en el análisis tenso-deformacional de los túneles. Se dispone en la actualidad de códigos y programas de cálculo muy perfeccionados, pero los modelos constitutivos que se introducen en los cálculos de los túneles son muy groseros.

Los modelos acrónicos de tipo elastoplástico no son buenos. La realidad no es elastoplástica. La prueba más sencilla es que se observan y miden convergencias. La teoría de la plasticidad, aparte de adolecer de ciertos problemas de consistencia para grandes deformaciones, no es suficiente, le falta la dimensión tiempo. La degradación del material en el tiempo, habría que introducirla de alguna manera.

La viscoelasticidad es una teoría en sí perfecta, pero como lo es la elasticidad, insuficiente. En el campo de los túneles, es más interesante la viscoelastoplasticidad y aquí el panorama es desolador. No se dispone de modelos reológicos consistentes, cuando entran en juego las deformaciones plásticas. Las ecuaciones constitutivas viscoplásticas que hemos encontrado en la literatura, con motivo de la tesis de G. Sandoval son de un empirismo abrumador sin un fundamento mecánico sólido, con una multitud de coeficientes ajustables ad hoc.

Estos temas, a mi juicio, tienen una importancia capital para el dimensionamiento de los sostenimientos, especialmente en los grandes, largos y profundos túneles que se abordan en la actualidad.

Conscientes de esas dificultades, propusimos hace pocos años, para un túnel de esas características, de gran longitud y profundidad, una campaña de ensayos de campo y mediciones de convergencias en cámaras a gran profundidad derivadas de la excavación principal, para que la investigación no entorpeciera la marcha de la obra. Cuando parecía que el proyecto iba a ser aprobado, por razones que se me escapan, el organismo para el que trabajaba fue excluido y todo quedó en nada. Fue una excelente oportunidad perdida de investigar el comportamiento reológico in-situ de materiales que eran claramente reológicos, a grandes presiones y comprobar y evaluar las diferencias con el comportamiento de muestras de volumen reducido en el laboratorio.

6 ESTRATEGIA FRENTE A LA INCERTIDUMBRE

6.1 En el proyecto

Se parte del concepto esencial: el túnel es un hueco, un vacío.

El proyecto del túnel versa sobre la construcción y mantenimiento de ese hueco.

El hueco se abre en el terreno, en un material extraño, oscuro y complejo que los técnicos de otras especialidades que no sean la Geotecnia o los principiantes en esta rama, no comprenden del todo o lo que es peor, creen a veces comprender.

El conocimiento que se tiene del terreno, al proyectar el túnel, es incierto. Incierto en todos los aspectos que se han comentado anteriormente. La asunción de esa incertidumbre es fundamental en el proyecto del túnel y no debe olvidarse nunca.

Si el proyecto del túnel es en esencia el proyecto de la ejecución y mantenimiento del hueco, para su concepción y elección de la solución debiera tenerse en cuenta:

- La evaluación de la incertidumbre final inherente a cada solución.
- La repercusión de esa incertidumbre en el coste, plazo y riesgos de vidas humanas.

Ambos temas son de muy difícil tratamiento técnico. Por ahora, cuando se hace, que no siempre es así, sólo se aborda de una forma cualitativa. Sería muy conveniente, el establecer una metodología que permitiera de una manera sistemática, determinarla

cuantitativamente, conscientes de que esa determinación sería siempre aproximada. En mi opinión este sería un buen tema de investigación con gran interés para la Ingeniería Civil.

La incertidumbre debe ser contemplada en cada fase del proyecto. En particular hay que contemplarla en:

- La contratación, por la Propiedad, de todas y cada una de sus partes:
 - Proyecto propiamente dicho, (documento que entrega el proyectista, que define la obra y con el que ésta se ejecuta).
 - Dirección de Obra y Asistencia Técnica.
 - Construcción.
 - Conservación, explotación y mantenimiento.
- El proyecto propiamente dicho, redactado por el proyectista.
- La construcción por parte del Constructor, Dirección de Obra y Asistencia Técnica.
- La conservación y mantenimiento, llevados por la Propiedad o el Adjudicatario de la Concesión, en su caso.

El olvido de esta recomendación puede llevar a consecuencias desastrosas.

6.2 En la construcción

6.2.1 Ideas básicas

El proyecto está basado sobre conclusiones con un cierto grado de incertidumbre. La construcción se inicia suponiendo que esas conclusiones son ciertas, pero la propia construcción debe ir constatándolas y desvelando las incertidumbres.

La estrategia del proyecto es simple:

- El proyectista debe tener previsto los distintos escenarios que puedan presentarse y no sólo los que el incierto relato del terreno le podría sugerir. La sorpresa puede saltar siempre. El terreno casi siempre guarda un último secreto.
- A cada escenario debe tener asociada una actuación oportuna.
- Y no se debe olvidar que siempre es posible que exista una situación no prevista.

6.2.2 Acciones en la construcción

Este tema es a mi juicio de capital importancia para que la obra del túnel llegue a un buen fin.

El fallo de alguna de sus partes en la construcción de un túnel lleva al desastre. Toda la ejecución de la obra es como una cadena. Cuando se rompe un eslabón se rompe la cadena.

Se parte de que la construcción debe ir desvelando las incertidumbres, por lo que debe por lo tanto quedar muy claro, tanto en los contratos como en el proyecto, los siguientes extremos:

- Cómo se desvela la incertidumbre. (Planes de control, reconocimiento del terreno y auscultación que deben realizarse durante la construcción).

- Quien desvela la incertidumbre, dado que existen tres figuras en la obra: Dirección, Asistencia y Constructor.
- Quién interpreta lo desvelado.
- Quién dictamina las medidas que correspondan.
- Quién decide la adopción de las medidas.
- Quién las ejecuta.
- Cómo se controla la ejecución de las medidas y sus resultados.
- Cómo se evalúan económicamente las medidas, cómo se pagan en cada caso y quién paga.
- Finalmente, quién se enfrenta con los escenarios no previstos.

7 ASPECTOS ECONÓMICOS

Aunque he dejado para el final los temas de carácter económicos del proyecto del túnel no por ello carecen de importancia o ésta es menor.

En realidad, su importancia es capital. El éxito o el fracaso o cuando menos, retrasos en los plazos de construcción o encarecimientos injustificables de las obras, son debidos a un mal enfoque o definición en los contratos de todas las actuaciones de obra, ya sean las unidades propiamente dichas de obra, ya sean las medidas que he citado anteriormente en relación a la incertidumbre inherente al proyecto del túnel.

La norma fundamental en relación a los aspectos económicos, es que en esta materia no puede quedar ningún resquicio con incertidumbre a desvelar mientras se construye. Como se evalúa, cuánto se paga y finalmente quién paga, debe quedar bien claro en los diferentes contratos.

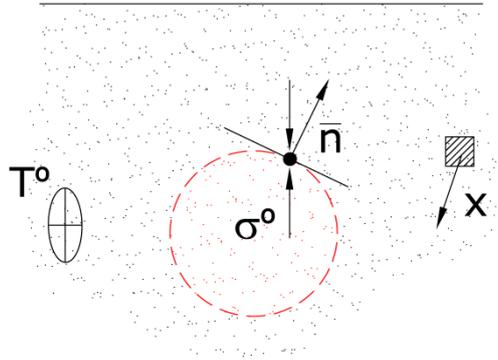
8 FINAL

He llegado al final de esta charla. He tratado de hacer un recorrido rápido por todos aquellos aspectos que me ha parecido tenían alguna influencia sobre las incertidumbres propias del proyecto de un túnel. Estoy seguro que me he dejado alguno fuera y que en muchos de ellos sería necesario un tratamiento más profundo que el que aquí se les ha dado. Que quede para otra ocasión y para otras personas.

APENDICE: La incertidumbre en el análisis de la convergencia

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Tensiones y deformaciones antes de la apertura



- El terreno está tensionado con la tensión T^0 , debido a:
 - el campo gravitatorio
 - empujes tectónicos
- Las tensiones están en equilibrio con las fuerzas de masa

$$\operatorname{div} T^0 + X = 0 \quad (1)$$

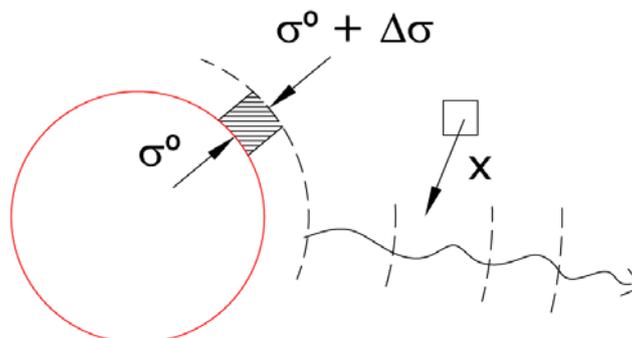
- El terreno tiene unas deformaciones iniciales D^0
- Tiene almacenada una cierta energía elástica W^0

$$W^0 = (1 - \alpha) \left[\frac{1}{2} T^0 D^0 \right] \quad (2)$$

- Sobre el contorno de lo que va a ser el hueco del futuro túnel hay unas tensiones (vectoriales) σ^0

$$\sigma^0 = T n^0 \quad \sigma^0 = T n^0 \quad (3)$$

1.2 Tensiones después de la apertura



- Se abre el hueco del túnel eliminando el terreno
 - Se elimina así la tensión σ^0 sobre el elemento diferencial del contorno.
 - El elemento queda desequilibrado y se mueve.
 - El desequilibrio se traslada al elemento contiguo y así sucesivamente a todo el espacio y con él, el movimiento.
 - Se llega a la situación final de equilibrio

$$\operatorname{div} T^1 + X = 0 \quad (4)$$

$$T^1 n = 0 \quad (5)$$

- Se produce así una relajación de tensiones DT^0

$$DT^0 = T^1 - T^0 \quad (6)$$

que verifica las ecuaciones:

$$\operatorname{div} DT^0 = 0 \quad (7)$$

$$DT^0 n = -\sigma^0 \quad (8)$$

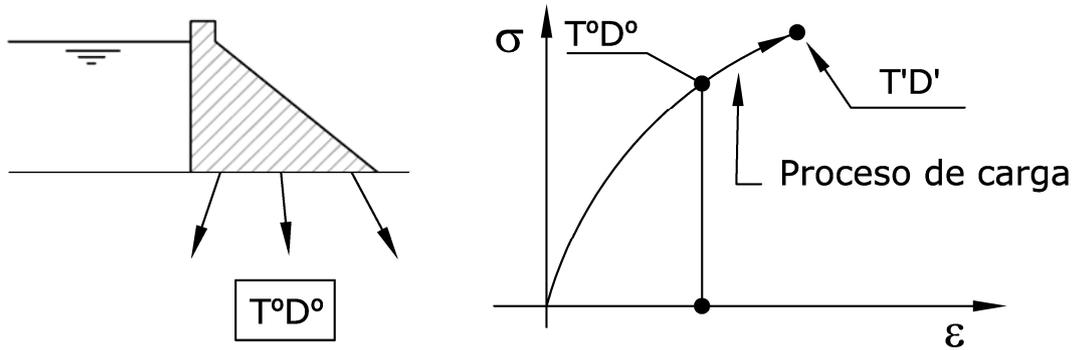
1.3 Proceso de convergencia

- Se desencadena un proceso de convergencia en el contorno del túnel.
 - Su evolución con el tiempo depende de la reología del material.
 - La convergencia siempre necesita un cierto tiempo para llegar a su valor final.
- Se produce una liberación de parte de la energía W^0 almacenada inicialmente.
 - La forma en que se libera depende de varios factores:
 - Reología del material.
 - Cantidad total de energía relativa.
 - Forma de la excavación etc.
 - Puede tener carácter explosivo en túneles profundos.
- La influencia del túnel teóricamente en medios elásticos y elastoplásticos llega hasta el infinito. En la práctica su influencia está mucho más limitada (sistemas elíptico e hiperbólico).

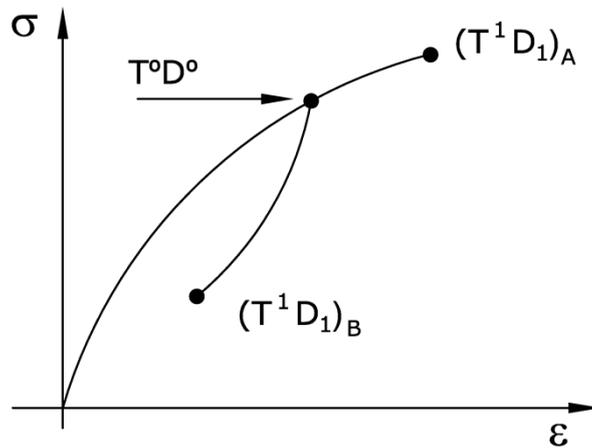
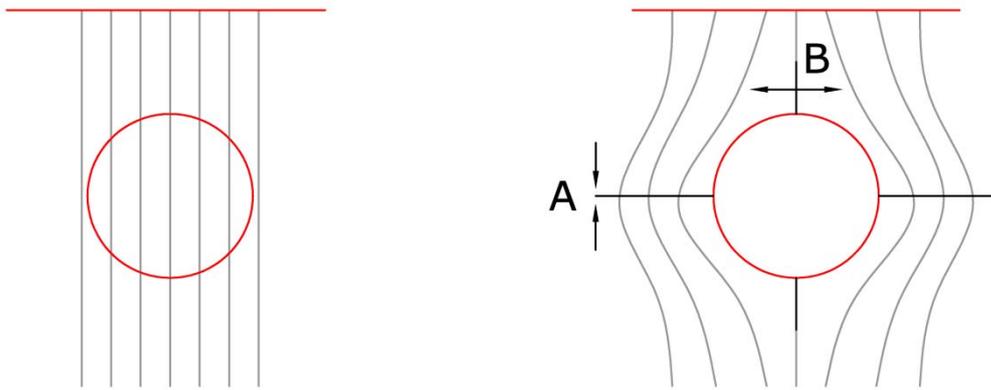
2 RELAJACIÓN DE TENSIONES

2.1 Según el tipo de obra

En las obras aditivas el cuerpo de la obra carga el terreno



En las obras sustractivas pueden producirse procesos de carga o de descarga según la posición



Este efecto añade nuevas posibilidades de incertidumbre, ya que el comportamiento mecánico en carga y descarga es muy diferente.

2.2 Tensiones en medios acrónicos

2.2.1 Hipótesis simplificatoria

- Simetría axial en sollicitaciones y en formas.
- Medio sin peso cargado con una tensión inicial p^0 .
- Se estudia el caso de la sección del túnel a través de las variables de Hill.

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (8)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (9)$$

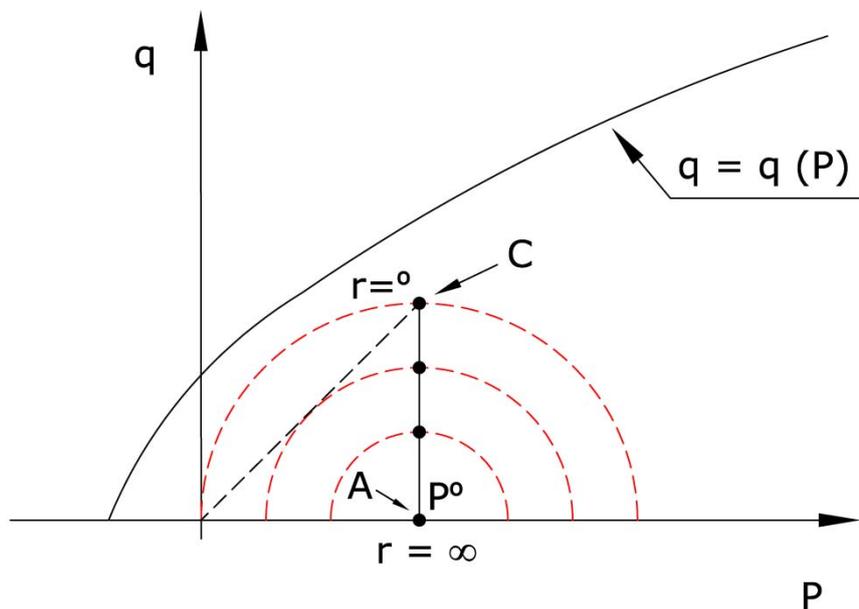
- Se desprecia la influencia de la tensión principal intermedia, s_2 .
 El medio tiene un criterio de rotura expresable en la forma:

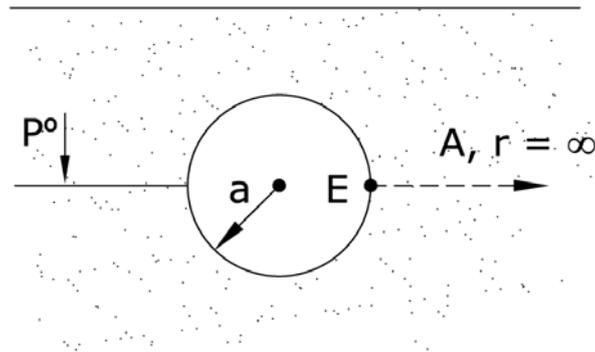
$$q = q(p)$$

- Se tiene que si :
 $q(p) - q > 0$: El medio está en estado elástico.
 $q(p) - q \leq 0$: El medio está en rotura

2.2.2 El caso elástico

Si no hay fuerzas de filtración, el centro del círculo de Mohr (variable p) no varía en el macizo durante el proceso tenso-deformacional.





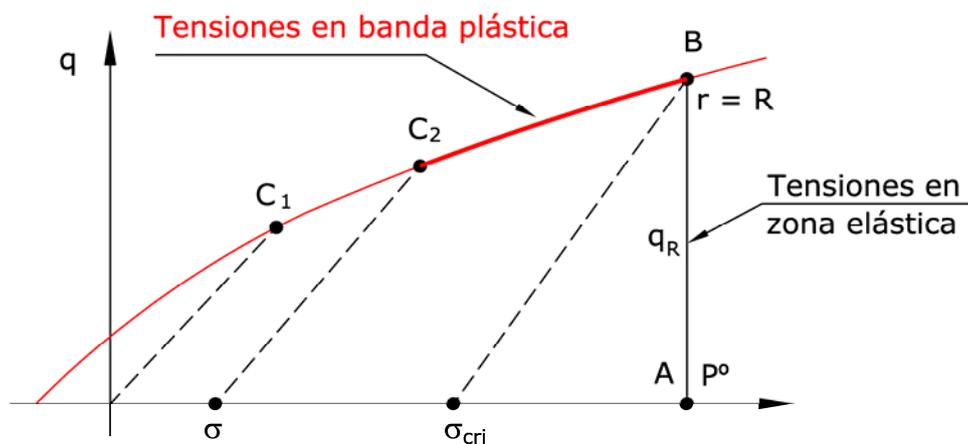
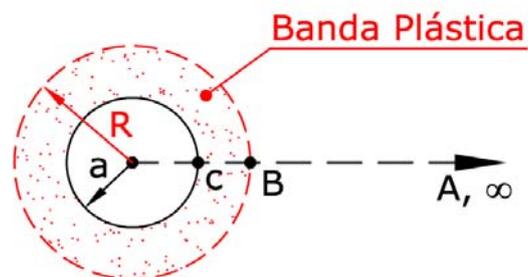
2.2.3 El caso elástoplástico

– Zona elástica

$$\left(\frac{1}{\text{sen } \rho} - 1 \right) \cdot \frac{dq}{q} = \frac{2dr}{r} \quad (10)$$

$$\text{con } \text{sen } \rho = \frac{dq}{dp} \quad (11)$$

$$q_R = q(p^0) \quad (12)$$



2.3 Deformaciones en medios elástoplásticos

2.3.1 Bases

- Deformación elástica definida por los parámetros σ , μ
- Deformación plástica definida por la ley de fluencia

$$\text{sen}\psi = N(\text{sen}\rho) \quad (13)$$

ψ : dilatancia

ρ : rozamiento interno

2.3.2 Sistema resolvente

$$(1 - \text{sen}\psi) \frac{d\gamma}{dq} + B(q)\gamma = -\frac{1}{G} \left(\text{sen}\psi + \frac{1-2\mu}{\text{sen}\rho} \right) \quad (14)$$

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dq} = -\frac{B(q)}{2} \gamma \quad (15)$$

$$u = r\varepsilon_\theta \quad (16)$$

$$B(q) = \left(1 - \frac{1}{\text{sen}\rho} \right) \frac{1}{q} \quad (17)$$

γ : distorsión

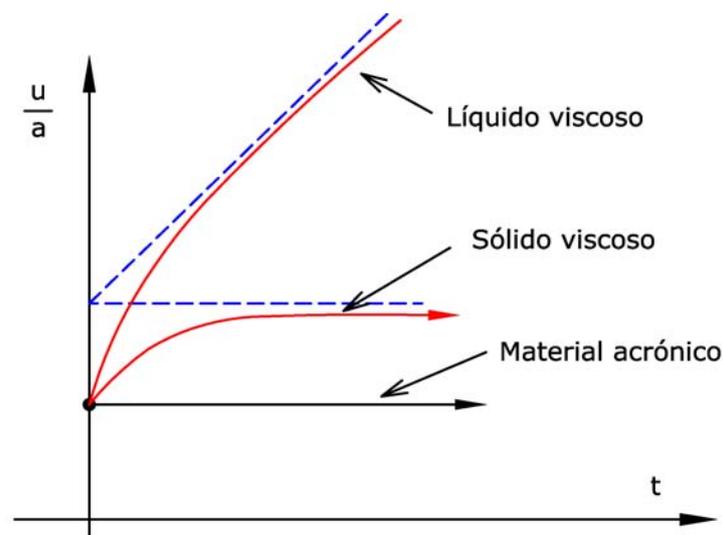
ε_θ : deformación circunferencial

u : convergencia

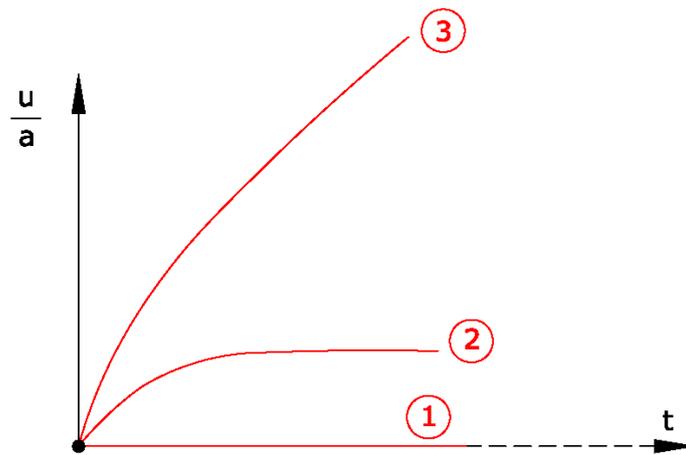
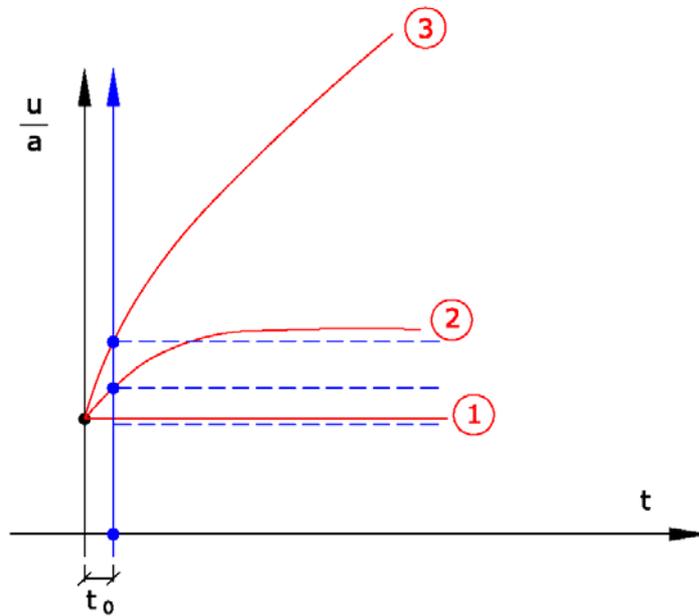
3 CONVERGENCIAS

3.1 Curvas de convergencia

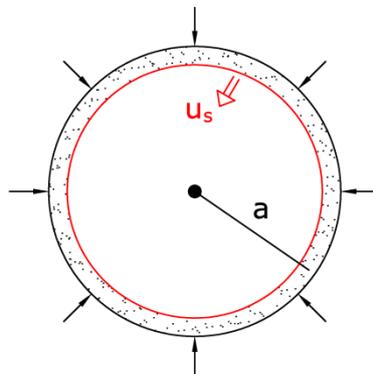
3.1.1 Teóricas



3.1.2 Medidas

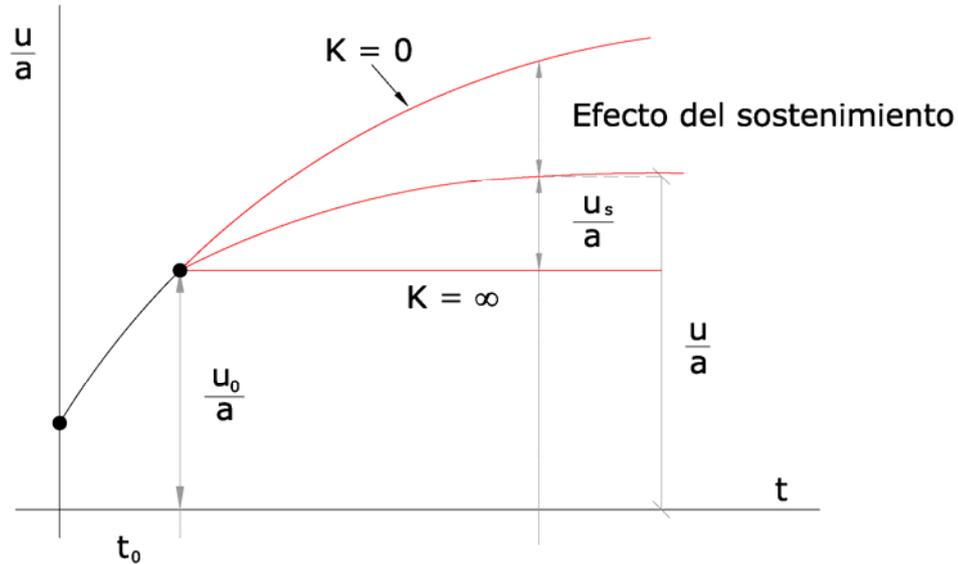


3.1.3 Influencia de sostenimiento

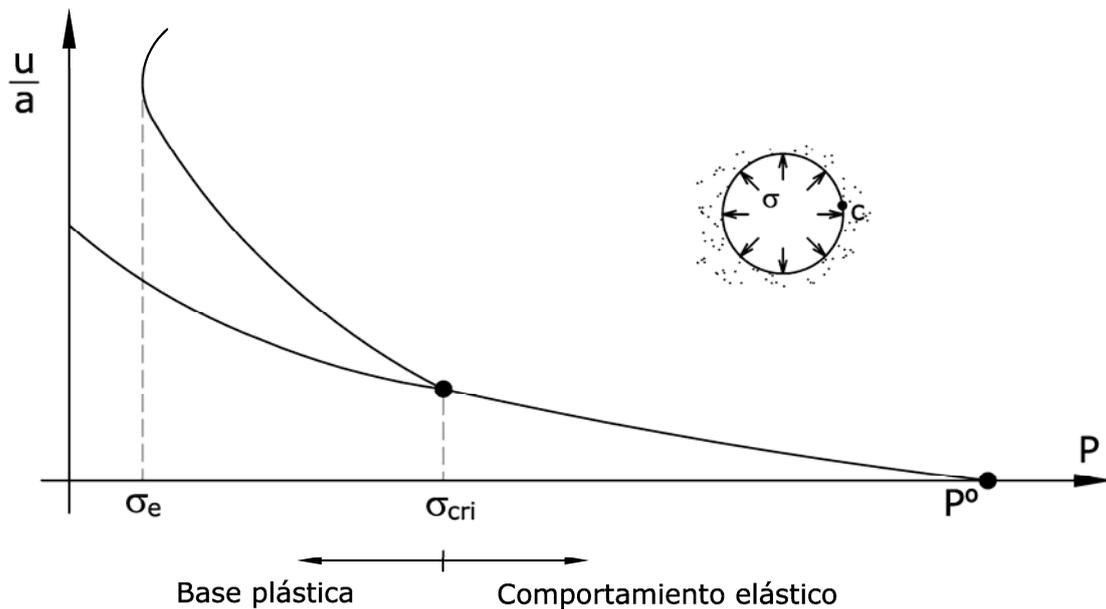


3.1.4 Características del sostenimiento

$$\frac{u_s}{a} = \frac{\sigma}{K}$$



3.2 Línea característica de un túnel

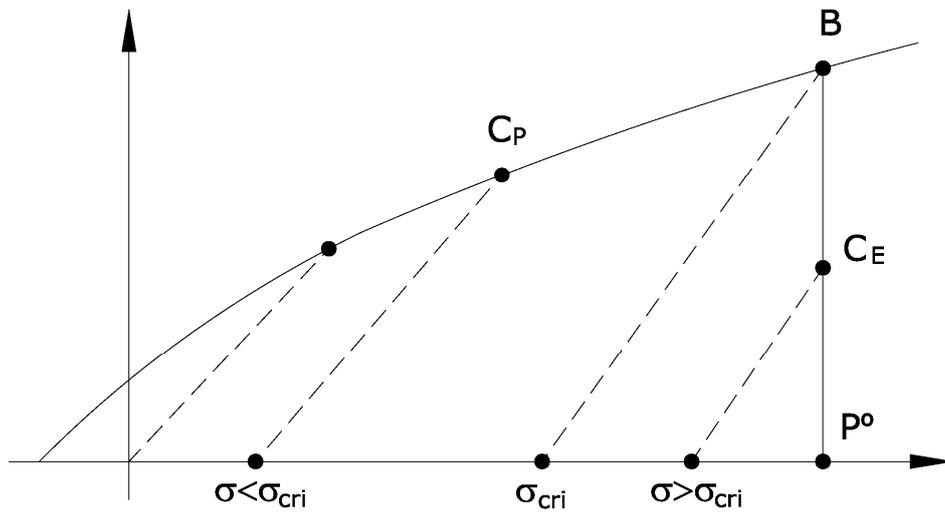


– Hipótesis básica:

- La tensión sobre el contorno pasa directamente de p^0 a s
- La línea característica es la relación entre la presión de confinamiento s y la convergencia u/a

- Ecuación de la línea característica

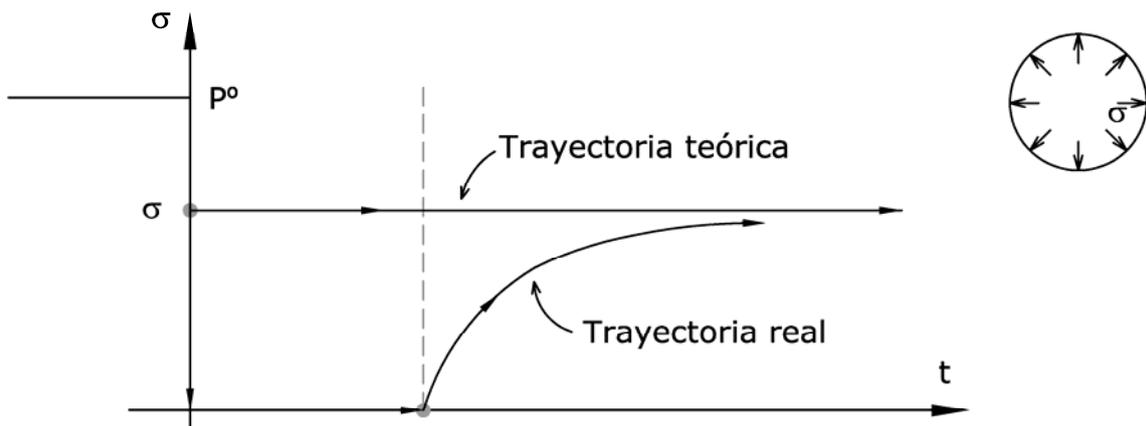
$$\frac{u}{a} = F(\sigma) \quad (18)$$



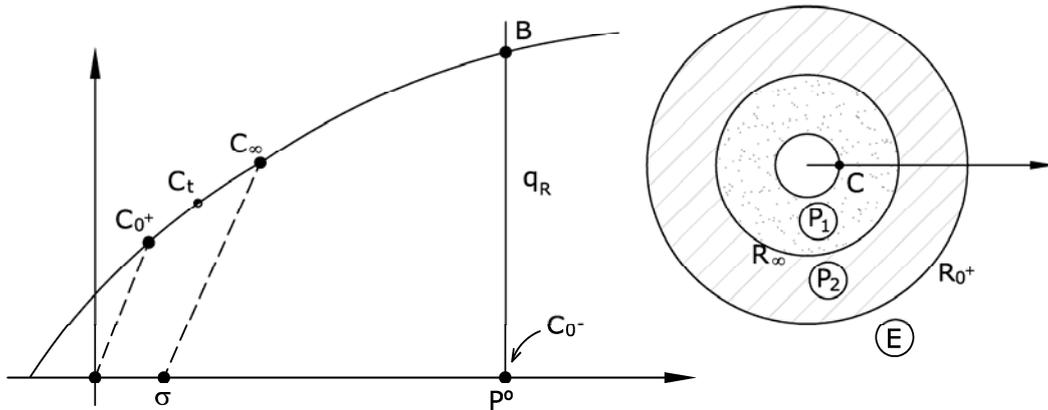
4 ANÁLISIS

4.1 Trayectoria de carga

4.1.1 Cargas sobre el sostenimiento



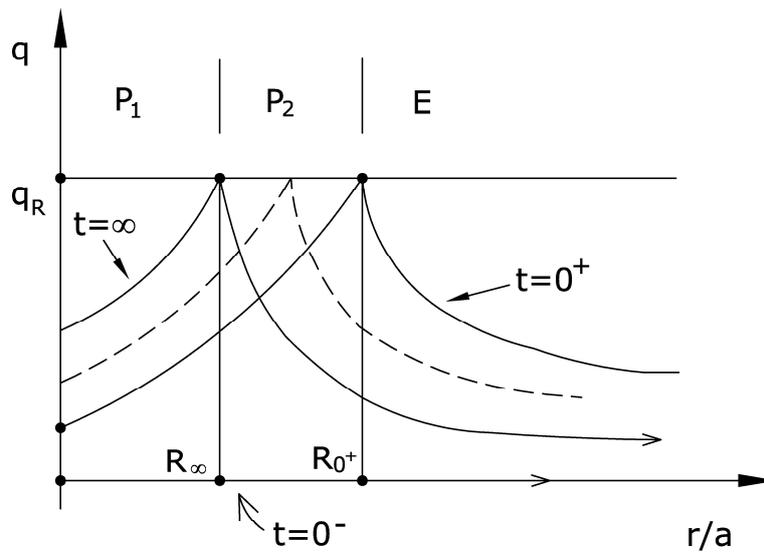
4.1.2 Trayectorias de tensiones en el terreno



Zona E siempre elástica

Zona P₂ Elástica Plástica Elástica

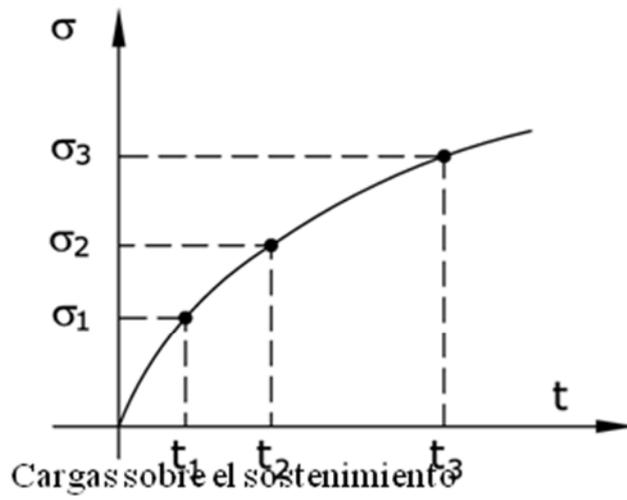
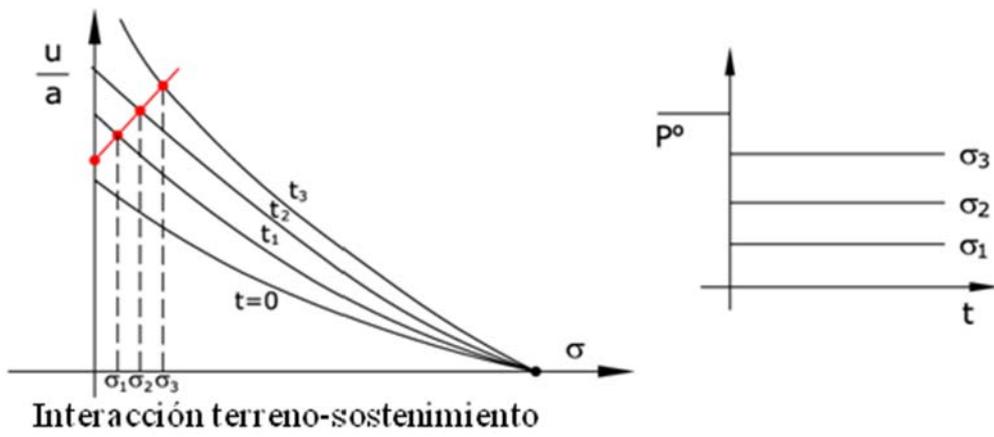
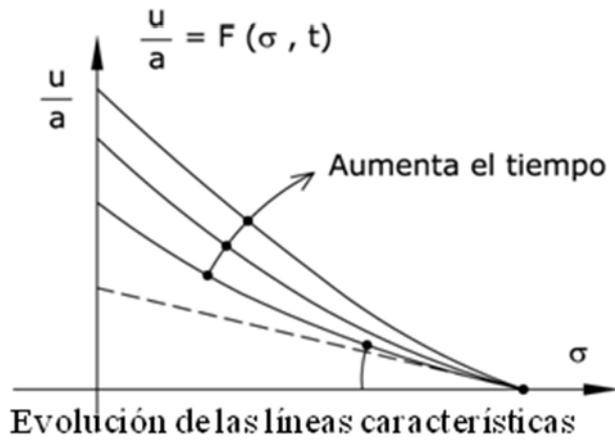
Zona P₃ Elástica Plástica



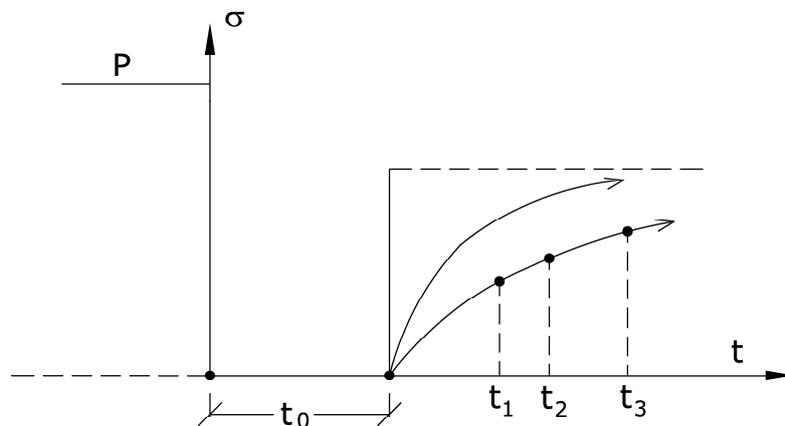
4.2 La línea característica y la trayectoria de carga

4.2.1 Influencia del tiempo

Hipótesis básica aceptada si el material no es acrónico



4.2.2 Proceso real



La convergencia no es función de punto

$$\frac{u}{a} \neq F(\sigma, t) \quad (19)$$

Forma diferencial

$$d\left(\frac{u}{a}\right) = F'_\sigma(\sigma, t) d\sigma + F'_t(\sigma, t) dt \quad (20)$$

La forma diferencial no es una diferencial exacta.

Su integral depende de la trayectoria de σ .

El concepto de línea característica se desvanece porque el material nunca es acrónico.

4.3 Enfoque reológico

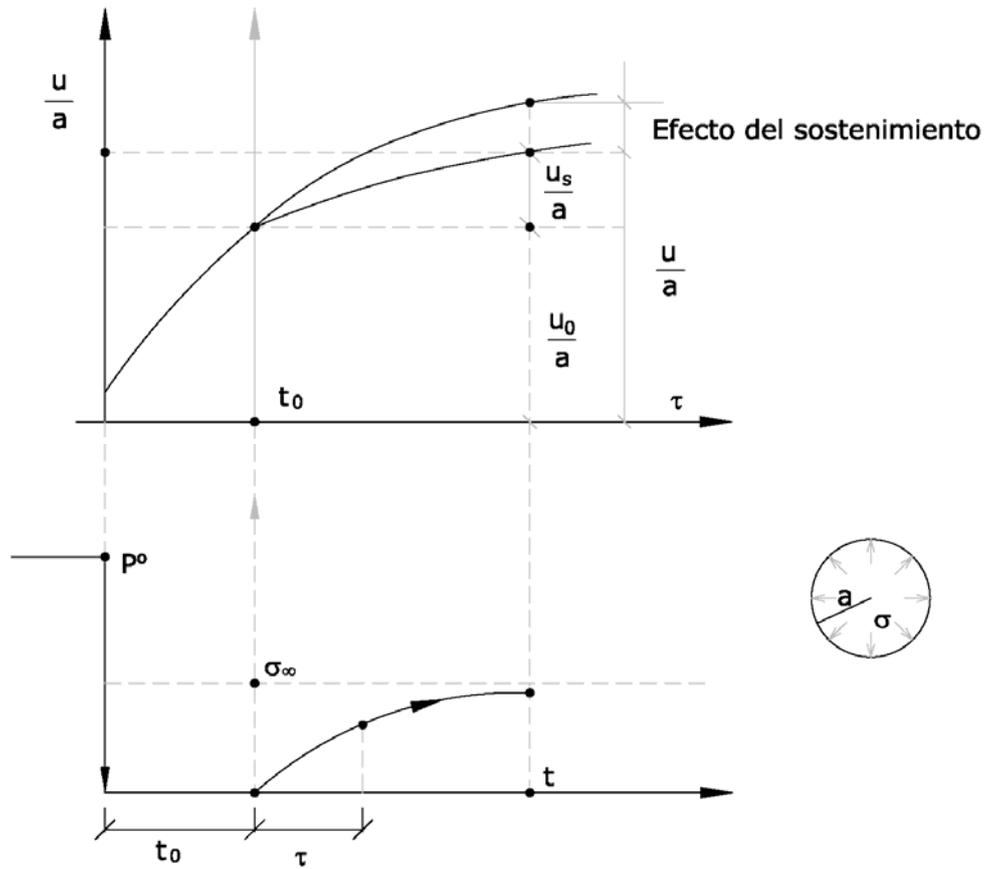
4.3.1 Bases del estudio

- Material viscoelástico-plástico frágil
 - Cualquier criterio de rotura del tipo $q = q(p)$
 - Cualquier ley de dilatancia del tipo $\text{sen } \psi = \lambda \text{ sen } \rho + b$
 - Cualquier tipo de viscosidad lineal en forma diferencial
- Limitaciones
 - Criterios de rotura fijo
 - Viscosidad asociada a la componente elástica de la deformación

4.3.2 Planteamiento

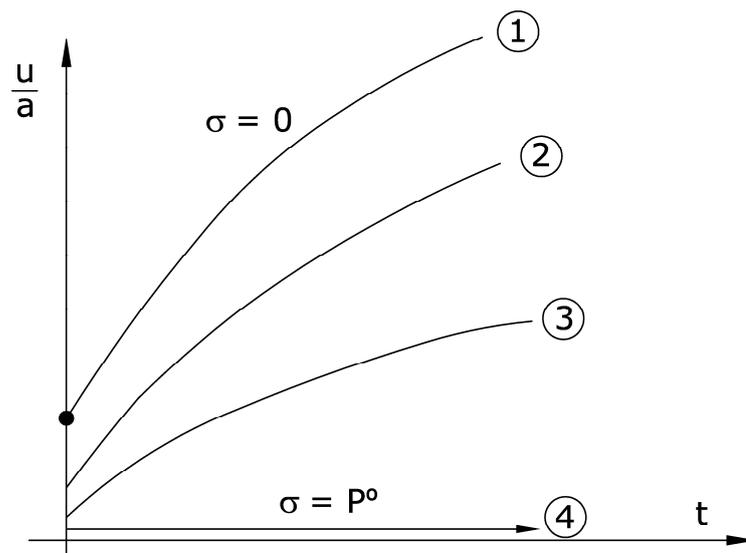
- Ecuación característica del sostenimiento

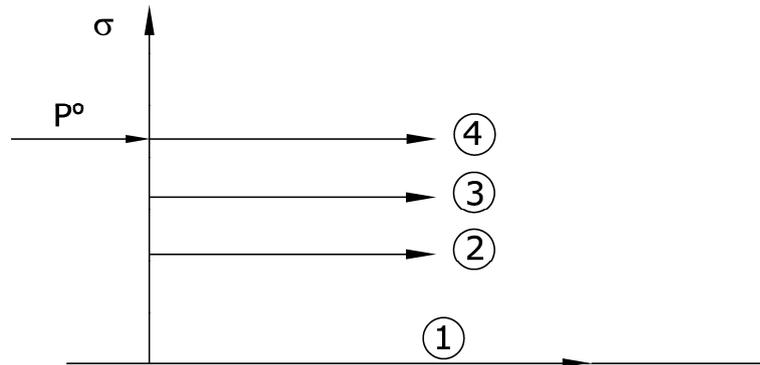
$$\frac{\sigma}{K} = \frac{u_s}{a} = \frac{u}{a} - \frac{u_o}{a}$$



4.3.3 Efecto de una descarga hasta la tensión s

$$\frac{u}{a} = U(t, \sigma)$$



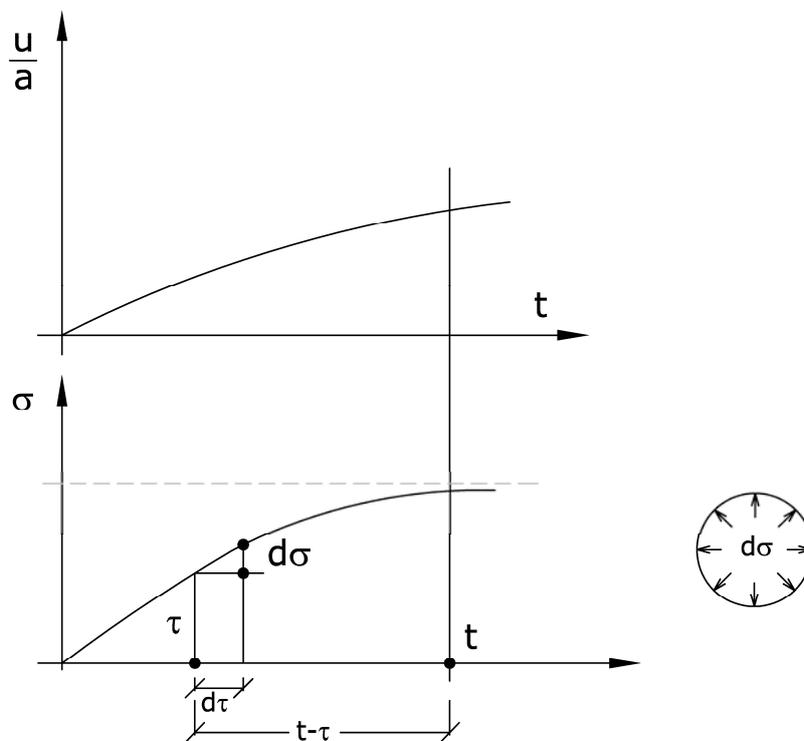


4.3.4 Convergencia para una descarga constante s

$$U(t, \sigma) = \sum \phi_D(t) F_D(\sigma) \quad (21)$$

- Se desacoplan las propiedades reológicas de la resistencia y fluencia plástica
- Funciones temporales. Dependen exclusivamente de las propiedades reológicas. (Sandoval, 2009)
- Funciones tensionales. Dependen del criterio de rotura, tipo de rotura y de la Ley de fluencia plástica. (Reig, 2004)
- El sufijo D, indica descarga tensional.

4.3.5 Efecto del sostenimiento



4.3.6 Efecto de la carga incremental ds en el tiempo t

$$\left(\frac{du_c}{a}\right)_t = -\sum \phi_R(t-\tau) f_R(\sigma) d\sigma \quad (22)$$

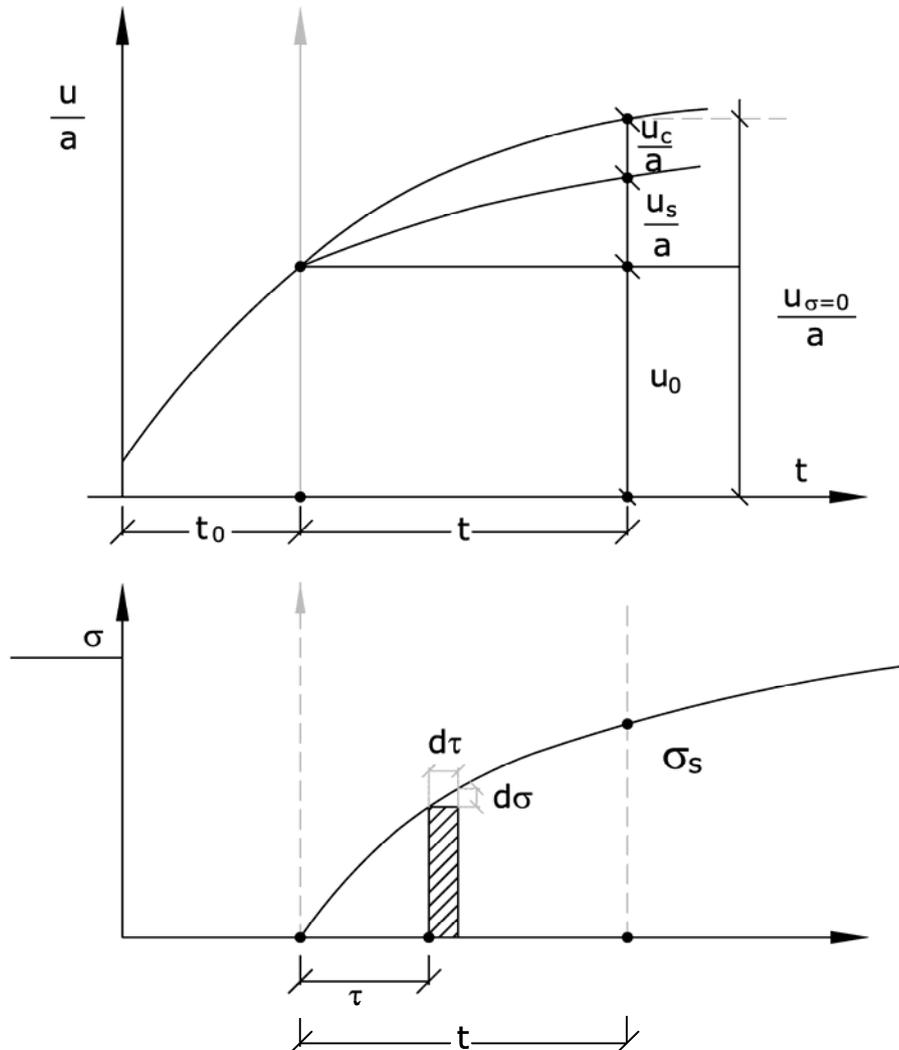
$$f_R(\sigma) = \frac{dF_R(\sigma)}{d\sigma} \quad (23)$$

$$U_c = \frac{u_c}{a} = -\sum \int_0^t \phi_R(t-\tau) f_R(\sigma) d\sigma \quad (24)$$

El sufijo R indica recarga tensional.

4.3.7 Ecuación característica

$$\frac{u_s}{a} = U(t_0 + t, 0) - U(t_0, 0) - \frac{u_c}{a} \quad (25)$$



Ecuación integral de la convergencia

$$\frac{u_s}{a} = [U(t+t_0) - U(t,0)] - \frac{u_c}{a} \quad (26)$$

$$\frac{u_s}{a} = \frac{\sigma(t)}{k} \quad (27)$$

$$U(t+t_0) - U(t,0) = F_D(\sigma) \sum [\phi_D(t+t_0) - \phi_D(t_0)] \quad (28)$$

$$\frac{u_c}{a} = \sum \int_0^t \phi_R(t-\tau) f_R(\sigma) d\sigma \quad (29)$$

$$\frac{\sigma(t)}{k} + \sum \int_0^t \phi_R(t-\tau) f_R(\sigma) d\sigma = \sum [\phi_D(t+t_0) - \phi_D(t_0)] F(t_0) \quad (30)$$

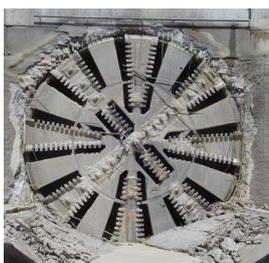
5 CONCLUSIONES

- La línea característica es un concepto relativo ya que depende de la trayectoria de las tensiones de confinamiento.
- La línea característica definida como la relación entre la convergencia que se obtiene para una presión de confinamiento constante y esa presión es un concepto sin rigor.
- La evolución de las presiones sobre el sostenimiento se obtiene resolviendo la ecuación integral de la convergencia.
- El método expuesto se puede extender fácilmente a sostenimientos de rigidez variable en el tiempo y a la consideración del confinamiento del frente.

PAYMACOTAS TIENES PROYECTOS, TIENES INGENIERÍA

PAYMACOTAS

Desde 1970, contribuimos al desarrollo de infraestructuras eficaces y duraderas. Nuestros servicios abarcan la gestión integral de los proyectos, las direcciones de obra y asistencias técnicas, el control de calidad de ejecución y materiales y la ingeniería geotécnica.



Una de las últimas intervenciones es en el túnel del Ferrocarril Málaga-Fuengirola, bajo la nueva pista del Aeropuerto de Málaga. Desde la Estación de Guadalhorce hasta la Estación del Aeropuerto con una longitud de 1.971,54m.

El túnel se encuentra en terrenos blandos y bajo el agua por la mayoría del trazado. La necesidad de tener una excavación estable y un túnel estanco, además de factores como el paso bajo el río Guadalhorce y bajo el ferrocarril, ha determinado la decisión de excavar y construir a la vez este tramo de túnel con una máquina excavadora escudada denominada "tuneladora" del tipo EPB "presión de tierras".

GEOPAYMA es nuestra empresa especializada en reconocimientos geotécnicos de campo y laboratorio, consultoría geológico-geotécnica y de instrumentación, y auscultación topográfica y geotécnica.

AREAS DE ACTUACIÓN: Ingeniería viaria, ferroviaria, de túneles, hidráulica, medioambiental, geotécnica, y de gestión de residuos; coordinaciones en seguridad y salud, laboratorios de ensayos de materiales, auscultaciones y patologías, infraestructuras urbanas y aeroportuarias, puertos y costas, estructuras y project management.

Madrid. P.I. La Granja. C/ Valportillo Primera, 22-24.

28108 Alcobendas (Madrid). T. 91 7280524

Barcelona. Ed. Creápolis. Av. De la Torre Blanca, 57.

08173 Sant Cugat (Barcelona). T. 93 5752834

www.paymacotas.com

*Consultoría de Servicios
Integrales de Ingeniería*



PAYMACOTAS