

O MÉTODO CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO APLICADO AOS MACIÇOS ROCHOSOS BRANDOS

The Convergence-Confinement Method Applied to Weak Rock Masses

por

M. PANET*

L. DOBEREINER**

L. SAMAMA***

RESUMO — O método de convergência-confinamento permite analisar a interação entre o maciço rochoso e o suporte de um túnel, considerando-se o avanço da frente de escavação e o comportamento reológico do maciço. A sua aplicação nos casos de maciços rochosos de baixa resistência supõe a definição de um meio contínuo equivalente ao qual se atribui geralmente um comportamento de amolecimento elastoplástico isotrópico ou anisotrópico. Para o estudo das deformações a longo prazo, convém comparar-se a velocidade de avanço das escavações com as deformações em função do tempo. O modelo reológico mais frequentemente utilizado é o modelo viscoplástico de Bingham. Convém distinguir os casos dos revestimentos rígidos e flexíveis. A dificuldade na determinação de todos os parâmetros do modelo conduz a atribuir uma importância especial às medidas de convergência durante as escavações.

SYNOPSIS — In tunneling, the interaction between the ground and the support may be analysed by the so called convergence-confinement method which takes into account the progress of the excavation face and the ground rheological behaviour. To be applied to weak rock masses, it is necessary to define an isotropic or anisotropic equivalent continuous medium; usually an elastoplastic with strain-softening behaviour is assumed. To analyse the time-dependent deformations, the advance rate of excavation and the time-dependant strain must be compared. The most used rheological model is the viscoplastic Bingham model. The cases of stiff support and soft support are to be distinguished. The main drawback of this approach is the difficulty to determine all the ground parameters. Therefore, the tunneling engineer must check the validity of the model by monitoring the convergences during the excavation works. Precise measurements of convergence may give a valuable information on the rock mass behaviour and its interaction with the support.

1 — INTRODUÇÃO

O comportamento mecânico da maior parte dos maciços rochosos depende, em geral, da presença de descontinuidades: planos de estratificação, xistosidade, falhas, fracturas, onde se concentram as deformações e rupturas.

* Presidente da SIMECSOL, França.

** Geólogo de Engenharia, SIMECSOL, França.

*** Engenheiro Geotécnico, SIMECSOL, França.

Quando os maciços rochosos são constituídos por rochas resistentes, dois casos podem ser distinguidos no estudo de escavações subterrâneas:

- para os túneis de pequena profundidade, convém analisar os riscos de quedas de blocos pelos efeitos da gravidade. Os blocos são definidos a partir da distribuição espacial das descontinuidades pré-existentes; os blocos instáveis, nas paredes da escavação podem desprender-se, escorregar ou tombar. Os riscos de instabilidade de um bloco individual podem ser analisados a partir de métodos gráficos, baseados em projecção estereográfica (Priest, 1985). Modelos mais complexos, que consideram grupos de blocos deformáveis, são chamados de “modelos de elementos distintos” (Cundal e Hart, 1989) e podem ser aplicados a casos reais;
- para os túneis a maior profundidade, níveis de tensão superiores à resistência da rocha podem ser atingidos; rupturas brutais de rochas de alta resistência podem ser produzidas nas paredes da escavação (“rockbursts”).

Esta distinção é bem menos clara nos casos em que o maciço rochoso é constituído, ao menos parcialmente, por rochas de baixa resistência. As deformações permanentes provocadas em torno da escavação, o que constitui em geral a descompressão do maciço, são por vezes função de deslocamentos em descontinuidades e a ruptura da rocha. Essas deformações traduzem-se por uma convergência relativa das paredes da escavação, geralmente superior a 10^{-3} , e por uma solicitação crescente do suporte.

Sob a designação de rochas brandas, consideram-se maciços de natureza geológica diferente:

- maciços constituídos de rochas homogêneas, isotrópicas, de baixa resistência (0,5 a 20 MPa de resistência à compressão uniaxial) como: argilitos, grés, calcários porosos ou mal cimentados, rochas ígneas alteradas;
- maciços de rochas anisotrópicas, como rochas metamórficas muito alteradas, que têm uma baixa coesão no plano de xistosidade;
- maciços estratificados, com alternância de camadas pouco resistentes e de níveis mais rígidos (margas-calcários, “flysh”, etc.).

A descrição de maciços rochosos pode ser feita a partir de classificações geomecânicas existentes, que constituem uma orientação preciosa, e que levam a quantificar os diversos parâmetros pela descrição de características e ensaios índice (Bieniawski, 1989). As classificações de Bieniawski (1972) ou Barton (1974) mostram correlações em casos reais, entre os parâmetros de classificação e os tipos de suporte a utilizar. Essas classificações não são muito precisas, e de forma geral mal adaptadas aos maciços rochosos de baixa resistência, sendo atribuídos nestes casos parâmetros de projecto excessivamente conservadores.

2 — RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS BRANDOS

A influência das descontinuidades na deformabilidade geralmente decresce quando a rocha se torna menos resistente. Em alguns casos, em rochas brandas, a deformabilidade do maciço

rochoso pode ser considerada da mesma ordem de grandeza da deformabilidade da rocha intacta (Rocha, 1975). Essas evidências são bem ilustradas por Okamoto *et al.* (1981) como se apresenta na Fig. 1. A semelhança entre a deformabilidade medida "in situ" e em laboratório nas rochas brandas é o resultado do número reduzido de fracturas, como observado em alguns maciços rochosos brandos, ou da plasticidade destes materiais e/ou do facto de as fracturas estarem preenchidas com material de resistência semelhante à rocha intacta.

Adachi *et al.* (1982 e 1984) desenvolveram ensaios triaxiais em um tufo de alta porosidade, em amostras com planos pré-cortados em ângulos de 0 a 90 graus em relação à horizontal. Os resultados obtidos constam da Fig. 2, onde relações entre a resistência ao cisalhamento de pico e residual e a tensão normal nos planos pré-cortados são apresentadas. A resistência de pico é semelhante à resistência residual para tensões normais acima de 2 MPa, indicando que a influência das descontinuidades será relevante neste material para níveis de tensão mais baixos. É interessante observar também que a resistência de pico e residual da rocha intacta é bastante semelhante às amostras de rochas com planos pré-cortados.

Observa-se que estudos conclusivos sobre a influência das descontinuidades na resistência de maciços rochosos de baixa resistência são inexistentes na literatura. A determinação da real importância das descontinuidades no comportamento dos maciços é de fundamental importância para a compreensão de seu comportamento geomecânico.

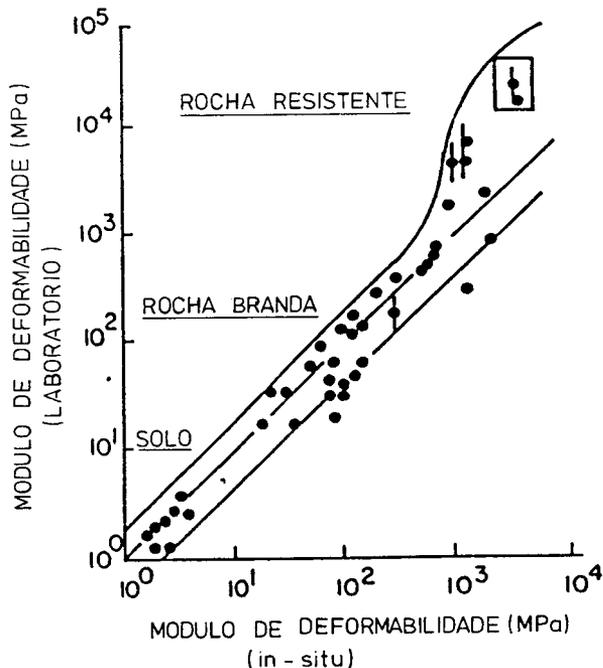


Fig. 1 — Módulo de deformabilidade de rochas de baixa resistência, in-situ e em laboratório (Okamoto *et al.*, 1981)

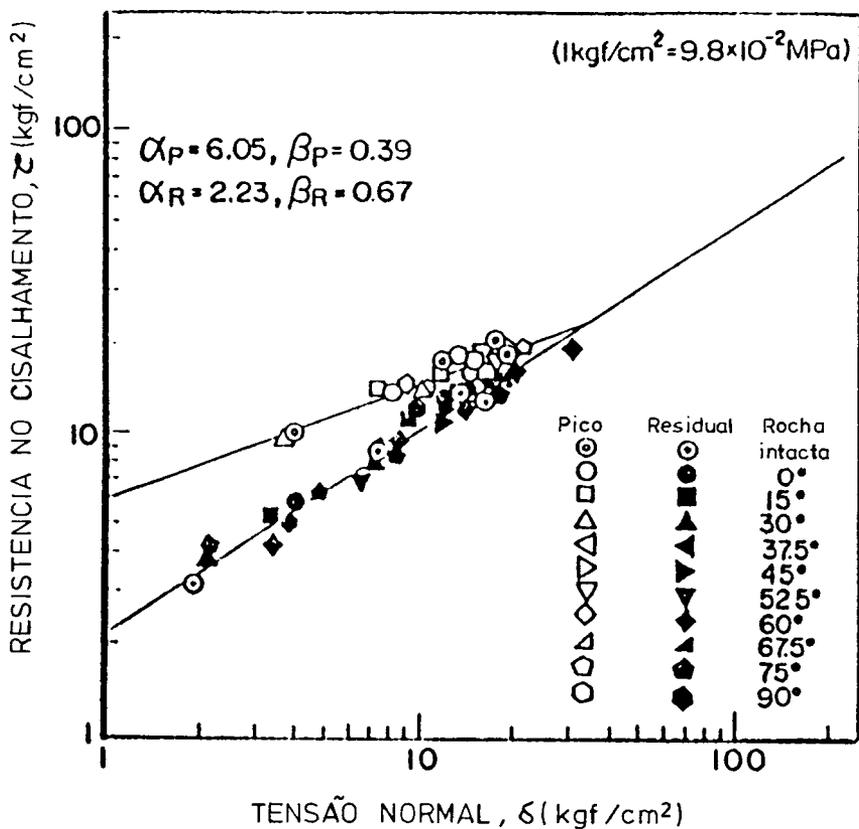


Fig. 2 — Características de resistência ao corte em planos pré-cortados de um tufo poroso (Adachi *et al.*, 1982)

3 — DETERMINAÇÃO DE UM MODELO DE MEIO CONTÍNUO EQUIVALENTE

O método de convergência-confinamento considera a mecânica dos meios contínuos, sendo portanto necessário determinar uma lei de comportamento de um meio contínuo e isotrópico ou anisotrópico equivalente a um maciço rochoso de baixa resistência. A escolha dos parâmetros desta lei de comportamento constitui a etapa mais delicada, e depende da experiência, permitindo antecipar os mecanismos de deformação e os modos de ruptura no maciço rochoso.

Para os maciços rochosos de baixa resistência, convém que se escolha um meio equivalente tendo em conta os seguintes condicionantes (Fig. 3):

- um comportamento elástico para as pequenas deformações,
- um critério de resistência máxima,
- um comportamento de amolecimento com dilatação entre a resistência de pico e a resistência residual.

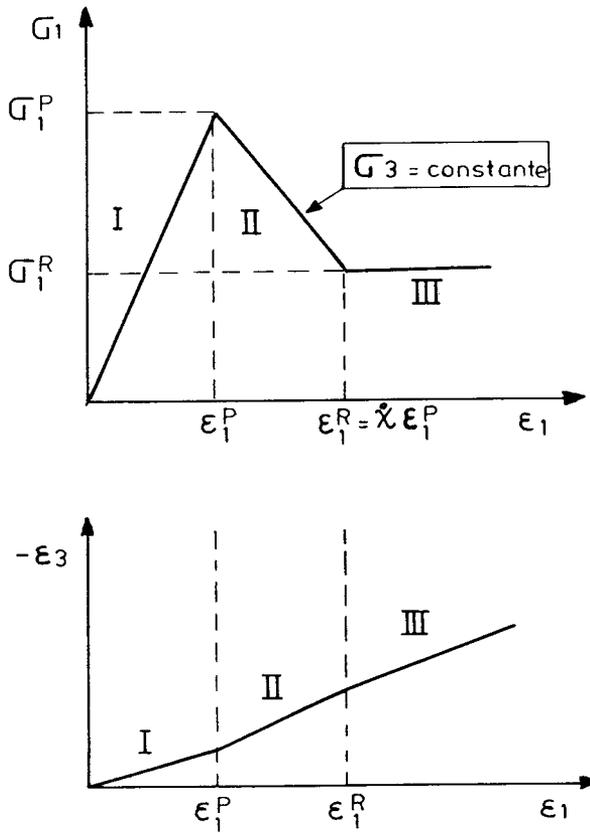


Fig. 3 — Lei de comportamento, escolhida para maciços rochosos de baixa resistência

De maneira geral, pode-se considerar o critério de resistência máxima:

$$f_p = 0 \quad (1)$$

e o critério de resistência residual:

$$f_R = 0 \quad (2)$$

O critério de ruptura na zona de amolecimento é dado por:

$$f_p \left(1 - \frac{\gamma_p}{\Gamma} \right) - f_R \left(\frac{\gamma_p}{\Gamma} \right) \frac{\gamma_p}{\Gamma} = 0 \quad (3)$$

com

$$\gamma_p = |\epsilon_{ii}^p| < \Gamma \quad (4)$$

onde ϵ_{ii}^p representa a deformação principal permanente.

A dilatância é caracterizada por um ângulo de dilatância ψ na fase de amolecimento e um ângulo ψ_R na fase residual.

Frequentemente, escolhe-se um critério de Mohr-Coulomb que se escreve sob a forma:

$$f_p = \sigma_1 - K_p \sigma_3 - \sigma_c = 0 \quad (5)$$

para a resistência máxima, e

$$f_R = \sigma_1 - K_R \sigma_3 = 0 \quad (6)$$

para a resistência residual; a hipótese de uma coesão nula parece razoável uma vez que a resistência residual é atingida.

O critério da fase de amolecimento escreve-se então:

$$\sigma_1 - \left[K_p - (K_p - K_R) \frac{\gamma_p}{\Gamma} \right] \sigma_3 - \sigma_c \left(1 - \frac{\gamma_p}{\Gamma} \right) = 0 \quad (7)$$

A fim de obter soluções analíticas simples, faz-se frequentemente a hipótese:

$$K_p = K_R \quad (8)$$

O critério empírico de ruptura proposto por Hoek e Brown (1980 e 1988):

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (9)$$

é também bastante utilizado na prática. Escolhem-se parâmetros m e s diferentes para a resistência de pico e para a resistência residual.

A anisotropia de comportamento observada em rochas estratificadas ou metamórficas alteradas deverá ser considerada na fase elástica e nas deformações permanentes. Para as deformações elásticas, considera-se um modelo ortotrópico onde a característica mais importante é o módulo de cisalhamento na direcção perpendicular à direcção da estratificação ou xistosidade. Para as deformações permanentes, convém sobrepor-se ao critério de resistência isotrópico um critério de resistência orientado na direcção paralela à estratificação ou xistosidade. Em vários casos práticos o critério de resistência isotrópico não intervém.

4 — PRINCÍPIOS DO MÉTODO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO

O método de convergência-confinamento foi estabelecido inicialmente através do estudo de um caso axissimétrico simples, de um túnel profundo de secção circular, que atravessa um meio elástico isotrópico, onde as tensões iniciais são hidrostáticas. O método permite tratar simplesmente o problema tridimensional da interacção entre o maciço e o suporte, resolvendo

um problema de deformação plana equivalente.

O campo de deslocamentos criado pela escavação foi estudado por modelos numéricos. A uma distância x da frente de escavação, o deslocamento radial das paredes da escavação é dado pela expressão (Fig. 4):

$$u_R(x) = \lambda(x) \cdot u_R(\infty) \tag{10}$$

com

$$u_R(\infty) = \frac{\sigma^0 R}{2G} \tag{11}$$

A variação de λ em função x , para $x > 0$, é dada com uma boa aproximação pela expressão:

$$\lambda(x) = 0,28 + 0,72 \left[1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \right] \tag{12}$$

com

$$X = 0,84 R \tag{13}$$

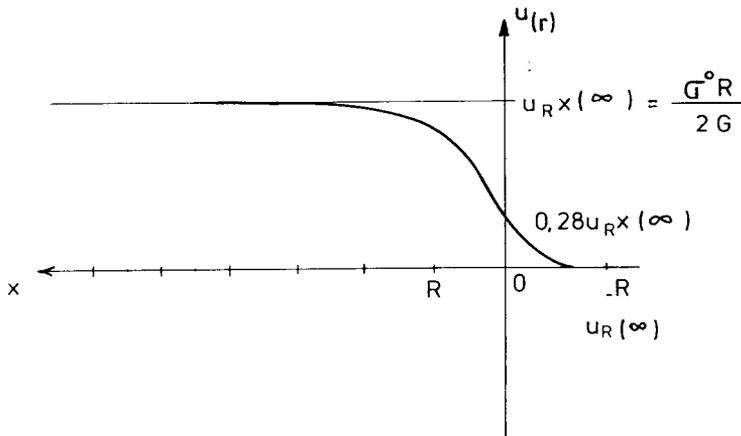
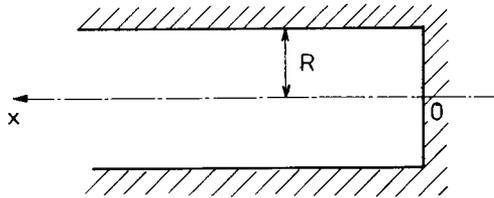


Fig. 4 — Deslocamento radial das paredes da escavação em relação à distância da frente de escavação

e λ , grau de desconfinamento, é igual a 0,28 para $x = 0$ e cresce assintoticamente para 1 uma vez que x tende para infinito.

Em relação à deformação plana associada, o efeito da proximidade da frente de escavação, que limita o deslocamento radial, é simulado por uma tensão radial fictícia igual a:

$$[1 - \lambda(x)] \sigma^0 \quad (14)$$

este valor decresce de σ^0 , para $x < -2R$, até zero, para x infinito (Fig. 5). Por esta razão, o coeficiente $\lambda(x)$ é chamado grau de desconfinamento.

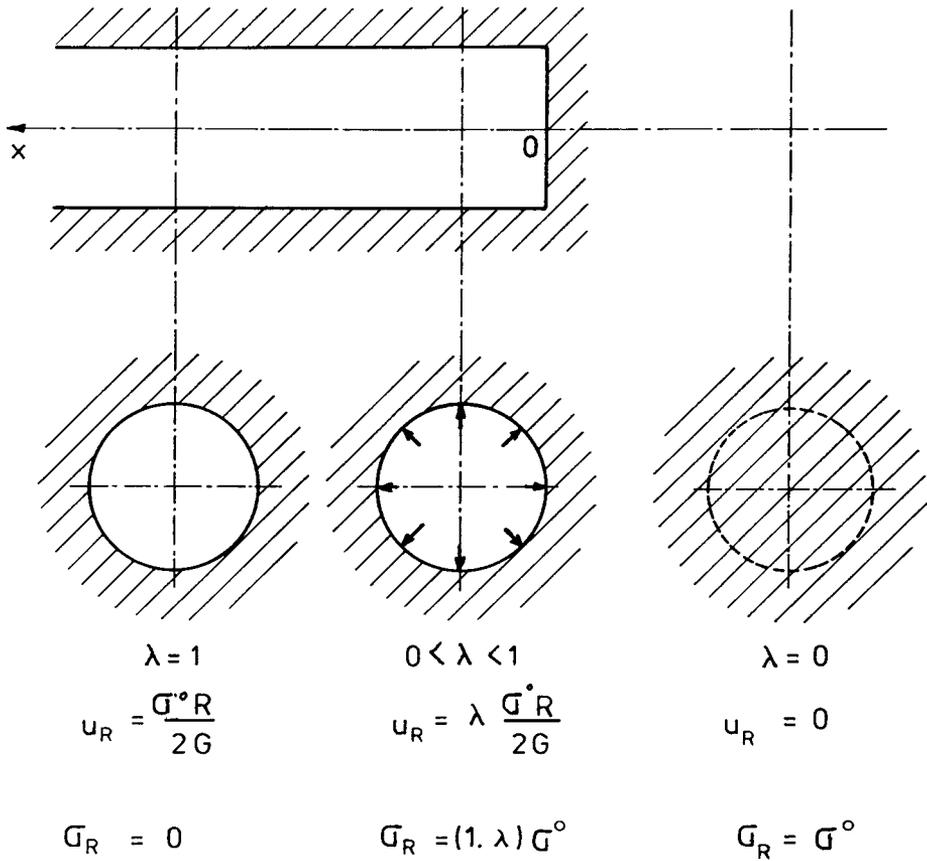


Fig. 5 — Tensões e deslocamentos radiais — meio elástico isotrópico —, geometria axissimétrica

Na parede do túnel temos:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= (1 - \lambda) \sigma^0 & u_R &= \lambda \frac{\sigma^0 R}{2G} \\ \sigma_\theta &= (1 + \lambda) \sigma^0 \end{aligned} \quad (15)$$

A curva que representa a relação entre σ_R e u_R , à medida que cresce de 0 a 1, é chamada curva característica do maciço. No caso de comportamento elástico, mostra-se linear.

O suporte é instalado a uma distância d da frente de escavação (d é chamada a distância sem suporte) limitada pelo deslocamento radial $x > d$. No caso de simetria axial, a rigidez do suporte pode ser caracterizada por um único módulo de rigidez em compressão, K , dado por:

$$p_s = K_c \frac{u_{sR}}{R} \quad (16)$$

com

$$u_{sR} = u_R(x) - u_R(d) \quad (17)$$

representando a curva a relação entre p_s e $u_R(x)$, sendo designada curva característica do suporte.

Representando num mesmo gráfico as duas curvas características, a sua intersecção dará a pressão do suporte na fase final de equilíbrio (Fig. 6):

$$p_s = \frac{K_c}{K_c + 2G} [1 - \lambda(d)] \sigma^0 \quad (18)$$

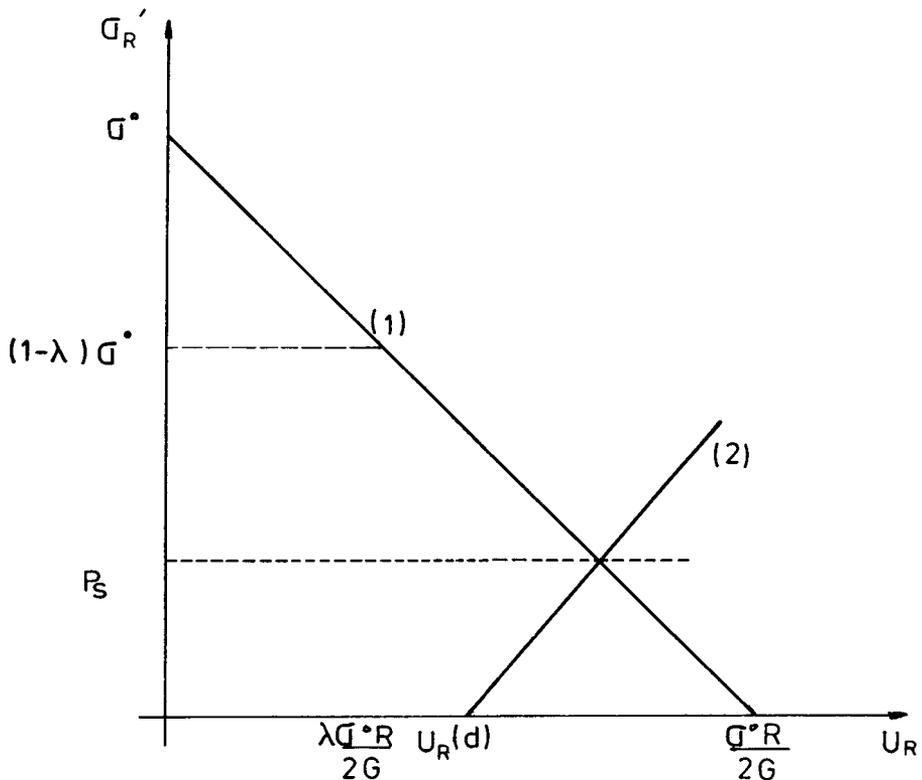


Fig. 6 — Curvas de convergência-confinamento — meio elástico isotrópico —, geometria axissimétrica

O princípio do método convergência-confinamento pode ser facilmente generalizado se o comportamento não é elástico ou se as condições de simetria axial não são reais. Podem encontrar-se na bibliografia, soluções analíticas que foram desenvolvidas tendo em consideração diferentes hipóteses de comportamento elastoplástico do maciço ou de tensões iniciais não isotrópicas. Entretanto, na maioria dos casos práticos, é necessário utilizar uma modelação numérica, permitindo considerar o gradiente de tensões iniciais, a geometria, as heterogeneidades relacionadas com a geologia e as diferentes etapas da escavação. Não se deve entretanto subestimar o interesse por soluções analíticas que permitem a obtenção rápida de ordens de grandeza e sobretudo valorizar os modelos numéricos.

5 — APLICAÇÃO DO MÉTODO CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO AOS MACIÇOS ROCHOSOS BRANDOS

Nos maciços rochosos de baixa resistência, durante a escavação de um túnel, situado a uma profundidade suficiente para que tensões próximas da resistência do maciço sejam obtidas, verificam-se convergências importantes, relacionadas com uma zona de descompressão em torno da escavação.

A solução elástica, no caso de simetria axial, tratado acima, mostra que as tensões mais baixas estão presentes nas paredes da escavação, e crescem à medida que o grau de confinamento aumenta. Para um valor λ_e de grau de desconfinamento, a resistência máxima é obtida na parede da escavação para $\lambda > \lambda_e$ e deformações plásticas aparecem dentro de uma zona dita descomprimida em torno da escavação.

Se o critério de resistência máxima é escrito como:

$$f_p = (\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad (19)$$

o valor de λ_e é dado pela equação:

$$f_p = (\sigma_\theta, \sigma_R) = 0 \quad (20)$$

ou

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= (1 + \lambda_e) \sigma^0 \\ \sigma_R &= (1 - \lambda_e) \sigma^0 \end{aligned} \quad (21)$$

ou seja,

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{2}{N} \right] \quad (22)$$

no caso do critério Mohr-Coulomb,

$$\lambda_e = \frac{1}{4N} \left[(m^2 + 8mN + 16)^{\frac{1}{2}} - m \right] \quad (23)$$

no caso do critério de Hoek e Brown, onde

$$N = \frac{2\sigma^0}{\sigma_c} \quad (24)$$

Para um túnel sem suporte, a resistência máxima não é obtida nas paredes da escavação se $N < 1$.

A extensão da zona onde é obtida a resistência máxima é maior nos casos em que a resistência é menor. Para $\lambda_e < 0.3$, a estabilidade da frente de escavação deverá ser crítica, e será necessário a utilização de suporte.

Uma vez que $\lambda > \lambda_e$, aparece uma zona descomprimida em que o raio R_p cresce à medida que o grau de desconfinamento aumenta.

A curva característica do maciço deixa de ser linear pois as deformações elásticas são adicionadas às deformações plásticas permanentes (Fig. 7).

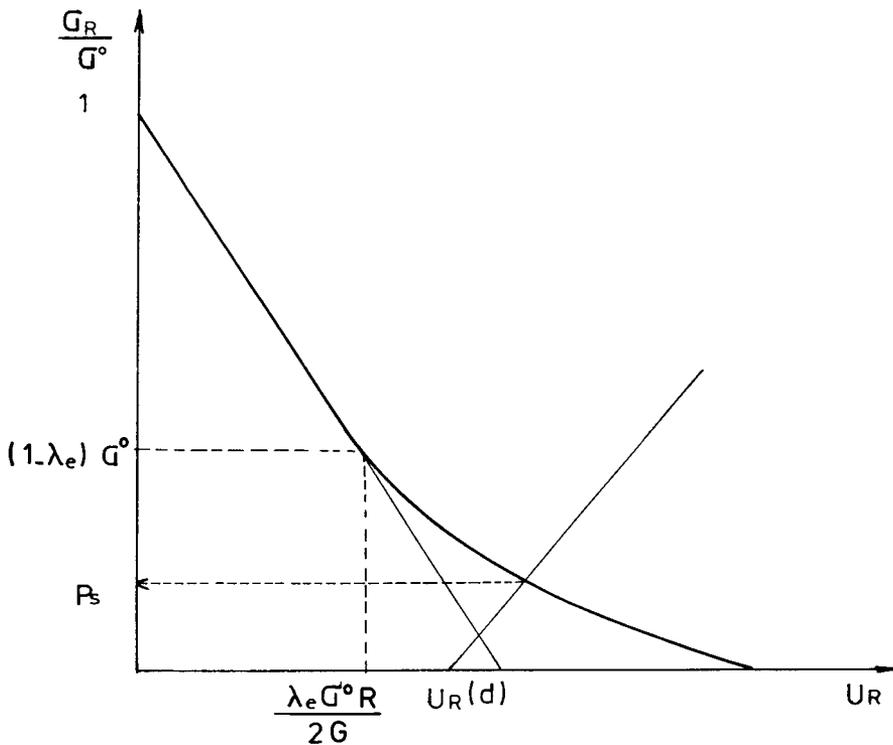


Fig. 7 — Curvas de convergência-confinamento — meio elasto-plástico isotrópico —, geometria axissimétrica

É importante observar que uma vez que as deformações plásticas se produzam, o grau de desconfinamento não é mais igual à relação $u_R(x)/u_R(\infty)$. Para a aplicação do método convergência-confinamento, torna-se necessário o conhecimento do deslocamento radial $u_R(d)$. Estudos de modelos numéricos mostram que se pode admitir, com uma boa aproximação, que

a curva de $u(x/R)$ seja deduzida no caso elástico por uma simples homotétia de centro 0 (Fig. 8) (Corbetta, 1990); e relação de homotetia é então igual a:

$$X = \frac{u_R(\infty)}{\frac{\sigma^0 R}{2G}} \quad (25)$$

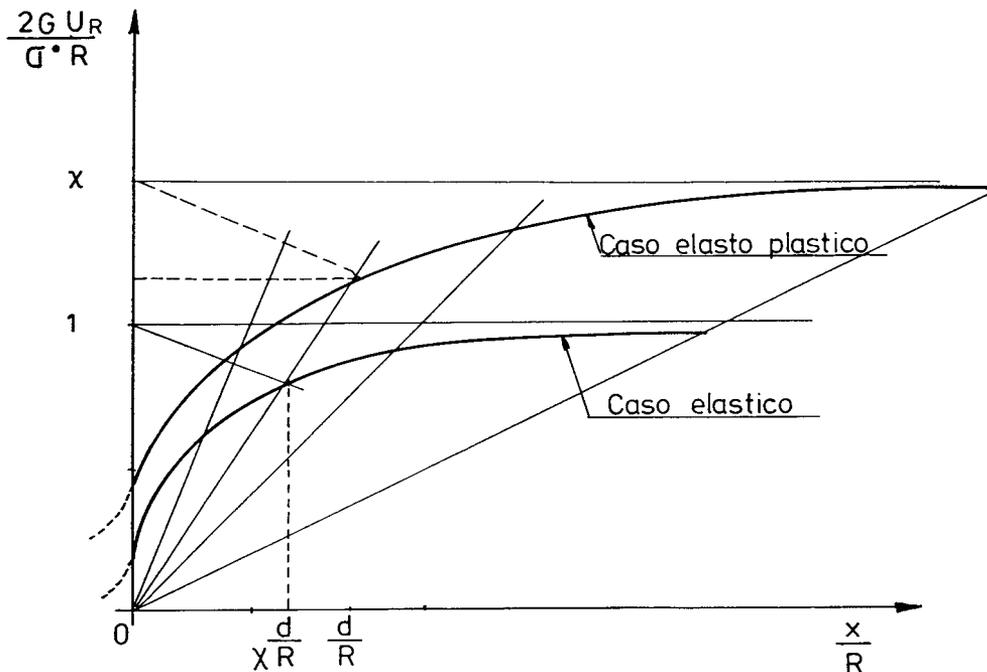


Fig. 8 — Determinação gráfica do deslocamento elastoplástico radial em função da distância da frente da escavação

Uma construção geométrica simples permite posicionar a curva característica do maciço no diagrama $\sigma_R - u_R$ (Fig. 9).

Uma vez atingida a resistência máxima, o maciço apresenta um comportamento plástico de amolecimento; se a convergência é muito alta, o maciço pode atingir as condições de resistência residual, para um grau de desconfinamento λ_R .

Se o critério de resistência residual pode ser escrito de forma:

$$f_R(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad (26)$$

λ_R é a solução da equação:

$$f_R[(1 - \lambda_R)\sigma^0, \sigma_\theta(\lambda_R)] = 0 \quad (27)$$

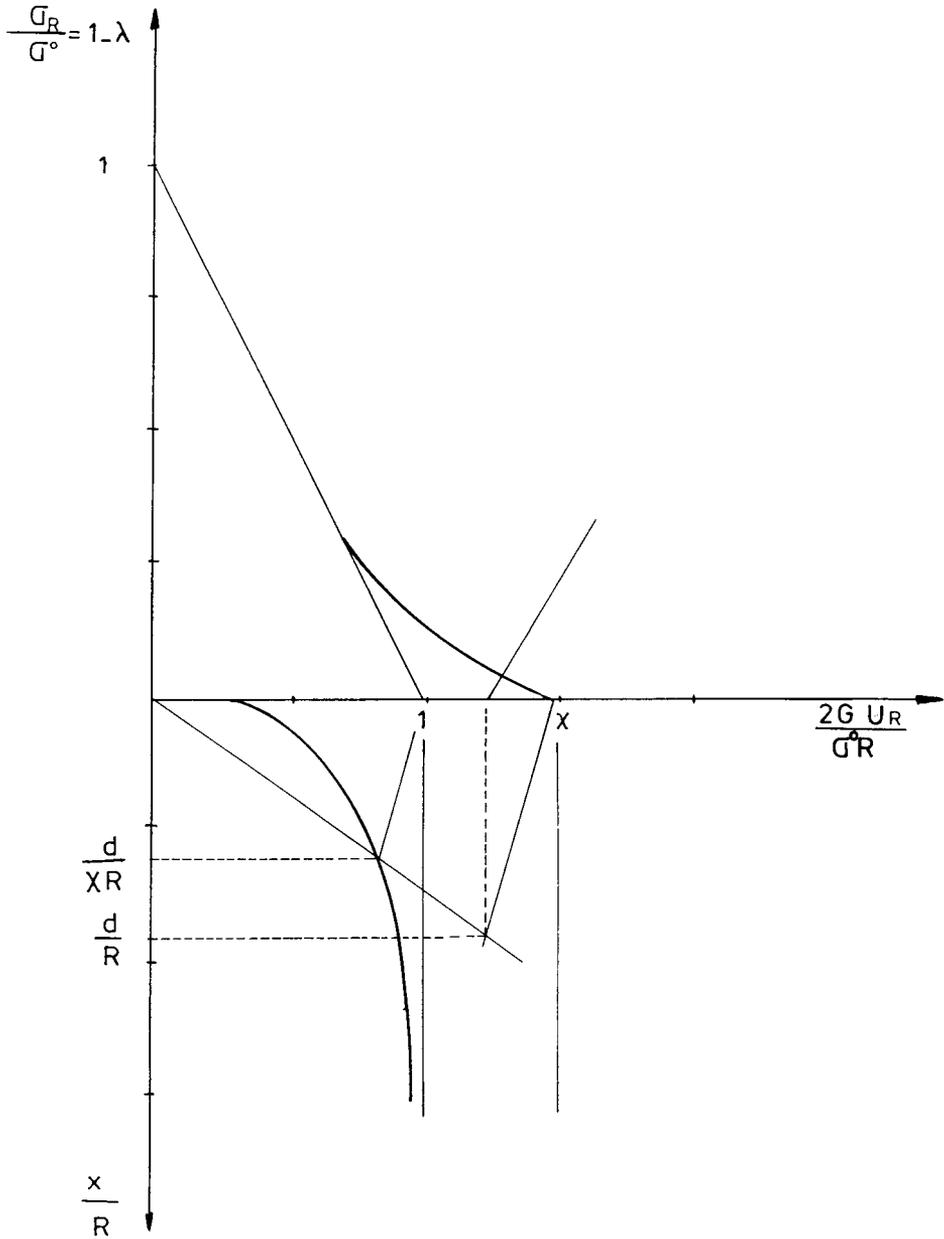


Fig. 9 — Determinação gráfica da recta de confinamento em meio elastoplástico isotrópico

No caso geral, esta equação não apresenta solução explícita; mas para um caso particular pode-se determinar numericamente λ_R .

Se $\lambda_R > 1$, a resistência residual jamais é atingida e não existe zona plástica de amolecimento, mesmo para o caso em que o túnel não tem suporte (Fig. 10b).

Se $\lambda_r < 1$, uma zona plástica residual aparece no maciço rochoso em torno do túnel, e pode-se então distinguir três zonas concêntricas: a zona elástica, a zona de amolecimento e a zona de resistência residual (Fig. 10a). A aparição de uma zona residual é acompanhada de fortes convergências que teoricamente não se estabilizam se o suporte não é aplicado. Na prática, graças ao suporte, procura-se evitar que a resistência residual seja atingida nas paredes da escavação.

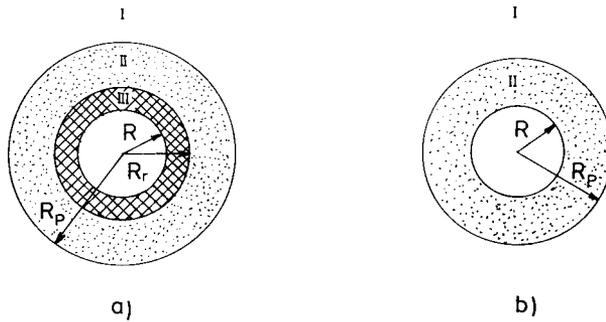


Fig. 10 — Zona elástica, zona de amolecimento, zona de resistência residual

A variação das tensões e das deformações nas paredes da escavação é dada em um e outro caso nas Figs. 11 e 12.

Nas curvas características do maciço dadas pelas soluções analíticas habituais, σ_r decresce de maneira monótona quando u_r aumenta. Existe um desacordo com a experiência prática. Consta-se que, se a convergência é alta e a zona descomprimida em torno da escavação se desenvolve, as solicitações sobre o suporte aumentam. É necessário levar em conta as forças da gravidade actuando na massa, que intervêm nos desenvolvimentos analíticos somente na consideração das tensões iniciais. Um primeiro método a considerar seria adicionar à pressão do suporte, determinada pelas curvas características do maciço, um complemento:

$$\Delta p_s = \gamma (R_p - R) \quad (28)$$

onde R_p é o raio da zona descomprimida correspondente ao deslocamento radial u_r em equilíbrio (Fig. 13). Pode-se melhorar esta correcção usando a solução estática de Caquot para a zona descomprimida, através da utilização das características de resistência residuais.

A importância relativa deste complemento em relação à pressão do suporte, dada pela intersecção das duas curvas características, é directamente relacionada com o raio da zona descomprimida e, por consequência, com a convergência. No caso de a convergência ser forte, a pressão do suporte dada pela intersecção das duas curvas características é baixa; entretanto a carga suplementar, dada pelo peso da zona descomprimida, será preponderante. Do mesmo modo, a pressão total exercida sobre o suporte não decresce de forma monótona com a convergência, mas passa por um mínimo. A consideração do peso da zona descomprimida tem igualmente por consequência que a pressão do suporte não é mais independente das dimensões transversais do túnel, mas também cresce; o que ocorre na prática.

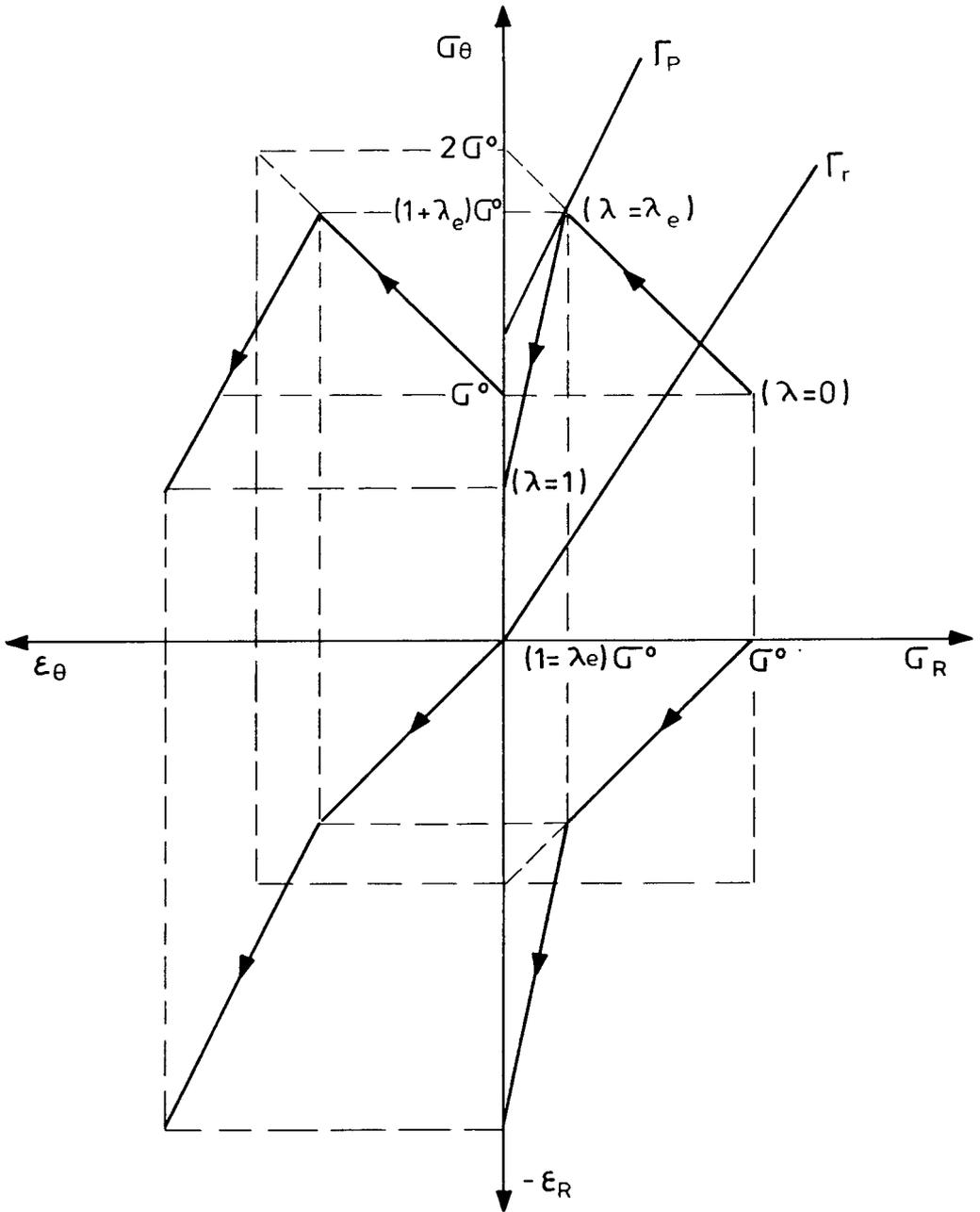


Fig. 11 — Variação de tensões e deformações anteriores à formação da zona plástica de amolecimento

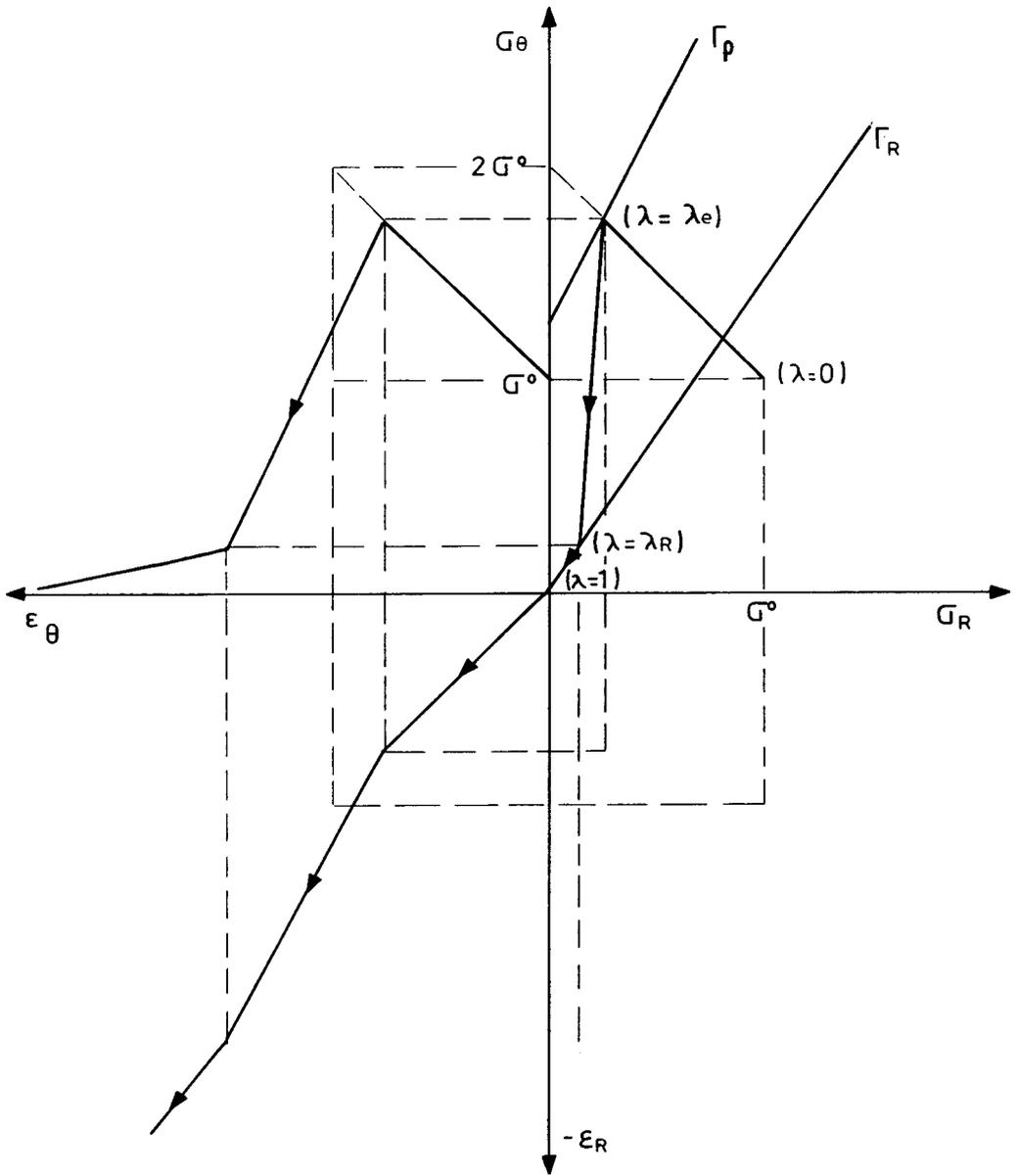


Fig. 12 — Variação das tensões e deformações anteriores à formação da zona plástica residual

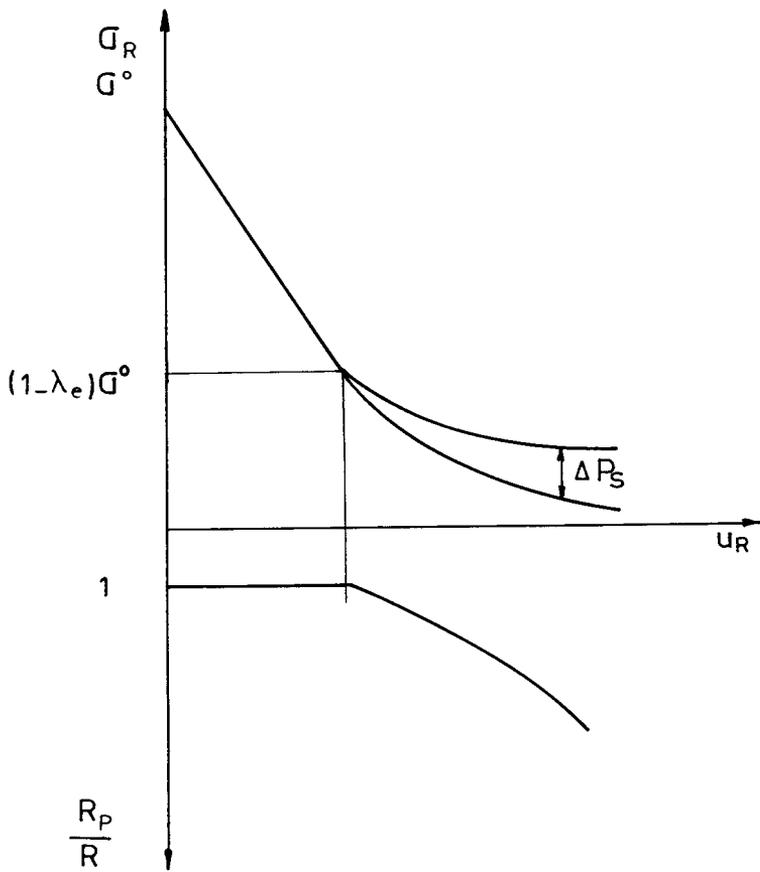
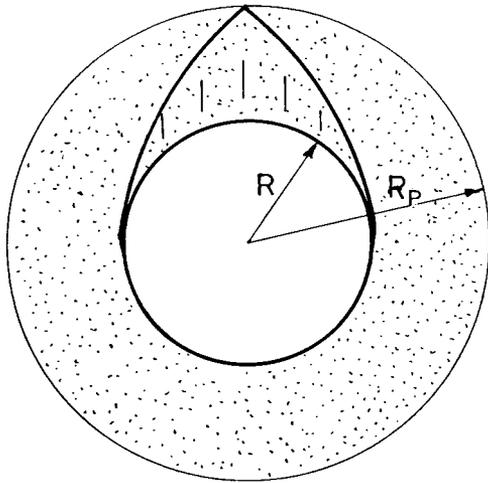


Fig. 13 — Curva de convergência com a consideração do peso da zona descomprimida

6 — AS DEFORMAÇÕES EM FUNÇÃO DO TEMPO, NOS MACIÇOS ROCHOSOS DE BAIXA RESISTÊNCIA

Constata-se que as convergências em túneis escavados em maciços rochosos de baixa resistência não são somente relacionadas com o avanço da frente; continuam mesmo se a frente de escavação se distancia ou não progride. Uma parte das convergências deverá ser atribuída pois ao comportamento reológico do maciço rochoso.

A reologia dos maciços rochosos é um assunto bastante complexo. No caso de se considerar as condições de fluência em compressão monoaxial, a deformação $\varepsilon(t)$, num instante t , é a soma da deformação instantânea ε^o e da deformação em função do tempo $\varepsilon^d(t)$.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon^o + \varepsilon^d(t) \quad (29)$$

Fórmulas bastante variadas são propostas para $\varepsilon^d(t)$ para rochas de baixa resistência; a lei de fluência é frequentemente escrita sob a forma:

$$\varepsilon^d(t) = A \left[\frac{\sigma}{\sigma_n} \right]^n \alpha(t) \quad (30)$$

o expoente n tem um valor geralmente compreendido entre 2 e 5, sendo $\alpha(t)$ a função de fluência.

Uma vez que a fluência não seja assintótica, considera-se como função de fluência uma lei da forma (Fig. 14):

$$\alpha(t) = t^b \quad (31)$$

em que o expoente b é inferior ou igual a 1.

Sendo a fluência assintótica, a função de fluência é frequentemente igual a:

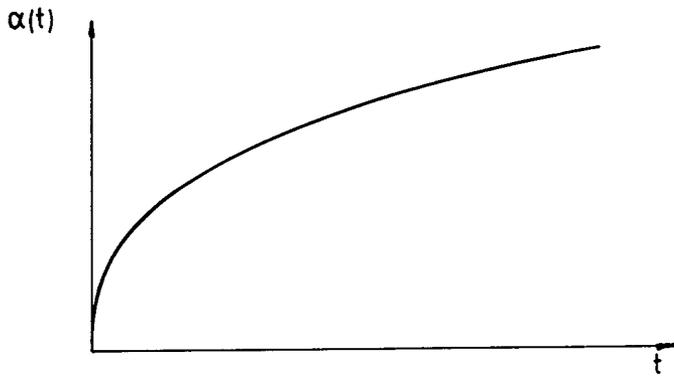
$$\alpha(t) = 1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \quad (32)$$

ou

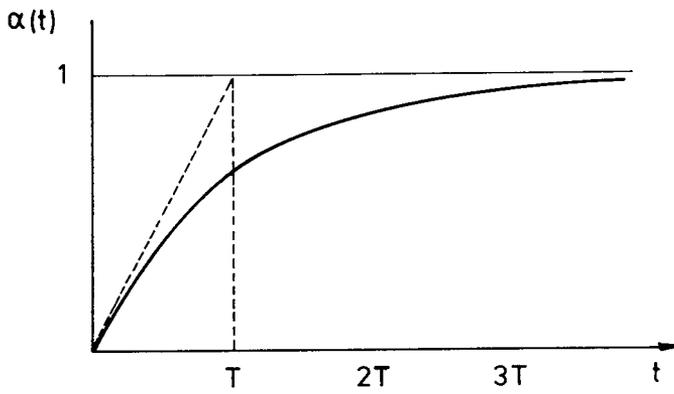
$$\alpha(t) = 1 - \exp\left(-\frac{T}{T+t}\right)^b \quad (33)$$

Esta segunda expressão é geralmente mais bem adaptada à interpretação das convergências medidas em obras.

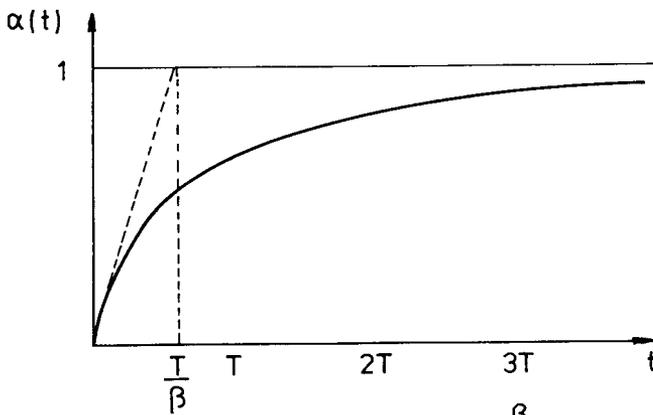
Uma vez que o maciço rochoso apresenta deformações em função do tempo, a curva característica do maciço não permanece única; a cada velocidade de avanço da frente de escavação pode-se associar uma curva característica compreendida entre duas curvas características limites, correspondendo a uma velocidade de avanço infinitamente grande ($V \rightarrow \infty$) e a uma velocidade de avanço infinitamente lenta ($V \cong 0$). A Fig. 15 mostra estas curvas características para diferentes modelos reológicos.



a) $\alpha(t) = t^b$

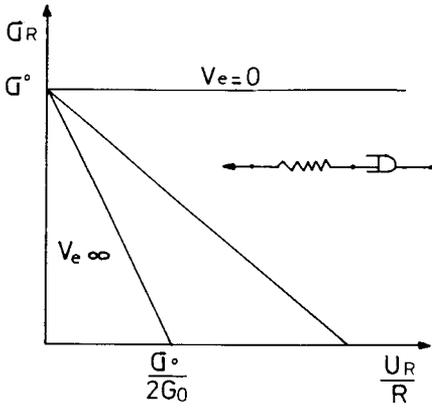


b) $\alpha(t) = 1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right)$

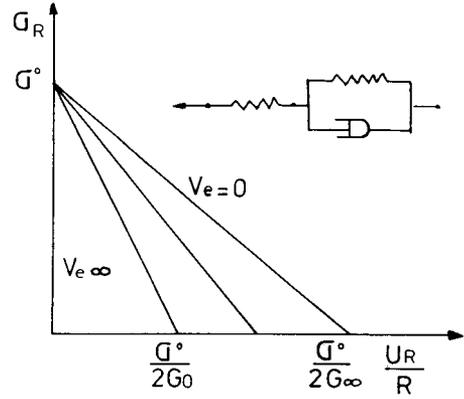


c) $\alpha(t) = 1 - \left(\frac{T}{t+T}\right)^\beta$

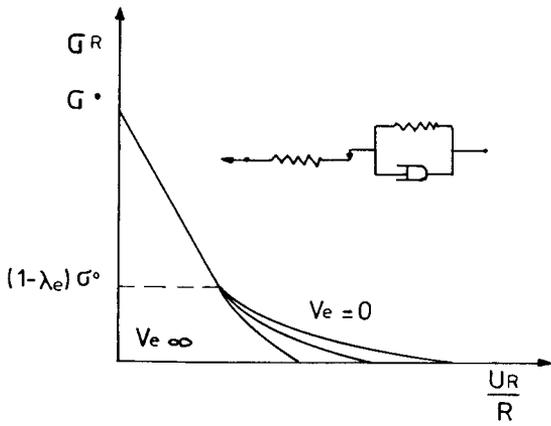
Fig. 14 — Três leis típicas de fluência



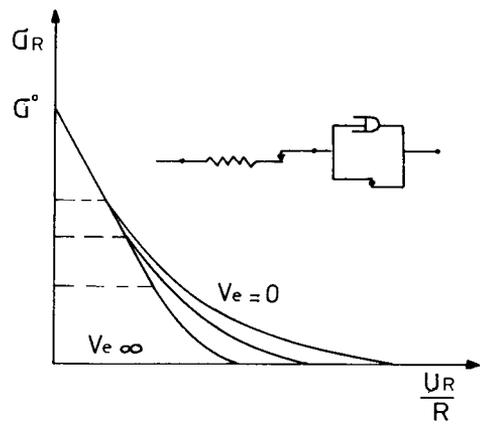
a)



b)



c)



d)

Fig. 15 — Curvas de convergência do maciço e modelo reológico correspondente

Na análise da deformação em função do tempo, em obras subterrâneas, é necessário comparar a velocidade de avanço da frente da escavação com a velocidade das deformações em função do tempo, que passa a ser caracterizada por certas leis de fluência dadas acima pelo parâmetro T , que tem a dimensão do tempo. Pode-se igualmente definir um tempo T_e caracterizando a velocidade de avanço suposta monótona:

$$T_e = \frac{X}{V_e} \quad (34)$$

onde X representa a distância de influência da frente de escavação.

Para análise da interacção entre o maciço e o suporte, devem considerar-se os valores relativos de T , T_e e t_o , sendo t_o o tempo da passagem da frente de escavação no momento em que o suporte está instalado, e em contacto com o maciço. Em vários casos pode-se considerar a hipótese de que T_e e t_o são muito inferiores a T e que, por conseguinte, as deformações em função do tempo ocorrerão apenas após a colocação do suporte.

Conhecendo-se o deslocamento radial no momento da colocação do suporte, as condições de equilíbrio a longo prazo são frequentemente determinadas pela intersecção da curva característica do maciço com a curva característica do suporte, correspondente a uma velocidade infinitamente lenta (Fig. 16); este método não é sempre aceitável e pode conduzir a um valor muito baixo da pressão do suporte.

No caso de simetria axial com um critério viscoplástico contínuo, do tipo Tresca, Berest e Nguyen Minh, coloca-se em evidência a relevância da rigidez do suporte:

— se o suporte é flexível,

$$\frac{K_c}{2G} \leq \frac{1}{1 - \nu} \quad (35)$$

após a colocação do suporte, a zona viscoplástica continua a crescer. A pressão do suporte e a convergência final podem então ser obtidas pela intersecção das curvas características do maciço e do suporte para uma velocidade de avanço infinitamente lenta.

— no caso de um revestimento rígido,

$$\frac{K_c}{2G} > \frac{1}{1 - \nu} \quad (36)$$

a zona viscoplástica regride após a colocação do suporte. A pressão do suporte final é então superior àquela dada pela intersecção das curvas características do maciço e do suporte para uma velocidade de avanço infinitamente lenta. Será então necessário recorrer a uma modelação numérica passo a passo.

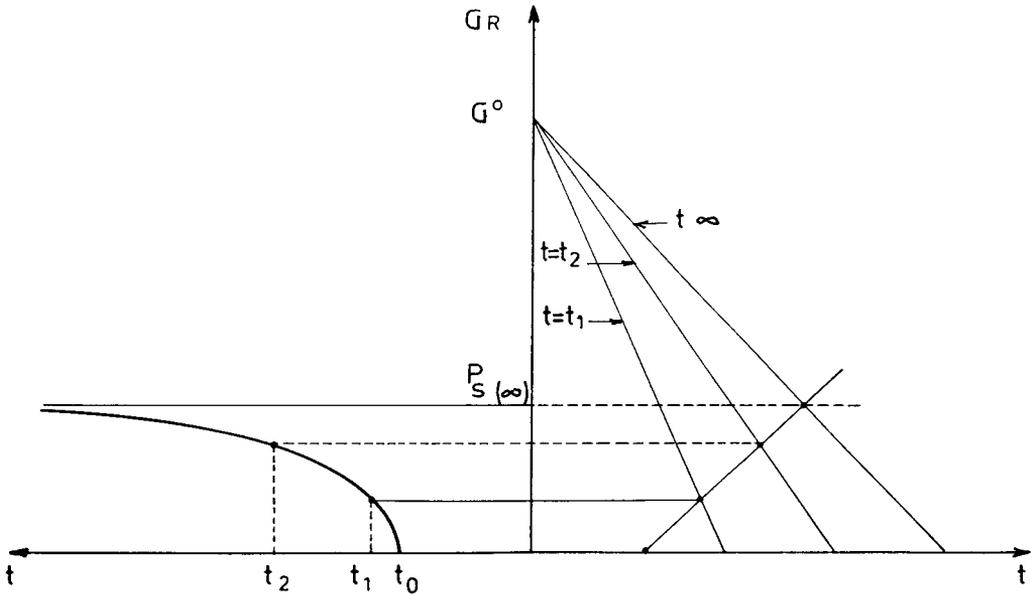


Fig. 16 — Curvas características do maciço para diferentes instantes

7 — A IMPORTÂNCIA DA INSTRUMENTAÇÃO

Os métodos analíticos e numéricos constituem portanto ferramentas importantes para o estudo de obras subterrâneas. A dificuldade maior está na determinação dos dados necessários; várias incertezas subsistem na avaliação de diversos parâmetros, que são essenciais, sendo que a determinação de alguns valores não se baseia nem mesmo em ensaios. Esta situação é particularmente crítica para os maciços rochosos de baixa resistência. Por conseguinte é indispensável controlar as previsões dos modelos por uma instrumentação fíavel durante a escavação, permitindo adaptar os métodos construtivos.

A instrumentação a partir de medidas de convergência é a mais fácil e confiável a utilizar numa obra subterrânea. Como foi indicado nos parágrafos acima, a convergência de uma secção é função do avanço da frente de escavação e do comportamento reológico do maciço. Para se efectuar uma análise completa da convergência convém representar as medidas em três tipos de gráficos dando:

- a distância x entre a frente de escavação e da secção de medida em função do tempo,
- a convergência C em função de t ,
- C em função de x .

A influência da frente de escavação decresce rapidamente quando x cresce e a inclinação da curva de convergência é bastante forte nas proximidades da frente de escavação. Por consequência, é necessário que se façam as primeiras medidas de convergência o mais próximo possível da frente de escavação. Esta condição nem sempre é passível de ser executada nas obras.

Uma vez que a frente de escavação se distancie da secção de medida, a sua influência diminui e a convergência é controlada pelo comportamento reológico do maciço e a rigidez do suporte.

A distância de influência da frente de escavação pode ser avaliada pela verificação detalhada da curva de convergência em função do tempo. Após uma paragem no avanço das escavações, uma descontinuidade da velocidade de convergência aparece apenas se a distância da secção de medida está ainda situada a uma distância inferior à distância de influência da frente de escavação.

Os períodos de paragem no avanço podem também ser utilizados, se são suficientemente longos, para analisar o comportamento da deformação do maciço.

Para a análise das convergências medidas nas escavações, é útil dispor-se de uma expressão analítica da convergência, que considere simultaneamente o efeito da frente de escavação e do comportamento reológico do maciço. Uma expressão frequentemente utilizada é da forma:

$$C(x,t) = Af(x) [1 + mg(t)] \quad (37)$$

onde A e m são constantes, $f(x)$ é uma função que depende somente de x e $g(t)$ é uma função que depende somente de t .

Para várias obras, as funções:

$$f(x) = 1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \quad (38)$$

e

$$g(t) = 1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^\beta \quad (39)$$

permitiram um ajuste das medidas com uma grande precisão.

Em todos os casos, o acompanhamento das curvas de convergência é uma ferramenta preciosa para verificar a eficiência dos métodos de escavação e das técnicas de suporte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADACHI, T.; MORITA, E. — *Mechanical behaviour and failure criteria of jointed soft rock*. Proc. JSCE, n.º 320, pp 99-111, 1982.
- ADACHI, T.; YASHIMA, A.; MATSUKAGE, S. — *Fundamental study on mechanical behaviour of rock mass with clayey seams*. Proc. 6th Japan Symposium on Rock Mechanics, pp 103-108, 1984.
- AFTES — *Recommandations pour l'emploi de la méthode convergence confinement*. Groupe de Travail n.º 7. Tunnels et Ouvrages souterrains 59, 219-238, 1983.
- BARTON, N. R.; LIEN, R.; LUNDE, J. — *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. 25, n.º 1, 3-13, 1974.
- BIENIAWSKI, Z. T. — *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling*. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver 2, Part A, 27-32, 1972.
- BIENIAWSKI, Z. T. — *Engineering rock mass classifications*. Wiley-Interscience, 251 p, 1989.
- BEREST, P.; NGUYEN MINH, D. — *Time-dependent behaviour of lined tunnels in soft rocks*. Eurotunnel 83 Conference, Basel, Switzerland, Paper 7, 1983.
- BROWN, E. T.; BRAY, J. W.; LADANYI, B.; HOEK, E. — *Ground response curves for rock tunnels*. J. Geotech. Engrg. Div. Am. Soc. Civ. Engrs, 109 (1), 15-39, 1983.
- CORBETTA F.; BERNAUD, D.; NGUYEN MINH, D. — *Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude*. Revue Française de Géotechnique n.º 52, 1990.
- CUNDALL, P.; HART, R. — *Numerical modelling of discontinua*. Kynote address 1st US conference on discrete element methods (DEM), 1989.
- DAEMEN, J. J. K.; FAIRHURST, C. — *Rock failure and tunnel support loading*. Proc. Int. Symp. Underground Openings, Lucerne 1972.
- EGGER, P. — *Einfluss des Post-Failure Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau* (Unter besonderer Berücksichtigung des Ankerbaus). Veröff. Institut. für Boden und Felsmech., Univ. Karlsruhe H. 57, 1973.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. — *Underground Excavations in Rock*. IMM, London, 1980.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. — *The Hoek-Brown failure criterion, a 1988 update*. Proc. 15th Rock Mech. Symp., University of Toronto, 31-38, 1988.
- OKAMOTO R.; KOJIMA, K.; YOSHINAKA, R. — *Distributions and engineering properties of weak rocks in Japan*. International Symposium of Weak Rocks, pp 89-101, Tokyo, 1981.
- PACHER, F. — *Deformationsmessungen in Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues*. Felsmechanik und Ingenieurs-geologie Supplementum IV, 149-161, 1964.
- PANET, M.; GUELLEC, P. — *Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel derrière le front de taille*. Proc. 3rd Congr. Int. I. S. R. M. in Advanced in rock mechanics, Denver (Washington D. C.), National Academy of Science, 1974, 1163-8, 1974.
- PANET, M. — *Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture*. Rock Mechanics, 8, 209-223, 1976.
- PANE, M.; GUENOT, A. — *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling 82, 197-204, IMM. Brighton, 1982.
- PRIEST, S. D. — *Hemispherical projection methods in rock mechanics*. Georges Allen and Unwin, 124 p, 1985.
- ROCHA, M. — *Alguns factores relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência*. Proc. 5th Pan Am Congr. Soil Mech. Found. Eng. Buenos Aires, 1975.
- ROUSSET, G. — *Comportement mécanique des argiles profondes. Application au stockage des déchets radioactifs*. Thèse, École Nationale des Ponts & Chaussées, Paris, 1988.
- SULEM, J. — *Comportement différé des galeries profondes*. Thèse de Docteur-Ingénieur, 159 pp, École Nationale des Ponts & Chaussées, Paris, 1983.
- SULEM, J.; PANET, M.; GUENOT, A. — *Clouse analysis in deep tunnels*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 24, 145-154, 1987.
- WARD, W. H. — *Ground supports for tunnels in weak rocks*. 18th Rankin lecture, Géotechnique, 28, n.º 2, 133-71, June 1978.