

ANÁLISE NÃO-LINEAR DA ESTABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS DIACLASADOS*

Block nonlinear stability analysis of jointed rock masses

por

A. C. MATOS**

J. B. MARTINS***

RESUMO — É apresentado um modelo não-linear para o cálculo em estado plano de tensões e deformações em maciços rochosos constituídos por blocos rígidos separados por juntas. O modelo permite a simulação numérica do colapso, quer por variação das acções, quer por enfraquecimento das resistências, possibilitando assim a obtenção de coeficientes de segurança, conformes com distintos caminhos de colapso. As acções aceites podem ser as do peso próprio da massa rochosa (avaliada e colocada automaticamente nos centros de gravidade dos blocos), as de origem tectónica e de percolação (localizadas nas juntas) e as concentradas nas paredes dos blocos como, por exemplo, as resultantes de ancoragens e pregagens. As juntas poderão ser modeladas como de contacto liso, rugoso, ou preenchidas com material arenizado ou caulinizado. O modelo de comportamento do conjunto blocos-juntas permite a simulação de alguns comportamentos característicos como, por exemplo, a da redução da resistência ao corte devido à rotação entre blocos.

SYNOPSIS — A non-linear model for the calculation of the deformation and of the safety factor for jointed rock masses subjected to selfweight and external forces (hydraulic, nailing, prestressing, etc) is presented. The constitutive laws for the joints allow for soil or weathered rock filling and also for surface of contact reduction due to opening of the joints during the loading process.

1 — INTRODUÇÃO

A estabilidade das massas rochosas diaclasadas depende essencialmente do estado natural de tensões e da geometria das juntas de descontinuidade (e seu comportamento mecânico) e muito pouco da matriz rochosa dos blocos, cuja interferência se resume praticamente à acção do seu peso.

Os modelos usados especificamente para a aferição do grau de segurança ao colapso podem ser classificados em rígidos-plásticos com comportamento cinemático dos blocos (métodos clássicos), em rígidos-plásticos com análise baseada na teoria dos conjuntos (Teoria dos Blocos, Goodman e Ghen-Hua Shi, 1985), em elásticos com eliminação progressiva das ligações nas juntas plastificadas (Cundall, 1974, Belytscho, 1984), em elásticos com comparação dos integrais de tensões nas presumíveis juntas de escorregamento, e em elásticos não-

*Apresentado no 6.º Congresso de ISRM, Montreal, 1987. A discussão do trabalho está aberta por um período de três meses.

**Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

***Universidade do Minho.

-lineares com plastificação nos limites das deformações. O presente modelo pertence a esta última classe, sendo a rotura considerada em cada um dos três tipos possíveis de movimentos entre blocos. A modelação é baseada na relação entre forças (integrais das tensões) entre blocos e correspondentes deslocamentos.

O estado de deformação é indispensável à simulação do colapso com consideração das resistências residuais e de pico, da dilatância, dos efeitos mistos de rotação e escorregamento, etc. Sempre que a diferença de rigidezes entre os blocos rochosos e as juntas for muito elevada, é razoável que a modelação da massa rochosa se faça considerando intrinsecamente os blocos como indeformáveis, resultando deste facto evidentes vantagens numéricas e de qualidade de resultados. Os algoritmos que, tal como o método dos elementos finitos, simulam esta diferença à custa da consideração de valores muito diferentes nos parâmetros elásticos, são susceptíveis de introdução de erros numéricos.

Para obter um coeficiente de segurança ao colapso por redução global das resistências pelo factor F_s , estuda-se o efeito de factores crescentes F_s e, para cada caso, traça-se a curva iterações-deslocamentos até se detectar o primeiro valor F_s que conduz a uma curva não-convergente.

Na simulação do colapso de massas diaclasadas com modelos que analisam simultaneamente a instabilidade de perda de equilíbrio por rotação, de escorregamento e de tracção/compressão, existe quase sempre a possibilidade de colapsos parciais, não envolvendo a totalidade da massa, ou de colapsos distintos conforme os caminhos de variação de acções/resistências escolhidos. Se for acrescentado a este facto a consideração de resistências de pico e residuais, surge uma complexidade devido às várias possibilidades de obtenção de F_s . Uma solução mais correcta poderá ser conseguida pela utilização da teoria da fiabilidade na definição probabilística da segurança (C. Matos, 1987).

2 — LEIS CONSTITUTIVAS PARA JUNTAS ROCHOSAS

A modelação de juntas rochosas no domínio das tensões e deformações não é tarefa fácil. Mesmo nos casos em que as juntas estão preenchidas com materiais arenosos ou argilosos de formação e comportamento semelhante a solos (residuais, sedimentares), o comportamento do maciço rochoso, no seu conjunto, é muito diferente do de uma massa do mesmo solo. Isto é devido à descontinuidade estrutural motivada pelas juntas, originando figuras de colapso distintas das dos solos e comportamento cinemático dos blocos rochosos, de rigidez muito superior à das juntas. A modelação das juntas torna-se particularmente difícil pois é necessário garantir a continuidade do campo das tensões, ou das forças, simulando a descontinuidade dos deslocamentos por métodos aproximados. No presente modelo esta descontinuidade é conseguida pela utilização de blocos efectivamente rígidos, combinados com juntas deformáveis.

No caso de juntas rugosas não preenchidas com solo, o comportamento é essencialmente determinado pelo atrito ϕ_u do material das paredes da junta e pela imbricação i das rugosidades. A imbricação pode ser responsável pela dilatância da junta durante o processo de deslocamento de corte. O impedimento (natural ou provocado) desta dilatância conduz a um aumento da resistência ao corte, habitualmente mantida como reserva de segurança por dificuldade de avaliação nos cálculos.

O processo de imbricação é de difícil modelação e caracterização. Correntemente é usada a inclinação média i , das rugosidades ou outro valor particular, resultante de uma análise estatística das mesmas. O valor i é decrescente com a pressão média da junta σ , tornando-se nulo para a pressão de não dilatação σ_T . Esta pressão implica o corte das rugosidades pela base, sendo o material resultante responsável pelo atrito residual entre blocos. Neste modelo considerou-se que:

$$i = i_0 (1 - \sigma/\sigma_T)^K, \quad K = \text{parâmetro experimental}$$

Nas condições descritas, o atrito global ϕ entre blocos pode ser formulado por:

$$\phi = \phi_u + i_0 (1 - \sigma/\sigma_T)^K, \quad \sigma \leq \sigma_T$$

Esta equação permite traduzir, por exemplo, a diferença de comportamento de uma junta de separação de blocos, nos casos de estabilidade de massas superficiais ($\sigma \simeq 0$) ou em grandes profundidades ($\sigma \simeq \sigma_T$). O desenvolvimento desta expressão e a modelação da rotura das rugosidades permitiria concluir que (C. Matos, 1987) a pressão de não dilatação σ_T é superior, ou quanto muito igual, à pressão σ_A do diagrama linear do critério de cedência de Patton (1966) (Fig. 1) podendo σ_A ser usada em substituição de σ_T nas formulações apresentadas.

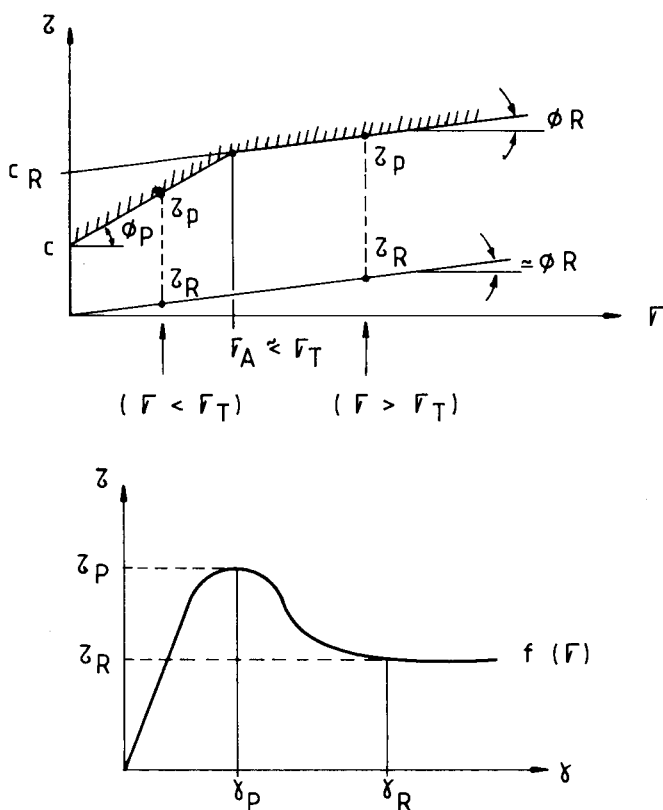


Fig. 1 — Condições limites em situações residual e de pico

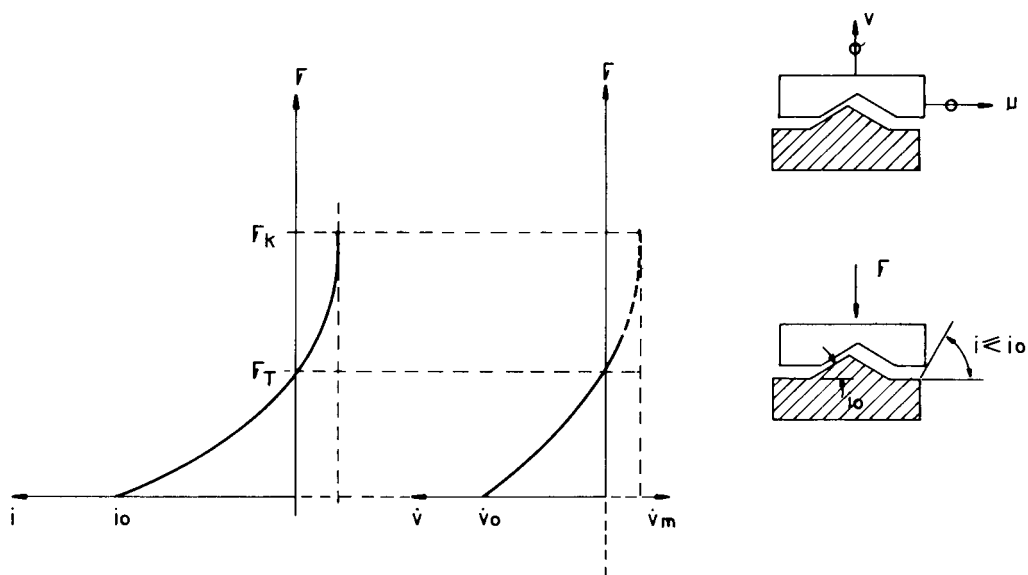


Fig. 2 — Comportamento de imbricação

2.1 — Caracterização do modelo proposto

Um certo número de tipos de junta podem ser definidas tendo em consideração a espessura da junta, as dimensões das rugosidades, a existência ou não de enchimento, a natureza do material de enchimento e a percentagem da espessura preenchida, etc. (C. Matos, 1987).

No que respeita à lei de comportamento ao corte, proposta neste modelo, ela é porventura a de mais significado na mecânica destes maciços. Referem-se as seguintes particularidades, incluídas no modelo:

- i) a distorção γ_p no pico da resistência τ_p (Fig. 3);
- ii) uma relação linear entre γ_p e a tensão normal σ :

$$\gamma_p = m \sigma$$

- iii) a distorção residual γ_R no início do patamar de resistência residual τ_T (medida aqui pelo acréscimo γ_s em relação a γ_p , ou parâmetro de fragilidade):

$$\gamma_s = \gamma_R - \gamma_p$$

Resultados experimentais parecem indicar que γ_s é função inversa de σ (Fig. 3). Sugere-se a seguinte expressão:

$$\gamma_s = (a/\text{tg } i_0) (1 - \sigma/\sigma_T)^K$$

em que a é a amplitude média das rugosidades, podendo $(a/\text{tg } i_0)$ ser obtido experimentalmente para $\sigma \simeq 0$.

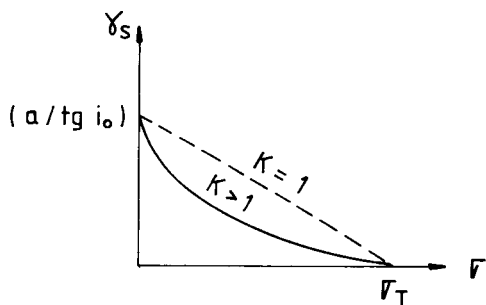


Fig. 3 — Influência de σ em γ_s

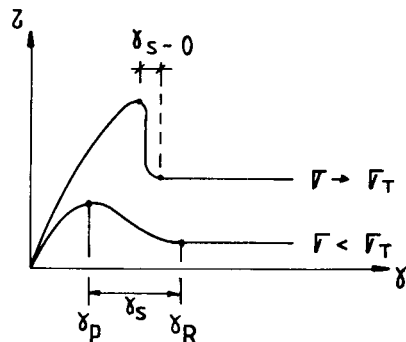


Fig. 4 — Comportamento frágil ($\gamma_s \approx 0$) e dúctil ($\gamma_s > 0$)

As resistências ao corte, máximas ou de pico τ_p e mínimas ou residuais τ_R , devem ser entendidas como valores limites, ou de cedência. A existência de um par de valores (τ_p , τ_R) para um mesmo valor de tensão normal τ exige do critério de cedência uma evidente distinção, o que é conseguido, como se referiu, a partir do estado de deformação mobilizado γ (γ_p , γ_R).

A utilização de um critério de cedência $F(\tau, \sigma) = 0$, do tipo bilinear exige, por outro lado, que os valores de pico da curva (τ , γ) sejam função de (ϕ , C), quando $\tau < \tau_A$, ou de (ϕ_R , C_R), quando $\tau > \tau_A$. Quanto aos valores residuais, eles serão praticamente independentes do valor de σ em relação a σ_A (Fig. 4). Contudo outras leis de cedência podem ser consideradas no programa de cálculo apresentado.

Os outros parâmetros necessários para o modelo proposto são as características elásticas E_0 e G_0 (Fig. 5), podendo G_0 ser dispensado por ser relacionável com outras características (C. Matos, 1987).

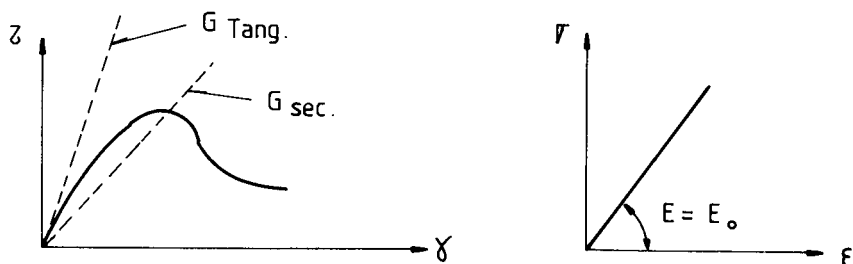


Fig. 5 — Comportamentos lineares

2.2 — Lei constitutiva axial [$N=f_3(\epsilon)$]

Na fase actual de aplicação do modelo, optou-se por uma relação linear entre σ e ϵ , ou seja entre N e ϵ , limitada naturalmente à não-existência de tracções, ou a um valor aproximadamente igual a $2 \times$ coesão no caso de esta existir. O coeficiente da relação linear é o valor E_0 ou E_0/H no caso da formulação incluir a espessura H da junta.

A consideração de outro tipo de leis deve ser comprovada por elementos experimentais (Goodman, 1977): podendo-se contudo referir o caso de juntas abertas, para as quais deve ser usado um valor E_0 quase nulo enquanto as paredes da junta não encostarem e o caso de juntas rígidas, para as quais deverá ser usado um valor E_0 tal que tome valores semelhantes à rigidez dos blocos.

Embora o valor de E_0 não tenha interferência significativa na generalidade dos problemas em que o objectivo é o da verificação da segurança ao colapso casos há, como por exemplo, os que envolvem dilatação, pregagens ou ancoragens, em que é determinante o rigor do valor atribuído a E_0 .

2.3 — Lei constitutiva para o corte [$\tau=f_1(\gamma, \sigma)$]

Para traduzir analiticamente as curvas experimentais da relação τ com γ , obedecendo intrinsecamente às condições das Fig. 3, 4 e 1, foi usada uma analogia mecânica com o comportamento (geometricamente não-linear) da compressão de uma barra elástica submetida a movimentos numa das extremidades (C. Matos, 1987).

Pode-se mostrar que a referida analogia conduz à seguinte expressão para $\tau=f_1(\sigma, \gamma)$:

$$\tau = \frac{\sigma_e \operatorname{tg} \phi + c}{\left(1 - \frac{k}{\sqrt{1+k^2}}\right)} \left(1 - \frac{R}{m\sigma_e \sqrt{1+k^2}}\right);$$

$$R = \sqrt{H^2 + (m\sigma_e - \gamma)^2} \quad (2.3.1)$$

$$0 < \gamma \leq \gamma_p$$

em que σ_e é a tensão de contacto efectiva, igual a N/S_e , sendo a área de contacto efectiva (S_e é a função inversa da rotação relativa entre blocos). A tensão τ é convertida na força de corte T , pelo produto com S_e ($T = \tau S_e$)

2.4 — Lei constitutiva para a rotação relativa [$M=f_2(N, \theta)$]

A distribuição da tensão normal σ numa junta é, geralmente, não-uniforme, como consequência da existência de um momento M . Esta não-uniformidade de σ pode ser considerada apenas na modelação de $M=f_2(N, \theta)$, admitindo-se nas restantes f_1 e f_3 que a tensão σ toma um valor médio ($\sigma = N/S_e$).

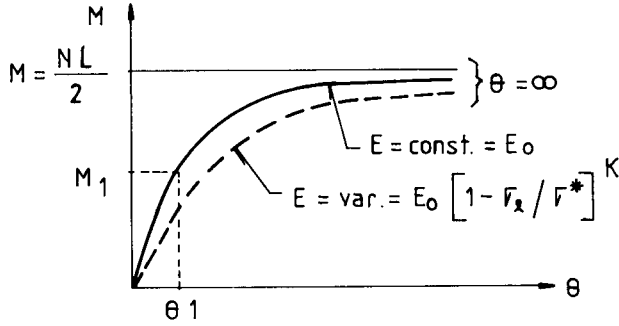
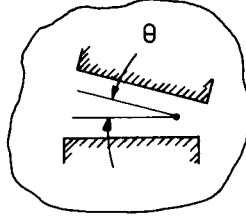


Fig. 6 — Comportamento em rotação

Neste modelo considerou-se uma distribuição linear de σ em toda a junta, ou apenas na área comprimida, quando o momento M conduz na restante área da junta a tracções superiores a q_U (tracção limite em ensaio não confinado; $q_U = 0$ em juntas não preenchidas).

Sendo assim, há dois casos distintos a considerar:

a) $M \leq M_1$ (toda a junta comprimida), neste caso a relação entre M e θ é linear:

$$M = (EL^3/12) (\theta/H) \quad (2.3.2)$$

em que H é a espessura da junta e L o seu comprimento. O valor limite de $M = M_1$ é o seguinte:

$$M_1 = (N/L - q_U) (L^2/6) \quad (2.3.3)$$

$$\theta_1 = M_1 / (EL^3/12H) \quad (2.3.4)$$

b) $M > M_1$ (compressão parcial)

Se $q_U = 0$, poder-se-ia concluir que:

$$M = (LN - \sqrt{8N^3 H / qE\theta}) / 2 \quad (2.3.5)$$

Se $q_U > 0$, haveria alguma área tracionada, sendo:

$$M = [L (N + q_U L)] / 2 - [4H (N + q_U)^3 / (qE\theta)]^{1/2} \quad (2.3.6)$$

Conforme se poderia verificar de (2.3.6) o momento de derrube por rotação de aresta ($\theta = \infty$) vale:

$$M = NL/2 + q_U L^2/2 \quad (2.3.7)$$

Este valor é atingido nos blocos em instabilidade posicional (desequilíbrio) provocada por rotação e é sempre acompanhado de compressão N e de corte T .

Durante o processo de rotação, a tensão na aresta aumenta até σ^* (resistência à compressão axial), neste estado, a rotação não é mecanicamente realizada na aresta, mas sim a meio da área de contacto efectivo $S_e = N/\sigma^*$. O módulo elástico E_0 diminui naturalmente de forma muito significativa durante este processo, tornando-o mais dúctil:

$$E = E_0 [1 - (\sigma_e/\sigma^*)]^k$$

O momento de derrube diminui ligeiramente, podendo em (2.3.7) L ser substituído por $(L - S_e/2)$ não tendo, em geral, este efeito qualquer significado, a menos que a rocha (ou a aresta) estejam enfraquecidas ou que L seja relativamente pequeno.

3 — O algoritmo de cálculo

A massa rochosa supõe-se constituída por blocos rígidos contactando entre eles por juntas deformáveis. O modelo está desenvolvido para estado plano de tensão podendo, com relativa facilidade, ser introduzidas outras ligações para simular condições de fronteira distintas.

O número de lados de cada bloco está limitado a quatro, podendo contudo ser facilmente aumentado, sendo os contactos entre eles (numeração da junta, características, etc.) detectados automaticamente. De igual forma são calculados o centro de gravidade e a massa de cada bloco. As acções exteriores podem ser directamente aplicadas no bloco (amarrações e ancoragens, forças de massa, etc.), aplicadas em equilíbrio nas juntas e normalmente a estas (tensões geológicas instaladas, forças hidrostáticas) ou aplicadas tangencialmente nas duas paredes das juntas, em adição (forças de percolação hidráulica).

Nas condições descritas, o movimento de um bloco fica suficientemente descrito com duas translações e uma rotação, por exemplo $d_{H,G}$, $d_{V,G}$, θ_G referidas no centro de gravidade. As deformações são definidas nas juntas e são a extensão normal ε no centro da junta, a distorção γ e a rotação relativa θ . As correspondentes forças (elásticas ou plásticas) são $F_i (N_i, T_i, M_i)$, referidas à junta, ou $F_G (V_G, H_G, M_G)$ transportadas para o centro de gravidade do bloco.

Este conjunto comporta-se mecanicamente como uma estrutura de nós rígidos e dimensões finitas, ligadas entre si por elementos deformáveis. A matriz de rigidez de cada junta é dada por:

$$k_j = \begin{bmatrix} E_0 & L^3/(12H) & 0 & 0 \\ 0 & & E_0 \times L \times 1 & 0 \\ 0 & & 0 & G_0 \times L \times 1 \end{bmatrix} \quad (3.1.1)$$

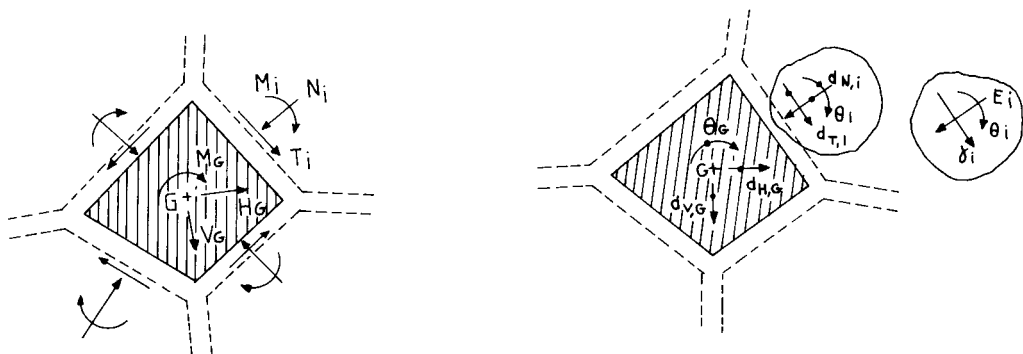


Fig. 7 — Forças e deslocamentos referidas ao C.G. e a um bloco i

Esta matriz é tal que:

$$[M, N, T]_j^T = k_j [\theta, \varepsilon, \gamma]_j^T, \quad (3.1.2)$$

sendo

$$\begin{aligned} \theta_j &= d_{M,m} - d_{M,n}; \quad \varepsilon_{Nj} = (d_{N,m} - d_{N,n})/H; \\ \gamma_j &= (d_{T,m} - d_{T,n})/H, \end{aligned} \quad (3.1.3)$$

m e n são os blocos em contacto na junta J .

A geração da matriz de rigidez é realizada por linhas, atribuindo um determinado deslocamento unitário a um dos blocos e calculando a incidência do próprio bloco e nos blocos contactantes, considerados fixos. Como método auxiliar de calcular a incidência de deslocamentos em forças é usado o princípio dos trabalhos virtuais.

Considera-se o bloco m ligado ao bloco n pela junta J . Se todos os blocos estiverem fixos à excepção de m então é possível estabelecer a seguinte relação:

$$[M, N, T]_j^T = K_j B_j \bar{d} \quad (3.1.4)$$

em que

$$B_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/H & 0 \\ 0 & 0 & 1/H \end{bmatrix} \quad (3.1.5)$$

e

$$\bar{d} = [d_{M,m}, d_{N,m}, d_{T,m}]^T$$

Os deslocamentos locais \tilde{d} podem ser transformados para o sistema geral de eixos e o mesmo pode ser feito para as forças generalizadas \tilde{F}_j :

$$\begin{aligned} \tilde{d}_{m,j} &= T_{m,j} \cdot \tilde{D}_{m,j} \\ \tilde{F}_{m,j} &= [\tilde{T}]_{m,j}^T \tilde{Q}_{m,j} \end{aligned} \quad (3.1.6)$$

Colocando (3.1.4) no 2.º membro de (3.1.6),

$$\tilde{F}_j = [T]^T \cdot K_j \cdot B_j \cdot T_j \cdot \tilde{D}_j \quad (3.1.7)$$

em que:

$$T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ -y & 1 & 0 \\ x & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \alpha & \sin \alpha \\ 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \quad (3.1.8)$$

e:

$$x = x_{m,j} - x_{m,G} \quad ; \quad y = y_{m,j} - y_{m,G} \quad (3.1.9)$$

A expressão (3.1.7) significa que a matriz de rigidez do bloco m em relação à junta J , no sistema geral de coordenadas, é:

$$K_{m,j} = [T_{m,j}] \cdot K_j \cdot B_j \cdot T_{m,j} \quad (3.2.0)$$

A rigidez do bloco será:

$$K_{m,m} = \sum K_{m,j} \quad (3.2.1)$$

O equilíbrio da junta j exige que às forças no bloco m correspondam forças simétricas no bloco n , pelo que:

$$K_{m,n} = -[T_{n,j}]^T \cdot K_j \cdot T_{n,j} \quad , \quad n \neq m \quad (3.2.2)$$

As equações de equilíbrio escrevem-se:

$$K \cdot \tilde{D} = \tilde{F} \quad (3.2.3)$$

As matrizes $k_{m,m}$ são geradas numa primeira rotina que requer um duplo ciclo em todos os blocos, por exigir adição dos factores matriciais dos blocos que contactam com o bloco m .

As matrizes $k_{m,n}$ são geradas posteriormente, uma a uma e imediatamente armazenadas em memória central.

Esta geração da matriz k e a resolução do sistema de equações baseiam-se numa transformação ao método de Gauss desenvolvida e optimizada para cálculos iterativos em pequenos computadores (C. Matos, 1983).

3.1 — Introdução da não-linearidade

Aplicou-se o método das tensões iniciais (Zienkiewicz, 1974), com matriz de rigidez constante K .

No início, calcula-se \bar{D}_1 de (3.2.3) e a partir de (3.1.6) calcula-se $\bar{d}_{m,j}$ e $\bar{d}_{n,j}$. Da diferença destes valores obtêm-se θ_j , $\varepsilon_{N,j}$ e γ_j e de (3.1.2) os valores de $[M, N, T]_{j,1}^T$. Em seguida, com N e θ_j obtêm-se M_2 de (2.3.2) ou (2.3.7). De maneira similar obtinha-se T_2 e N_2 . As correcções a fazer a M, N, T são:

$$\Delta M = M_2 - M_1, \Delta N = N_2 - N_1, \Delta T = T_2 - T_1,$$

e as correcções ao vector \bar{F} :

$$\Delta \bar{Q}_2 = \bar{Q}_2 - \bar{Q}_1$$

4 — EXEMPLOS

4.1 — Exemplo 1

No exemplo indicado na Fig. 8 pretende-se determinar o coeficiente F_s , de segurança ao colapso, dos dois blocos. Com as características indicadas, obteve-se o valor de redução das resistências $F_s = 1.87$, para o qual os deslocamentos dos blocos eram indeterminados. As características de deformabilidade e de resistência foram determinadas pela análise de curvas experimentais (τ, γ) apresentadas por Barton (Boletim do Norwegian Geotechnical Institute, n.º 105, pg. 26, 1974) e dizem respeito a ensaios efectuados por Coulson (University of Illinois) sobre uma junta criada artificialmente por extensão de um bloco granítico. Verificou-se ainda que o colapso foi obtido antes da mobilização das resistências residuais em qualquer das juntas e que as resistências de corte atingidas na cedência localizaram-se, em qualquer das juntas, no primeiro troço recto do diagrama bilinear das resistências.

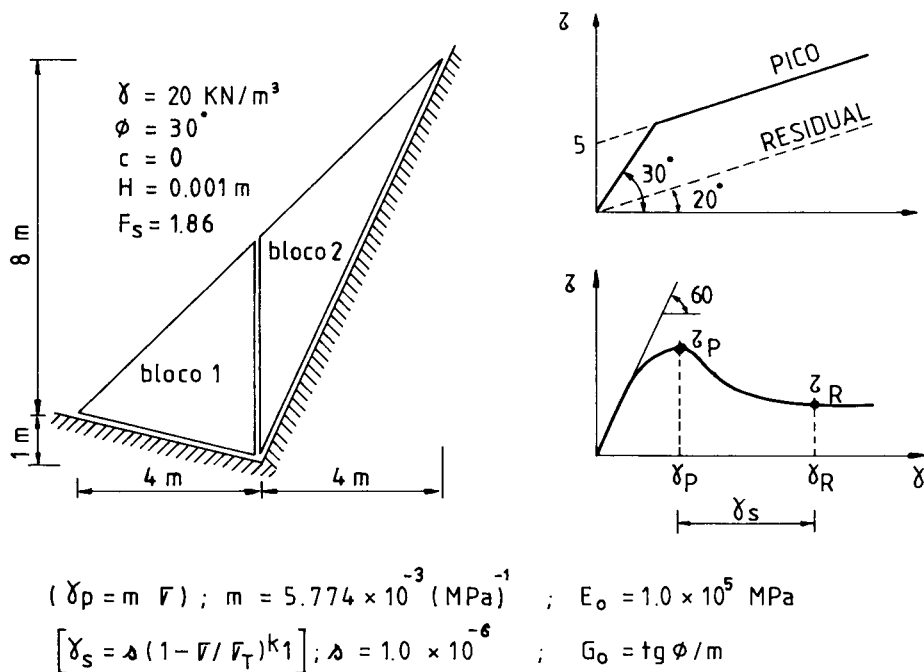


Fig. 8 — Estabilidade de dois blocos

Com o objectivo da comparação do resultado obtido, analisou-se a mesma situação de colapso mas em modelo cinemático com comportamento rígido-plástico das juntas, em estado de equilíbrio limite. Para as mesmas condições obteve-se o coeficiente de segurança $F_s = 1.76$. Fez-se então variar a inclinação α da junta interna entre os dois blocos, tendo-se detectado uma grande influência da inclinação no valor de F_s (Fig. 9). Esta conclusão é importante pois, numa primeira análise, poder-se-ia supor que a referida junta não interferia, tão significativamente, na segurança ao colapso, por não pertencer ao conjunto interligado das juntas envolvidas no escorregamento.

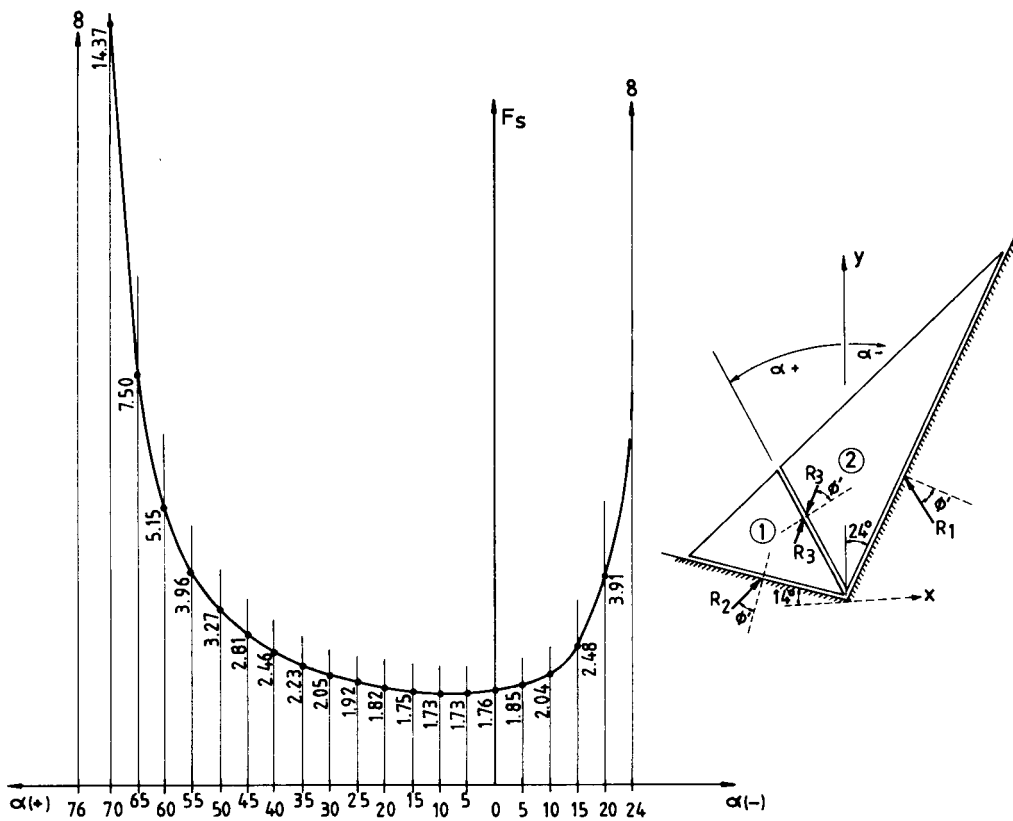


Fig. 9 — Influência de α no coeficiente F_s

4.2 — Exemplo 2

Neste exemplo (Fig. 10), o programa foi aplicado a um caso referido por Gen-Hua Shi e R. E. Goodman (1985). Os parâmetros de resistência ao corte das juntas têm o seguinte valor: $\phi = 45^\circ$, $\phi_R = 30^\circ$, $C = 10 \text{ kN/m}^2$, $C_R = 20 \text{ kN/m}^2$. A baridade dos blocos vale 23 kN/m^3 e os parâmetros de deformabilidade necessários ao modelo e não indicados pelos autores foram tomados com os seguintes valores: $E_0 = 10^8 \text{ kN/m}^2$; $G_0 = 10^5 \text{ kN/m}^2$, $m = 10^{-4} (\text{Mpa})^{-1}$, $s = 10^{-2}$, $H = 0.01 \text{ m}$.

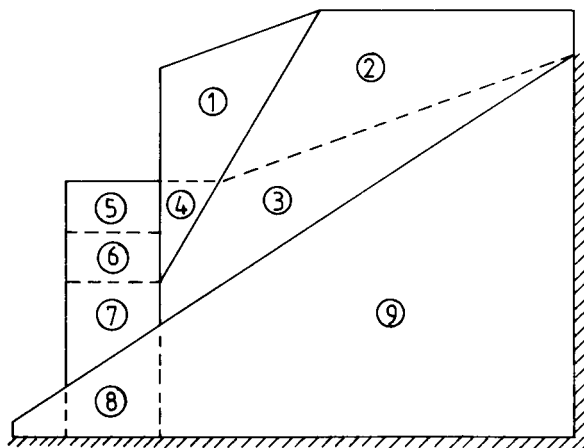


Fig. 10 — Estabilidade de uma massa rochosa diaclasada

Um primeiro factor de segurança $F_s = 0.86$ foi obtido como resultado do colapso parcial por rotação (basculamento) do bloco [5/6/7]. Para aquele valor de redução global das resistências F_s , os deslocamentos do referido bloco são divergentes, mantendo-se estacionários os restantes blocos. Continuando a aumentar o valor de F_s atinge-se, para $F_s = 0.95$, uma situação em que a totalidade dos blocos apresenta deslocamentos divergentes — colapso global da massa — embora a junta entre os blocos [1/4] e [2/3] se mantenha sem cedência. Poder-se-ia concluir, de uma análise do equilíbrio de forças na referida junta, que o deslocamento entre esses blocos dar-se-ia para $F_s = 1.45$.

Neste exemplo e para cada valor de F_s , foram encontradas juntas que se encontravam na situação de resistência residual ϕ_R , enquanto que outras se mantinham ainda em valores inferiores aos de pico ϕ_p . Esta situação, que é de difícil modelação por outros modelos, pode ser bastante crítica na análise da estabilidade de blocos com juntas rugosas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- GEN-HUA SHI and R. E. GOODMAN 1985 — *Two Dimensional Discontinuous Deformation Analysis*. "Int J. Num. Anal. Meths. in Geomech." 9: 541-556.
- GOODMAN, R. E. 1972 — *Duplication of Dilatancy in Anal. of Jointed Rocks*. "J. of S. M. F. Div. ASCE", V. 98, SM4: 400-422.
- GOODMAN, R. E 1977 — *Analysis in Jointed Rock*. in "Finite Element in Geomechanics", G. Gudehus (ed), N. Y., John Wiley.
- GOODMAN, R. E. e GEN-HUA SHI 1985 — *Block Theory and its Application to Rock Engineering*. Univ. California, Ed. Prentice-Hall.
- MATOS, A. C. 1987 — Ph. D. Thesis (in Portuguese), U. OPorto.
- MATOS, A. C. & J. B. MARTINS 1985 — *The Stability of Blocks with Soil filling Joints*. Proc. XI Int. Conf. Soil Mech. F. E., S. Francisco, 9/A/9: 2335-2337.
- ZIENCKIEWICZ, O. C. 1974 — *Viscoplasticity as a Computational Model for Deformation and Collapse Studies*. Symposium on Non-linear Techniques, Crowthorne.