

CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO*

Strength and deformation characteristics of rockfill materials

por

A. VEIGA PINTO**

RESUMO – Nos últimos anos, vários autores têm procurado estabelecer modelos reológicos para os materiais de enrocamento. Este artigo*** analisa a principal bibliografia sobre o assunto e fazem-se algumas sugestões com base em ensaios laboratoriais conduzidos no LNEC.

Três aspectos são especialmente focados: o estudo da deformabilidade a partir de considerações sobre as forças de contacto e a resistência à fracturação das partículas; a relação de semelhança na preparação de provetes laboratoriais com partículas reduzidas a uma dada escala relativamente à amostra do protótipo; uma análise sobre a influência dos múltiplos factores que condicionam o comportamento mecânico dos materiais de enrocamento, a qual permite uma melhor compreensão das dificuldades envolvidas na definição dum modelo reológico simples.

SYNOPSIS – In the last years, some authors have found to set up rheological models for rockfill materials. This article analyses the most important literature on the subject and some suggestions based on laboratorial tests performed in LNEC are made.

Three questions are particularly stressed: the study of deformability based on considerations about the particles contact forces and resistance to fracturing; the similarity relation in the preparation of laboratory samples with particles reduced to a given scale as regards the sample of the prototype; an analysis of the influence of the many factors that condition the behaviour of rockfill materials to aid on the understanding of the difficulty on defining a simple rheological model.

*Manuscrito recebido em Junho 1979. A discussão do trabalho está aberta durante um período de três meses.

* Estagiário para Especialista da Divisão de Fundações, LNEC, Lisboa.

** Este trabalho é o segundo duma série de três que têm por base exposições efectuadas a propósito do seminário sobre enrocamentos, efectuado no LNEC em Outubro de 1978. O primeiro, "Os aterros de enrocamento. Tendências actuais e seu reflexo em Portugal" (E. Maranha das Neves) foi publicado na Geotecnia n.º 26 e o terceiro "Dimensionamento de barragens de aterro de enrocamento" (E. Maranha das Neves) sairá no próximo número da revista.

1 - INTRODUÇÃO

A previsão do comportamento duma obra geotécnica pressupõe o cálculo e julgamento de certas características, nomeadamente resistência mecânica, deformabilidade e permeabilidade. No caso duma obra com material tipo enrocamento, o estudo da permeabilidade, normalmente muito elevada, pode considerar-se secundário relativamente ao do da resistência e deformabilidade. Reconhece-se no entanto que estas duas propriedades, aparentemente distintas, são manifestações diferentes dum mesmo estado de estabilidade. Assim, deverão ser estudadas conjuntamente, como por exemplo nos métodos de dimensionamento que, baseando-se no conhecimento da reologia dos materiais em causa, permitem a previsão dos estados de tensão e deformação.

Para a definição das equações constitutivas dos materiais de que se dispõe para a estrutura é necessário seleccionar e obter determinados parâmetros, por meio de ensaios. Tais equações vão permitir um conhecimento à priori do comportamento da obra e, conseqüentemente, uma optimização do seu custo.

Neste trabalho, em linhas gerais, apresentam-se alguns meios de obtenção desses parâmetros. Um, de natureza teórico-dedutiva, em que o material é discretizado nas suas partículas individuais. É comparável à análise micro-estrutural também empregue na Mecânica dos Solos. Obtêm-se propriedades índice do material como, por exemplo, força de contacto entre partículas e resistência ao esmagamento das mesmas. Destas grandezas pode avaliar-se a fracturação e, conseqüentemente, a deformabilidade do maciço. Outros métodos são do tipo prático-indutivo ou fenomenológico, em que o material é analisado como um meio contínuo e se definem os parâmetros que afectam as relações tensão-deformação, pela realização de ensaios laboratoriais.

2 - MODELO TEÓRICO DE MARSAL

Os solos são materiais altamente heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos, mas na Mecânica dos Solos consideram-se quase sempre os terrenos como um meio contínuo. Essa simplificação é ainda mais nítida numa massa granular em que é sucessivamente maior a dimensão das partículas. Isto é, a reologia do tipo de material assume aspectos cada vez mais casuísticos. O termo enrocamento pode ser definido por uma aglomeração de partículas de

rocha, cuja dimensão possui limites compreendidos entre 1 cm e 2 m. Justifica-se, deste modo, a dificuldade em definir os enrocamentos num dado tipo de comportamento em termos de tensão-deformação, sem ter de recorrer a um elevado número de parâmetros e teorias probabilísticas.

Na análise das propriedades e comportamento dos materiais granulares Marsal debruçou-se especialmente sobre o modo de transmissão da tensão entre partículas num maciço – as forças de contacto. Assim aquele autor supõe que as partículas, se movem como num meio viscoso e considera que os seus movimentos são uma consequência de impulsos erráticos transferidos de grão para grão, pelo que as forças de contacto devem variar numa larga gama de valores e dum modo imprevisível. O mesmo autor apresenta expressões analíticas que permitem a determinação do valor médio e desvio padrão das forças de contacto entre partículas quer para amostras uniformes, quer para amostras bem graduadas. A distribuição estatística é do tipo lei normal. Com o aumento da uniformidade da amostra e da tensão aplicada crescem as forças de contacto e a sua dispersão.

O método é descrito em várias publicações (Marsal, 1973; Maranha das Neves e V. Pinto, 1977, por ex.) pelo que apenas se apresenta a expressão simplificada para determinação da força de contacto média – \bar{P} – num material granular uniforme:

$$\bar{P} = \frac{2}{N_c n_s} \bar{p} \quad 1)$$

Os símbolos significam:

N_c – número médio de contactos por grão, obtido duma distribuição estatística;

n_s – número de grãos existentes na unidade de área;

\bar{p} – valor médio da resultante das tensões efectivas no plano em que se pretende determinar a força de contacto entre duas partículas.

O valor de \bar{p} é $(\bar{\tau}_{zx}^2 + \bar{\tau}_{zy}^2 + \bar{\sigma}_z^2)^{1/2}$, sendo o eixo z normal ao plano em causa.

Num material granular uniforme N_c varia entre 3 e 15 (determinação experimental), com um valor médio de 6 para um estado solto e 8 para um estado denso. Assim, da expressão (1) conclui-se que para um dado \bar{p} , o parâmetro que influencia quase exclusivamente o valor de \bar{P} é n_s . Este, para um dado estado de compacidade, depende fundamentalmente da granulometria,

isto é, o valor de n_s cresce bastante com a diminuição da dimensão das partículas. Demonstrou-se deste modo que existe uma determinada relação entre \bar{P} e o diâmetro dos grãos. Tal facto, se se justificar a teoria e simplificações introduzidas por Marsal, evita continuar a determinar-se as forças de contacto pelo método por ele preconizado já que é bastante oneroso e demorado. Poder-se-á então prever as forças médias de contacto por correlações simples com o diâmetro das partículas. A Fig. 1 é uma tentativa para tal fim, embora necessite de futuras confirmações.

A lei de correlação, determinada em amostras uniformes, é do tipo:

$$\bar{P} = 3,8 d^{2,04} \quad (2)$$

com as unidades de \bar{P} e d , respectivamente, em gf e mm e válida para uma tensão \bar{p} igual a 1 kgf/cm².

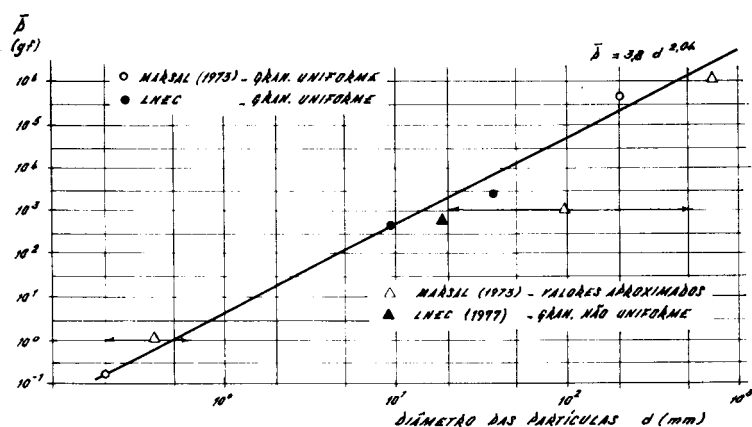


Fig. 1 – Relação entre as forças de contacto médias e o diâmetro das partículas

Descreve-se em seguida a que é, muito provavelmente, a mais relevante conclusão do modelo de Marsal. Assim, segundo aquele autor, as forças de contacto médias para amostras uniformes de areias, cascalhos e enrocamentos submetidas a uma tensão de 1 kgf/cm² são as seguintes:

	Marsal, 1973	eq. (2)
Areia média	1 gf	1 gf ($d = 0,52$ mm)
Cascalho	1 kgf	1 kgf ($d = 15,4$ mm)
Enrocamento	1 tf	2,4 tf ($d = 700$ mm)

A confirmarem na generalidade os valores de Marsal são também apresentados os resultados obtidos da aplicação da equação (2).

Compreende-se deste modo, por que é que baixos níveis de tensão podem causar fracturação nos blocos de enrocamento, enquanto que para quebrar partículas de areia são necessárias tensões muitíssimo superiores.

Uma análise do efeito das forças intergranulares sem se debater a capacidade resistente das partículas duma massa granular pode considerar-se incompleta. Vários ensaios têm sido utilizados para avaliar a resistência mecânica de provetes rochosos. Descrever-se-á em seguida o preconizado por Marsal (1969-a) o qual, segundo o autor, é o mais aproximado para simular o fenómeno da fracturação no interior dum maciço. Consiste em aplicar a 3 partículas de tamanho aproximadamente igual -d-forças transmitidas mediante uma placa de aço. Mede-se a força -N- com que o primeiro grão é esmagado. A relação N/N_c , em que N_c é o menor do número de contactos com cada placa, denomina-se resistência ao esmagamento - P_a - para uma dada dimensão.

Marsal considera que a resistência ao esmagamento das partículas também obedece a uma lei estatística do tipo normal e recomenda, para uma dada dimensão, um mínimo de 10 determinações.

Pela investigação desenvolvida por Griffith (1921) sobre a propagação de fendas num sólido com defeitos e de Joisel (1962) sobre a rotura de esferas submetidas à acção de cargas concentradas conclui-se que a força P_a que produz a rotura duma partícula pode ser obtida da expressão:

$$P_a = nd^\lambda \quad 3)$$

em que d é a dimensão média dessa partícula e n e λ são coeficientes dependentes do material. Os ensaios conduzidos por Marsal confirmam a validade da expressão (3) com λ a variar entre 1,2 e 1,8 (valor médio, 1,5) e n entre 80 e 140.

A Fig. 2 sintetiza uma possível análise da fracturação dum meio granular. Admita-se que para dada amostra uniforme e para certo nível de tensões se conhece a distribuição das forças de contacto com um valor médio - P . Se P_a é a resistência média das partículas então, simplificadaamente, pode considerar-se que os grãos solicitados por uma força superior a P_a devem fracturar.

O quociente entre a área tracejada e a área total da distribuição das forças de contacto é, segundo Marsal, aproximadamente igual ao parâmetro B_g . A este coeficiente, que mede a percentagem em peso do material

sólido que sofreu fracturação, será posteriormente feita referência em pormenor.

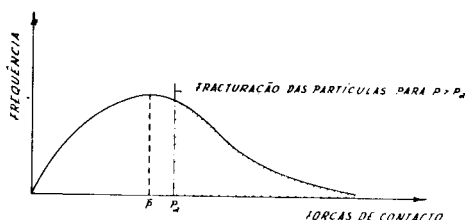


Fig. 2 – Distribuição estatística das forças de contacto intergranulares (segundo Marsal, 1969).

3 – RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS GRANULARES POR VIA EXPERIMENTAL

Até aos anos 50 os aterros de enrocamento foram projectados quase exclusivamente com critérios empíricos baseados na experiência de obras precedentes. Mais ou menos nessa altura surgiu a necessidade duma análise mais racional quer para justificar o comportamento das obras então em observação, nomeadamente os acidentes, quer para a execução de novos projectos. Mas nenhuma análise do comportamento mecânico, por mais sofisticada e teoricamente correcta que seja, pode conduzir a uma boa previsão se partir duma incorrecta determinação dos parâmetros a introduzir nas equações constitutivas. Por tais motivos desenvolveram os laboratórios equipamento para determinação das características mecânicas dos materiais granulares. Deste esforço não resultaram vantagens práticas a curto prazo pois que em 1970 (Boughton) uma análise do comportamento das barragens de enrocamento com cortina impermeável a montante e altura superior a 90m indicava que todas elas tinham tido graves problemas de passagem de água quando do primeiro enchimento. Tais fugas tinham origem em roturas locais na cortina que, regra geral, era construída com lajes de betão ligadas por juntas de dilatação. Essas roturas locais eram atribuídas a deslocamentos da cortina resultantes do assentamento dos materiais de enrocamento localizados inferiormente, assentamento esse devido ao peso próprio e à aplicação da

carga hidráulica quando do enchimento.

Na determinação das leis constitutivas dos materiais granulares é corrente recorrer-se aos seguintes ensaios:

Na análise de estabilidade

Corte em compressão triaxial
Corte em deformação plana
Corte directo

Na análise de deformabilidade

Compressão unidimensional
Corte em compressão triaxial
Corte em deformação plana

Na análise de tensões-deformações é corrente considerar o material com simetria esférica. Neste caso o corpo possui duas constantes elásticas, E e ν . No entanto, para os materiais em questão, não é normal nos ensaios laboratoriais obter estes parâmetros por via directa, mas sim a partir das equações:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad 4)$$

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} E^* \quad 5)$$

após a determinação de K_0 e E^* , que são respectivamente o coeficiente de impulso em repouso (relação entre as tensões efectivas horizontal e vertical) e o módulo de elasticidade aparente (relação entre a tensão principal e a extensão principal correspondente, quando as restantes extensões principais são nulas).

O valor de K_0 varia nos cascalhos e enrocamentos de 0,2 a 0,6. O valor mais frequentemente exibido é 0,4, a que corresponde um coeficiente de Poisson de 0,29.

Para melhor compreender a influência dos diversos factores no comportamento mecânico dos materiais granulares analisar-se-á em seguida a reacção dum provete num ensaio de corte em compressão triaxial.

A deformação experimentada pela amostra origina dois efeitos distintos na estrutura granular. O primeiro é a compressão elástica da rocha, a qual pode subitamente anular-se quando a tensão num ponto de contacto igualar a tensão resistente. O segundo é o rearranjo das partículas, para posições que permitam uma maior resistência ao corte, com o aumento da tensão distorsional. O rearranjo das partículas, por sua vez, depende do esmagamento dos grãos e do deslizamento ou rolamento dumas partículas sobre outras. O esmagamento

de algumas partículas e o deslizamento de outras são fenómenos que devem ocorrer simultaneamente.

O grau de interferência que as partículas apresentam entre si num maciço granular quando solicitado ao corte depende principalmente do estado de compactidade, da natureza do material e do nível das tensões de confinamento aplicadas.

Num estado solto as partículas têm uma mobilidade maior relativamente a um estado denso. Neste último caso a interferência intergranular é máxima donde, para um incremento de deformação ao corte, a amostra exhibe uma elevada dilatação que diminui o grau de arrumo dos elementos na zona de corte, com o consequente aumento das forças de contacto e acréscimo da fracturação das partículas.

No início da aplicação da tensão distorsional a resistência ao corte é pouco elevada e deve produzir-se um intenso rearranjo das partículas sem variação volumétrica. Neste processo incremental da deformação distorcional, a amostra reagirá pela “trajectória” de menor resistência. Se as partículas são pouco resistentes deve aumentar a fracturação ou, em caso contrário a amostra tenderá a dilatar na zona de corte. Os resultados da Fig. 3, obtidos de ensaios triaxiais, confirmam a anterior interpretação.

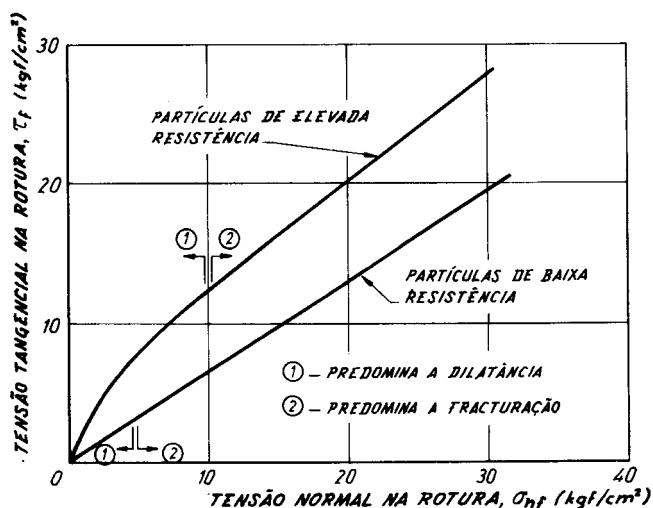


Fig. 3 – Envolventes de Mohr – Coulomb de materiais de enrocamento (segundo Marsal, R. e Resendiz, D. (1975).

Esta modalidade de ensaio conduz à medição de resistências ao corte diferentes das obtidas em ensaio de deformação plana. Na verdade num ensaio triaxial os valores das tensões mínima e intermédia são iguais. Uma simetria de tensões num plano origina simetria de deformações. Neste caso uma partícula é livre de mover-se em qualquer direcção. Já num ensaio de deformação plana é restringida de se mover na direcção da tensão principal intermédia ($\epsilon_2 = 0$) e portanto a deformação da amostra deve ser mais ou menos perpendicular à direcção daquela tensão principal. A probabilidade duma partícula ser obstruída por outra adjacente no plano de corte é assim consideravelmente maior num ensaio de deformação plana do que num ensaio triaxial. Isto causará maior interferência entre partículas, isto é, maior resistência ao corte em amostras submetidas a deformação plana do que em compressão triaxial.

Quando o rearranjo das partículas depende mais do deslizamento ou rolamento dos elementos, porque é menor a energia necessária para expandir a amostra, existe uma influência conspícua da trajectória de deformação imposta à amostra. Mas nos casos em que se verifica uma maior fracturação essa influência evanesce. Tal dedução está de acordo com resultados de ensaios em que, sob baixas pressões de confinamento (menor fracturação), se verificam diferenças significativas entre aqueles dois tipos de ensaio. Para pressões de confinamento elevadas, em que o processo de deformação se desenvolve por esmagamento, tal diferença diminui.

Com o processo incremental de corte a amostra acaba por atingir um rearranjo das partículas óptimo em que a resistência é máxima. Após este estado ocorre a rotura quando, qualquer que seja o rearranjo das partículas, não se verifica um aumento da resistência ao corte.

3.1 – *Factor de escala*

Como se verá posteriormente, o diâmetro duma amostra num ensaio triaxial deve ser pelo menos cinco vezes a dimensão máxima das partículas. Imagine-se uma barragem de aterro de enrocamento com partículas de dimensão máxima igual a 1 m. Um provete representativo desse maciço para montagem dum ensaio triaxial deveria exhibir um diâmetro e altura de, respectivamente, 5 a 10 m. Se se admitir que,

h (altura da barragem)	200 m
γ_d (peso específico aparente seco)	2 tf/m ³
K_o (relação, entre as tensões efectivas horizontal e vertical) . .	0,4
Φ' (ângulo de atrito interno efectivo)	45°

numa zona situada a meia altura da barragem e pertencente a uma cunha cinematicamente viável ($z = 100$ m), obtém-se, de acordo com Samsioe (1955),

$$\bar{\sigma}_v = \gamma_d \cdot z \cdot 0,75$$

em que $\bar{\sigma}_v$ é a tensão vertical efectiva. Logo

$$\bar{\sigma}_v = 2.100.0,75 = 150 \text{ tf/m}^2$$

como

$$\bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_v \cdot K_o = 60 \text{ tf/m}^2$$

em que $\bar{\sigma}_3$ é a tensão confinante efectiva no ensaio triaxial. Assim a tensão axial no ensaio, $\bar{\sigma}_1$, deve ser igual a

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} = 350 \text{ tf/m}^2$$

a que corresponde uma força aplicada N para o provete atingir a rotura de

$$N = (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3) \cdot A \approx 6000 \text{ tf.}$$

Pelas dificuldades em preparar, compactar e envolver a amostra e de executar um sistema de aplicação de cargas daquela ordem de grandeza conclui-se que é praticamente impossível estudar o material à escala natural em laboratório, submetendo-o às tensões que devem verificar-se numa barragem de enrocamento. Mas uma análise de estabilidade necessita da definição das leis constitutivas do meio granular. A alternativa envolve necessariamente o ensaio de materiais de enrocamento com a dimensão das partículas reduzida a uma dada escala, relativamente à dimensão do material de campo. A análise efectuada, relativamente ao ensaio triaxial, poderá ser estendida, em termos gerais, aos outros tipos de ensaios laboratoriais.

Na preparação dum provete procura-se que haja:

- a) semelhança na distribuição granulométrica
- b) semelhança no estado de compacidade
- c) semelhança na forma das partículas

Dos vários métodos preconizados para modelar uma dada granulometria sobressaem, pela maior aplicação, o de Lowe (1964) em que a curva granulométrica do protótipo e do provete são paralelas entre si e o de Marsal (1973) em que as amostras de campo e laboratório têm o mesmo coeficiente de uniformidade. Embora praticamente idênticas, Marachi *et al* (1969) concluem, a partir de resultados de ensaios, que as diferenças entre as envolventes de rotura obtidas pela modelação da mesma amostra segundo a hipótese de Lowe são menores do que se se utilizar o método de Marsal.

Embora o estado de compactidade seja simulado geralmente pelo índice de vazios, Becker *et al.* (1972) concluíram, após uma análise de vários resultados de ensaios de compressibilidade, que é preferível a utilização de amostras com a mesma densidade relativa do material "in situ". Segundo aqueles autores, na avaliação da resistência do material protótipo a partir de amostras com a mesma densidade relativa e de amostras com o mesmo índice de vazios verificou-se que as primeiras exibiam uma menor dependência da dimensão máxima das partículas e que a influência da granulometria é mais relevante em amostras modeladas com a mesma densidade relativa.

A maior dificuldade na determinação da densidade relativa dum enrocamento é obter o índice de vazios mínimo, devido à necessidade de compactar o material por vibração. Algumas tentativas têm surgido para resolver o problema por via indirecta, isto é, relacionar o valor de e_{\min} com outros parâmetros de determinação mais expedita. Na Fig. 4 apresenta-se a via utilizada no LNEC.

Verificou-se, com resultados de ensaios, que existe uma correlação entre o índice de vazios mínimo e o máximo dum meio granular.

Em amostras bem graduadas e partículas de menores dimensões (com uma dimensão máxima inferior a 5 cm) a razão entre e_{\min} e e_{\max} parece baixar para valores da ordem dos 0,6. É interessante referir que Volnin e Tyong (1978) publicaram, na *Hydrotechnical Construction* em data praticamente coincidente à do seminário 235 do LNEC (Outubro, 1978), correlações idênticas para materiais granulares, mas referentes a areias empregues em aterros hidráulicos. Como os dados são de materiais muito diversos, desde quartzitos são a xistos alterados e provenientes de ensaios de diferentes laboratórios a correlação parece ser bem ajustada e permite a determinação de e_{\min} a partir de e_{\max} , grandeza esta muito mais fácil de determinar experimentalmente, se não se pretender um elevado rigor, ou se não se possui equipamento adequado ao ensaio para medição de e_{\min} .

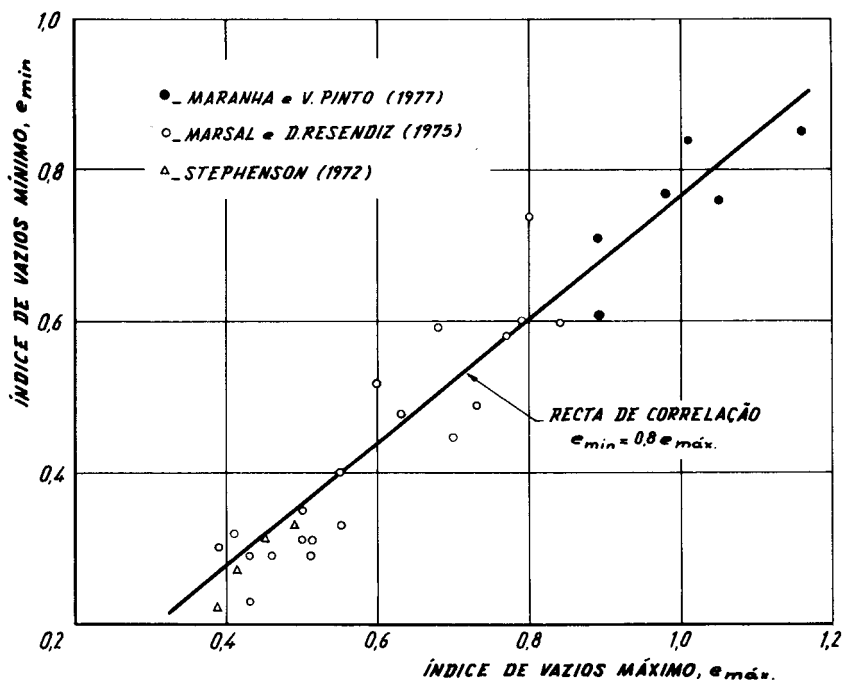


Fig. 4 – Correlação entre o índice de vazios mínimo e máximo em materiais de enrocamento.

A forma das partículas é simulada nos ensaios laboratoriais pelo coeficiente de forma – C_f . Este parâmetro foi definido por Marsal (1973) como:

$$C_f = \frac{\sum_{m=1}^n \frac{p_m}{\gamma_m}}{\sum_{m=1}^n \frac{\pi}{6} \bar{d}_m^3} \quad (6)$$

em que p é o peso dum grão genérico m , que tem um peso específico aparente seco – γ – e uma dimensão média – \bar{d} . Esta é uma média aritmética de 3 dimensões segundo direcções ortogonais. O símbolo n representa o número de grãos. Para um cálculo estatístico n deve ser no mínimo igual a 100.

Fumagalli (1969) apresentou uma expressão análoga, mas em que o valor

de d é substituído pelo de $d_{\text{máx}}$ (diâmetro máximo dos elementos). O coeficiente traduz a relação entre um volume de partículas e o volume de esferas que as circunscrevem. As esferas teóricas têm valor de d ou $d_{\text{máx}}$ conforme as expressões referidas. Por este facto, a definição de Marsal deve ser mais representativa para definir a angulosidade das partículas do que a de Fumagalli porque é influenciada por três dimensões em vez de uma única.

Inevitavelmente surge a seguinte questão: será que a relação de semelhança descrita anteriormente é suficiente para que se verifique um comportamento mecânico igual entre o provete e o protótipo? Na realidade a relação de semelhança não atende, quer às forças de contacto, quer à resistência à fracturação das partículas. Como já foi referido $\bar{P} \approx f(d^2)$ e $\bar{P}_a \approx f(d^{1.5})$, em termos médios. Assim as tensões e grau de fracturação da amostra em laboratório serão diferentes das do material protótipo, visto que é diferente o expoente da dimensão média das partículas. Como esta falta de representatividade da amostra de laboratório afecta, sobretudo, a fracturação dos elementos e consequentemente a deformabilidade do meio granular, parece justificar-se o terem-se verificado, nos maciços de enrocamento, melhores previsões das tensões do que das deformações, facto que deve resultar de diferentes graus de aproximação das equações constitutivas consideradas nos métodos de cálculo.

Resultados laboratoriais como os referidos por Marachi *et al.*, (1969), que confirmam o anteriormente pressuposto, indicam que o ângulo de atrito interno diminui e a fracturação e deformabilidade aumentam com a dimensão máxima das partículas. No entanto, verificaram que é moderada essa variação. Assim propuseram para a determinação das características mecânicas em laboratório ensaiar o mesmo material com 3 ou 4 curvas granulométricas paralelas, com diferentes dimensões máximas das partículas e extrapolar os resultados para a dimensão das partículas do protótipo. A fig 5 é um exemplo de aplicação do método descrito para determinação do ângulo de atrito interno.

Deve-se ainda frisar que um dos factores que torna quase impossível conseguir em laboratório uma perfeita simulação do protótipo, é o de que os actuais enrocamentos compactados são materiais que exibem índices de vazios mínimos difíceis de reproduzir numa amostra, são anisotrópicos e, principalmente durante as fases de construção e de primeiro enchimento são submetidos a trajectórias de tensão muito complexas, também difíceis de reproduzir em ensaio.

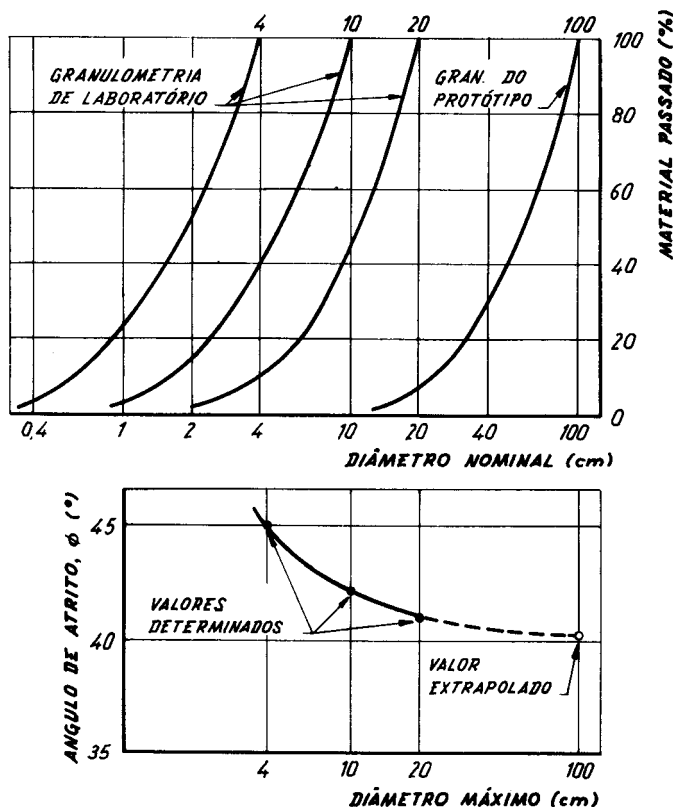


Fig. 5 – Método preconizado por Marachi et al. (1969) para determinação do ângulo de atrito interno dum material de enrocamento

3.2 – Factores que condicionam as características mecânicas

Como já foi referido, a reologia dos materiais granulares assume aspectos cada vez mais casuísticos com o aumento da dimensão das partículas, isto é, aumenta o número de variáveis que afectam o comportamento mecânico do meio granular. É pois difícil a idealização dum modelo reológico para materiais de enrocamento, pelo elevado número de factores que afectam as suas propriedades (conjunto de respostas correspondentes às diferentes solicitações). Parece pois conveniente uma clarificação de cada um desses factores. Daqui se poderia partir para uma teoria global, único método de evitar um estudo

parcial e insuficiente da fenomenologia referente aos diversos factores que influem no comportamento deste tipo de material. Enumeram-se seguidamente os principais factores que afectam as propriedades dos materiais de enrocamento, de acordo com uma ordem decrescente de importância.

- 1 - Estado de tensão
- 2 - Estado de compacidade
- 3 - Resistência à fracturação das partículas
- 4 - Dispersão granulométrica
- 5 - Tempo
- 6 - Água
- 7 - Inclusão de finos
- 8 - Forma das partículas
- 9 - Dimensão das partículas
- 10 - Trajectória das deformações aplicadas ao provete
- 11 - Dimensão da amostra
- 12 - Fricção entre partículas
- 13 - Mineralogia
- 14 - Velocidade de deformação ao corte

Em seguida comenta-se a influência de cada um destes factores, com base nas considerações mais recentes de diversos autores.

3.2.1 – *Estado de tensão*

Como se referiu, o aumento da tensão aplicada transfere os rearranjos das partículas, por dilatação, para outros em que a fracturação dos grãos é o factor dominante. Deste facto resulta uma maior deformabilidade e menor resistência ao corte. No entanto, e como seria de esperar, constata-se que em ensaios de compressão unidimensional de materiais de enrocamento o valor do módulo de elasticidade cresce com o aumento da tensão (média e vertical).

Regra geral as envolventes de Mohr-Coulomb de materiais granulares são curvas côncavas (tomando como referência o espaço das tensões que podem ser impostas ao material) que tendem para uma lei linear de variação com o aumento do estado de tensão (Fig. 3).

As elevadas pressões de confinamento reduzem substancialmente o efeito dos outros factores, mesmo os mais importantes. Por exemplo, Marachi *et al.* (1969) concluíram que o ângulo de atrito interno não depende do índice de vazios para $\sigma_3 > 45 \text{ kgf/cm}^2$.

Leps (1970) realizou uma análise muito pormenorizada da influência do nível de tensões na resistência ao corte (Fig. 6), recorrendo aos resultados

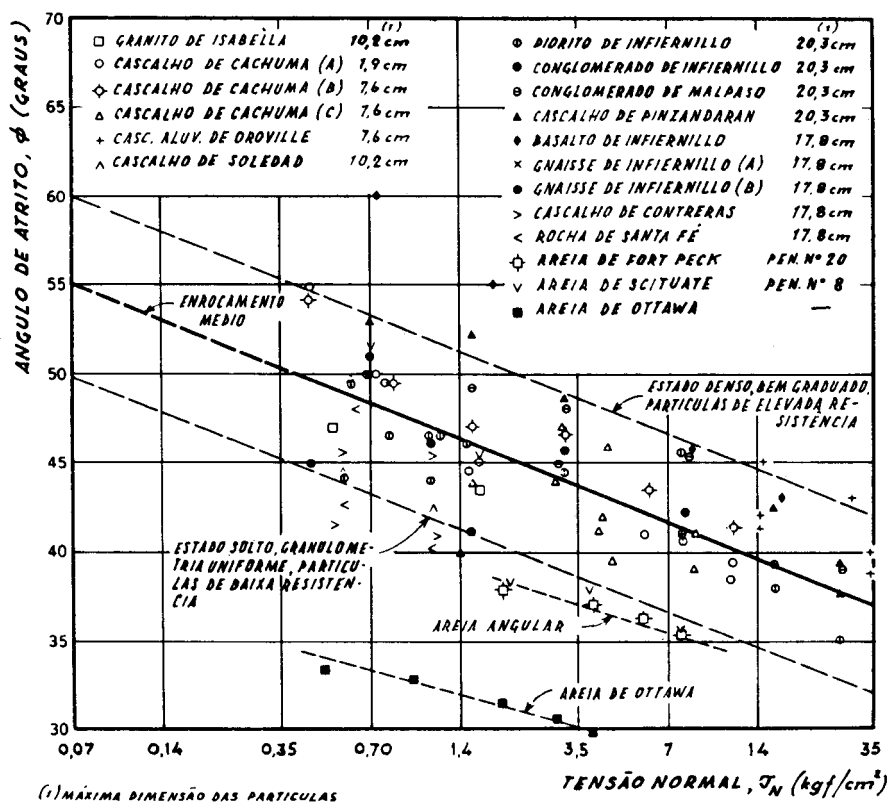


Fig. 6 – Influência do estado de tensão no ângulo de atrito interno de materiais de enrocamento (segundo Leps, 1970).

de 100 materiais diferentes correspondentes a 15 variedades de rocha. A lei de correlação que traduz o andamento médio do decréscimo do ângulo de atrito interno com a tensão normal no plano de rotura é do tipo:

$$\Phi = 47 - 7 \log \sigma_n$$

7)

com Φ em graus e σ_n em kgf/cm²

O autor, baseando-se em resultados de Marsal (1967), acrescenta que para valores de $\sigma_n < 0,5$ kgf/cm² a variação de Φ ainda deverá ser superior, o que justifica o excelente comportamento das pequenas barragens de enrocamento ($h < 15$ m) construídas há mais de 70 anos, não obstante exibirem paramentos com inclinações da ordem de 1 H para 1,7 V.

Leps (op. cit.) concluiu ainda ser inconveniente, na aplicação dos métodos de equilíbrio limite aos aterros de enrocamento de grande altura, a consideração de um ângulo atrito interno “médio”. Dado o nível de tensões gerado ao longo das superfícies de deslizamento das cunhas cinematicamente viáveis, tal procedimento é uma simplificação grosseira.

Além da diminuição da resistência ao corte um aumento da tensão normal origina extensões volumétrica e axial crescentes. Leps indica que para tensões normais da ordem dos 7 kgf/cm² as extensões axiais da rotura são 2 a 3 vezes mais elevadas do que para tensões normais abaixo dos 0,7 kgf/cm². A necessidade de elevadas deformações para atingir a rotura na base do aterro deve originar deformações na superfície da ordem das correspondentes ao estado limite do material, o que originará consequentes roturas locais com diminuição da compacidade e resistência ao corte.

3.2.2 – *Estado de compacidade*

Provavelmente o parâmetro físico que tem maior influência nas características mecânicas dos materiais granulares é o índice de vazios. A compressibilidade numa amostra solta é muito maior do que a numa amostra bastante densa. Também a envolvente de Mohr-Coulomb dos estados de rotura é tanto mais curva perto da origem (maior resistência) quanto mais denso é o estado inicial do material. Contudo, para pressões elevadas, onde os efeitos do índice de vazios inicial evanescem, ambos os estados de compacidade deverão apresentar quase o mesmo comportamento mecânico.

O índice de vazios depende da dispersão granulométrica. Assim, um solo bem graduado apresenta, relativamente a outro uniforme, valores de índice de vazios mínimo e máximo muito mais pequenos.

Têm sido propostas algumas correlações empíricas entre a variação do estado de compactidade e a variação do ângulo de atrito interno. Indica-se a de Nitchiporovitch e Rasskazov (1969). Estes consideram que, num estado denso, uma variação do peso específico aparente seco de 1% influencia também em 1% o ângulo de atrito interno dum material granular. No entanto, como já se observou, o nível de tensões condiciona o efeito dos outros factores. Duma análise dos resultados de várias publicações parece concluir-se que a correlação anterior será apenas válida para tensões normais octaédricas baixas, da ordem de 1 kgf/cm². Para valores mais elevados ($\sigma_{oct} = 25$ kgf/cm²) a mesma variação da compactidade deve afectar somente o ângulo de atrito em 0,5%.

Baseados em resultados de ensaios de compressão unidimensional, quer realizados no LNEC, quer noutros laboratórios, Maranha das Neves e V. Pinto (1977) apresentaram (Fig. 7) correlações entre o índice de vazios de preparação das amostras (e_0) e o módulo de elasticidade aparente (E^*).

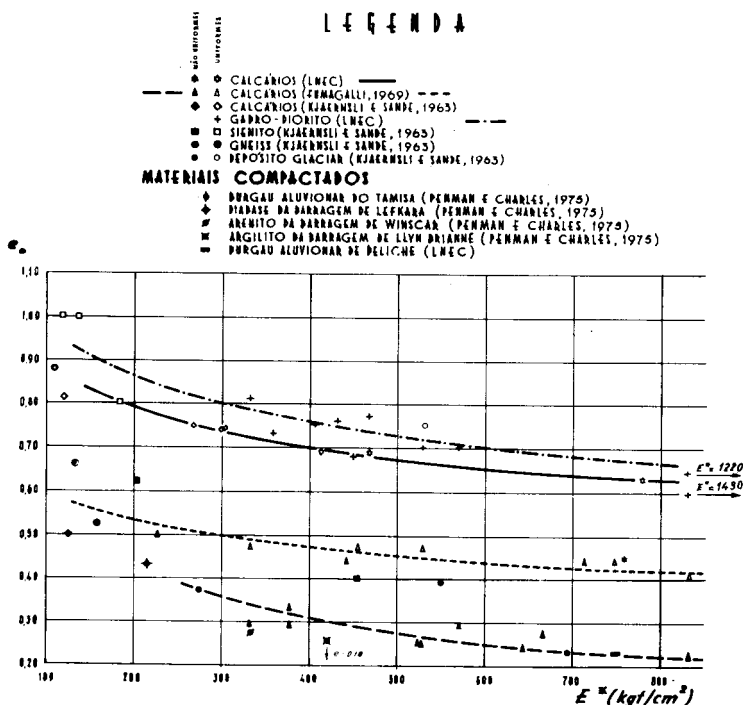


Fig. 7 – Correlação entre módulos de elasticidade aparente e índice de vazios inicial de preparação das amostras

Segundo aqueles autores, o traçado de curvas deste tipo para um dado material permite deduzir facilmente o módulo de deformabilidade dum aterro ao utilizar-se os valores do índice de vazios obtidos no controlo de compactação.

Em termos médios, deduz-se que uma diminuição do índice de vazios de 20% origina um aumento do módulo de elasticidade aparente da ordem dos 200%. Este facto realça a necessidade da pesquisa de técnicas “*in situ*” que permitam uma adequada previsão do índice de vazios na compactação do aterro. Mesmo ligeiros desvios deste parâmetro podem produzir efeitos consideráveis.

3.2.3 – Resistência à fracturação das partículas

Os ensaios de compressão triaxial, deformação plana e compressão unidimensional indicam que as partículas de um enrocamento são fracturadas, mesmo quando submetidas a tensões relativamente baixas.

Como já foi referido, a fracturação é um dos factores mais influentes nas características mecânicas dos materiais granulares (Fig. 3).

Nos ensaios laboratoriais é comum analisar-se a fragmentação da amostra a partir das curvas granulométricas inicial e final. Analisando a Fig. 8, tem-se que no esquema superior se traçaram duas curvas granulométricas. Uma, correspondente à fase anterior à realização dum ensaio e a outra à fase posterior. Como se verifica, elas não são coincidentes, porque houve fracturação. Em seguida analisa-se a evolução granulométrica entre diâmetros correspondentes aos vários peneiros. Verifique-se o que fica retido no peneiro de 40 mm e passa no de 100 mm. Inicialmente tinha-se um W_{ki} igual a 30% e no final um W_{kf} igual a 22%. Calcula-se $\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf} = 8\%$ e representa-se no gráfico inferior, no correspondente diâmetro nominal d_{nk} (40 mm). Esta operação é repetida nos restantes diâmetros nominais. Define-se grau de fracturação $-B_g-$ como o somatório dos valores positivos ΔW_k (área tracejada na Fig. 8) e que representa, em percentagem ponderal, os grãos que sofreram fracturação ($B_g = 3 + 40 + 8 = 51\%$).

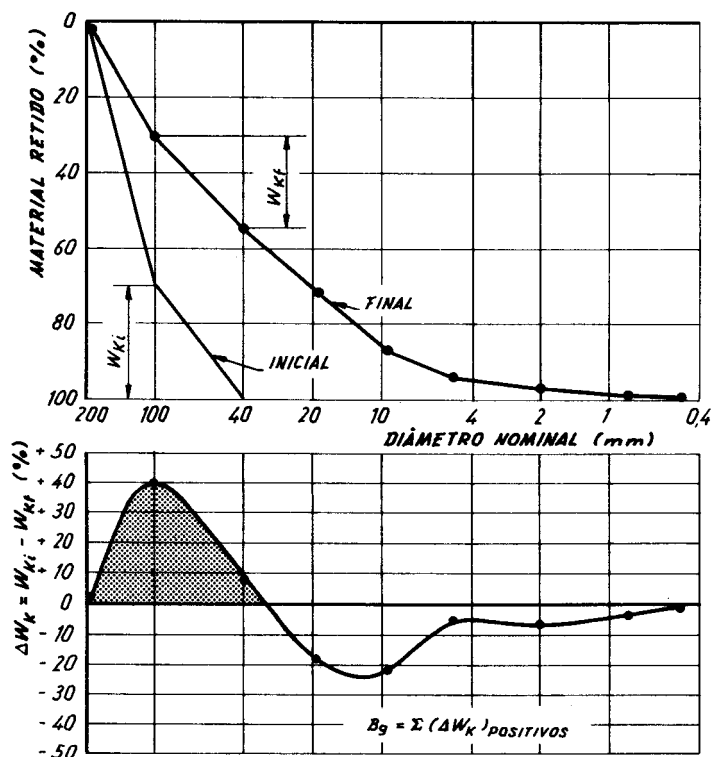


Fig. 8 – Método de determinação do grau de fraturação B_g - (segundo Marsal, 1973).

Por vezes multiplica-se B_g pela concentração volumétrica das partículas sólidas:

$$q = \frac{1}{1 + e_0} \quad 8)$$

em que $(1 + e_0)$ corresponde à razão entre um dado volume da amostra e o volume sólido respectivo, grandeza geralmente designada por volume específico. O produto $B_g \cdot q$ traduz o volume das partículas fragmentadas em relação ao volume total da fase sólida.

Da análise do efeito das propriedades índice dos materiais granulares, Donaghe e Cohen (1978) concluíram:

- a) a resistência à compressão simples, abrasão e dureza das partículas são os factores que melhor se correlacionam com a resistência ao corte dos materiais de enrocamento;
- b) as correlações entre a resistência ao corte e as propriedades índice ajustam-se melhor nos materiais de partículas de elevada resistência.

3.2.4 – Dispersão granulométrica

A dispersão granulométrica afecta o comportamento mecânico dos materiais granulares sobretudo devido à influência na fracturação das partículas. Se a amostra é bem graduada as partículas estão bem encaixadas e as tensões de contacto devem ser baixas. Se a granulometria é uniforme as forças de contacto devem transmitir-se sob menor número de contactos e consequentemente com valores mais elevados, o que originará uma maior fracturação. Um exemplo de alteração da granulometria para diminuir a deformabilidade dos enrocamentos obtém-se pela inclusão de areia e cascalho, técnica que se afirma de interesse crescente.

Actualmente os aterros de enrocamento são compactados com potentes cilindros vibradores, de modo a obter-se uma massa menos deformável. O rendimento do tratamento depende em grande parte da granulometria. Mas da extracção das pedreiras obtém-se geralmente um material mal graduado ($3 < C_u < 5$) e com finos, o que conduz a duas opções:

- a) utilização do material directamente, o que origina uma elevada deformabilidade mesmo quando a espessura dos estratos compactados é menor do que 60 cm;
- b) o processamento do material, operação suplementar e onerosa.

Leslie (1969) e Donaghe e Cohen (1978) verificaram, através da realização de ensaios triaxiais, que a resistência ao corte era mais influenciada pelo coeficiente de uniformidade do que pela dimensão das partículas.

Ensaio de compressão unidimensional conduzidos por Kjaernsli e Sande (1963) e Sowers *et al.* (1965) mostraram que, quando compactados com a mesma energia, um solo uniformemente graduado é mais compressível do que um bem graduado. Donaghe e Cohen (*op. cit.*) apresentaram a mesma conclusão, mas consideram que o efeito torna-se desprezável para $C_u > 7$.

Fumagalli (1969) sugere a adopção de materiais de enrocamento bem graduados em vez de uniformes, porque:

- a) permitem obter, para igual energia de compactação, menor índice de vazios;
- b) fornecem valores mais elevados de módulo de deformabilidade e consequentemente menores assentamentos;
- c) apresentam uma curva regular em termos de tensão-deformação;
- d) permitem reduzir a fracturação do material.

3.2.5 – *Tempo*

Tem-se afirmado que os maciços de enrocamento assentam significativamente durante a construção e que os deslocamentos continuam indefinidamente mas numa razão decrescente.

Os elementos quantitativos existentes derivam mais duma observação do comportamento das obras do que de estudos laboratoriais. Assim o assunto deverá evoluir no sentido de se iniciarem os referidos estudos. Nitchiporovitch e Rasskazov (1969) acentuam a necessidade de estudar a fluência de materiais granulares pela realização de ensaios laboratoriais, como por exemplo os de compressão triaxial.

3.2.6 – *Água*

A água aumenta significativamente a compressibilidade dos materiais de enrocamento, principalmente quando sujeitos a pressões elevadas de confinamento. Terzaghi (1960) sugeriu a molhagem inicial dos maciços de enrocamento. Este procedimento acelera o esmagamento dos grãos, devido ao enfraquecimento dos contactos das partículas, pelo que os assentamentos subsequentes deverão ser menores. O efeito mais ou menos acentuado da água depende sobretudo da mineralogia e estado de alteração.

Ensaio conduzidos por Fumagalli (1969) e Donaghe e Cohen (1978) em câmaras de compressão unidimensional mostraram, respectivamente, que o módulo de elasticidade diminuiu 30% e o índice de compressibilidade aumentou 30% (para uma pressão máxima de 50 kgf/cm²) quando os provetes

foram preparados não no seu estado seco, mas após embebição em água durante 24 horas.

Sowers *et al.* (1965) concluíram ao analisar o assentamento, após a construção, de 14 barragens de enrocamento, que um dos factores mais influentes foi o encharcamento do material do aterro. Para além de exemplos mais antigos e bem conhecidos, o comportamento da barragem de Infiernillo confirma também esta hipótese (Marsal *et al.*, 1976). Na realidade verificou-se um elevado assentamento no paramento de montante da barragem quando do primeiro enchimento e posteriormente, logo após uma intensa chuvada, reactivaram-se os assentamentos no paramento de jusante. Em ambos os maciços não se tinha procedido à adição de água durante a colocação.

3.2.7 – *Inclusão de finos*

Uma das tendências mais relevantes na construção de barragens de aterro é a utilização de mistura de solos (finos e grossos) de tal modo que o respectivo comportamento, do ponto de vista de deformabilidade, permita uma uniformização de esforços no interior da barragem. A título de exemplo, e no domínio da inclusão de finos, refira-se a recomendação de Alberro e Marsal (1976) para a inclusão de cascalho no núcleo de barragens de enrocamento para reduzir a deformabilidade da argila. Como é óbvio, as percentagens dos materiais devem ser as adequadas para que o núcleo funcione como um órgão de estanqueidade.

Seguidamente, descrevem-se algumas das conclusões de ensaios realizados no México (Marsal e La Rosa, 1976) para estudar a influência da inclusão de solos finos no comportamento reológico de materiais de enrocamento.

Os ensaios foram conduzidos sobre amostras de enrocamento com uma granulometria bem graduada e dimensão das partículas entre 0,9 e 17,5 cm.

Reconheceu-se que o efeito mais pronunciado da inclusão de solos finos em material de enrocamento é devido à variação do índice de vazios, factor que, como se viu, altera apreciavelmente as propriedades mecânicas.

No Quadro I transcrevem-se os valores do índice de vazios mínimo conseguido para as respectivas misturas. O símbolo p_s designa a percentagem ponderal de solo fino da amostra.

QUADRO I
VALORES MÍNIMOS DE ÍNDICE DE VAZIOS

Amostra de	Valor mínimo do índice de vazios para uma dada percentagem de finos	e_{\min} $p_s = 100\%$	e_{\min} $p_s = 0\%$
Enrocamento + Areia	$e = 0,27$ $p_s = 45\%$	0,49	0,54
Enrocamento + Silte	$e = 0,49$ $p_s = 10\%$	1,34	0,54
Enrocamento + Argila	$e = 0,54$ $p_s < 20\%$	1,39	0,54

Enquanto que nas amostras com inclusão de areia se verificou ser mais eficiente a compactação dinâmica, nas amostras com solos coesivos (silte e argila) os valores mínimos da compactidade conseguiram-se recorrendo a uma compactação estática.

A inclusão de solos finos nos enrocamentos reduz substancialmente a fracturação das partículas.

Averiguou-se que se obtinha uma deformabilidade mínima nas misturas de areia e enrocamento para um valor de p_s entre 30 a 40%. As misturas de enrocamento com solos plásticos exibiam geralmente uma maior deformabilidade do que as amostras de enrocamento limpo.

No entanto, comprovou-se que para pressões verticais até 15 kgf/cm² as amostras de solo plástico ($p_s = 100\%$) apresentavam, relativamente a amostras de enrocamento ($p_s = 0\%$), uma maior deformabilidade. Mas para pressões verticais superiores o comportamento das amostras, do ponto de vista da compressibilidade, inverteu-se.

Os ensaios de compressão triaxial, em misturas de enrocamento e areia revelaram que as características de resistência ao corte aumentam para valores de p_s entre 30 a 50%. Para p_s menor que 30% o valor de Φ aproximava-se do valor do enrocamento limpo e para $p_s > 50\%$ do da areia limpa.

A contaminação dum enrocamento com silte ou argila reduz substancialmente os valores do ângulo de atrito. Verificou-se uma redução de Φ de 34 para 29° quando à amostra de enrocamento limpo se adicionou uma pequena percentagem de silte ($p_s = 10\%$).

3.2.8 – *Forma das partículas*

Como já foi referido, no início do ensaio de corte o rearranjo das partículas é devido ao deslizamento e rolamento das partículas umas sobre as outras. Mas com o aumento da tensão distorsional a contribuição deste mecanismo diminui e aumenta a fracturação dos grãos. O efeito da forma das partículas deverá ser diferente conforme o rearranjo das mesmas. No início, quando existe uma maior mobilidade das partículas entre si, a angulosidade dos grãos deve favorecer a resistência ao corte da amostra pela necessidade duma maior dilatância. Seguir-se-á uma fase em que as saliências, pela sua baixa resistência à fracturação, devem proporcionar um decréscimo na resistência ao corte. No entanto, para pressões elevadas, o aumento das forças de contacto origina um intenso esmagamento, o qual deve ser da mesma ordem de grandeza, quer as partículas sejam angulosas, ou arredondadas.

Segundo Becker *et al.* (1972) a influência da forma das partículas na resistência ao corte depende da sua fracturação. Assim indicam ser de 2 e 14 kgf/cm², para baixa e elevada resistências, respectivamente, os valores das pressões de confinamento a partir dos quais a forma das partículas deixa de desempenhar um papel relevante.

Não existe unanimidade nas conclusões de vários autores sobre o efeito da forma das partículas na resistência ao corte. Assim, enquanto Vallerga *et al.* (1957) e Holtz e Gibbs (1956) verificaram que as amostras de partículas angulosas exibiam maiores ângulos de atrito do que as de forma arredondada, Fumagalli (1969) e Marachi *et al.* (1969) notaram um comportamento oposto. Esta aparente contradição pode resultar de, nas diferentes interpretações, não terem tomado em conta a influência da resistência da rocha e nível de tensões aplicado.

Com redução da dimensão dos elementos do meio granular o factor de forma C_f diminui (o aumento da dimensão das partículas aproxima-as da forma esférica), pelo que Fumagalli (1969) sugere que na modelação da amostra

o valor de C_f (definição de Fumagalli) deve ser sempre superior a 0,20. Donaghe e Cohen (1978) indicam que a forma das partículas afecta a resistência ao corte dos materiais granulares porque influi no estado de compactidade.

Ensaiois laboratoriais conduzidos por Kjaernsli e Sande (1963), Lee e Farhoomand (1967) e Fumagalli (1969) mostraram que os materiais constituídos por partículas angulosas são mais deformáveis do que os compostos de elementos arredondados.

3.2.9 – Dimensão das partículas

Referiu-se anteriormente que do modelo de Marsal parece concluir-se que pelo aumento da dimensão das partículas se eleva a fracturação e as amostras granulares exibem menor resistência ao corte e maior deformabilidade. No entanto, nem todos os autores estão de acordo com a proporção inversa entre a dimensão das partículas e a resistência ao corte. Porém, os resultados mais recentes em câmaras de ensaios de grandes dimensões, nomeadamente Marachi *et al.* (1969), Becker *et al.* (1972) e Donaghe e Cohen (1978) são condizentes. Na realidade os ensaios realizados pelos primeiros autores provaram que, em termos médios, o ângulo de atrito de materiais de enrocamento, para uma tensão de confinamento de aproximadamente 2 kgf/cm² diminui 1 a 2° quando a dimensão máxima das partículas aumenta de 5 a 15 cm e 3 a 5° quando aquela dimensão varia de 1,3 a 15 cm. Para uma tensão σ_3 igual a 45 kgf/cm² o valor do ângulo de atrito diminui somente 1 a 2° com a dimensão máxima das partículas a variar entre 1,3 e 15 cm. Deste modo, verifica-se que a dimensão máxima dos elementos componentes duma massa granular tem um efeito mais pronunciado para valores até 5 cm. Às mesmas conclusões chegaram Donaghe e Cohen (1978) que sugeriram a realização de ensaios com dimensão máxima das partículas daquela ordem de grandeza, pois já permitem, sem grandes erros, a extrapolação dos resultados para um protótipo com as partículas de dimensão superior.

3.2.10 – Trajectória das deformações aplicadas ao provete

Embora o ensaio de deformação plana reproduza melhor o estado de tensão e deformação numa barragem do que o ensaio triaxial, a sua realização

não é tão corrente. Por isso, além da justificação teórica já referida da influência das diferentes trajectórias de tensão nos dois tipos de ensaio, julga-se de interesse apresentar mais alguns dados.

Assim Marachi *et al.* (1969) concluíram que as amostras de material granular num estado denso e para baixas tensões de confinamento exibem as seguintes diferenças quando ensaiadas em câmaras de deformação plana relativamente às triaxiais:

- maior resistência ao corte;
- módulo de elasticidade inicial mais elevado;
- menor deformação axial na rotura;
- menor dilatação volumétrica;
- igual resistência ao corte residual.

Becker *et al.* (1972) apresentaram mesmo valores que podem ser utilizados como ordens de grandeza para relacionar a resistência de enrocamentos em condições de deformação plana a partir de ensaios triaxiais. Para uma amostra num estado bastante denso e para pressões de confinamento menores do que 7 kgf/cm² o ângulo de atrito dum enrocamento em condições de deformação plana é maior 3 a 6° do que em condições de deformação triaxial. Para tensões de confinamento, excedendo 28 kgf/cm² a diferença será da ordem de 1 a 3°.

3.2.11 – Dimensão da amostra

Na experimentação laboratorial dos materiais granulares é comum recorrer-se à dimensão máxima possível das partículas, porque assim a influência da dimensão dos grãos é minorada. Porém, existe um efeito de escala quando a relação $D/D_{\text{máx}}$ diminui (D e $D_{\text{máx}}$ são respectivamente o diâmetro da amostra e a dimensão máxima das partículas), isto é, verifica-se um aumento da resistência ao corte. Neste caso deve obedecer-se à razão mínima definida, tanto mais que se não se proceder de tal forma os resultados não se situam do lado da segurança.

Seguidamente referem-se algumas das relações empregues por vários autores.

QUADRO II
VALORES MÍNIMOS DA RELAÇÃO $D/D_{\text{máx}}$

Autor	Amostras uniformes	Amostras bem graduadas
Nitchiporovitch e Rasskazov (1969)	5	5
Holtz e Gibbs (1956)	20	6
Fumagalli (1969)	20	5
Marachi <i>et al.</i> (1969)	—	6

É pressuposto que, quando se fala em provetes triaxiais, a relação entre a altura L e o diâmetro D deve estar compreendida entre 1,5 e 2. Marachi *et al.* (1969) ao ensaiarem outras dimensões verificaram que o crescimento da relação L/D aumenta a resistência ao corte nos ensaios triaxiais, com um valor máximo igual ao resultante dos ensaios de deformação plana.

3.2.12 – *Fricção entre partículas*

O aumento do coeficiente de atrito conduz a uma maior interferência entre partículas num meio granular, o que, quanto à resistência ao corte, é vantajoso para baixas pressões (diminui o deslizamento), mas é desvantajoso para altas pressões (aumenta a concentração de tensões, o que conduz a uma maior fracturação). Pelo estudo da deformação duma massa granular sujeita ao corte conclui-se que o efeito do coeficiente de atrito é máximo quando a amostra é dilatante. Resultados referidos por Bishop e Marsal (1969-b) confirmam que existe uma correlação linear entre a resistência ao corte e a dilatância na rotura definida por $\left[\frac{\epsilon_v}{\epsilon_a} \right]_r$ em que ϵ_v e ϵ_a são, respectivamente, a extensão volumétrica e axial da amostra.

Finalmente deve realçar-se que o efeito do atrito entre partículas, importante nos materiais granulares dilatantes, anula-se praticamente nos materiais de enrocamento, dado que o efeito da fracturação se sobrepõe largamente ao da dilatação.

3.2.13 – *Mineralogia*

A mineralogia afecta as propriedades mecânicas dos materiais granulares pela influência no coeficiente de atrito e na resistência à fracturação das partículas. Leslie (1969) e Becker *et al.* (1972) apresentam resultados em que se verifica, para baixas pressões, uma pequena influência da mineralogia no ângulo de atrito. Relativamente à deformabilidade, Sowers *et al.* (1965) notaram não haver relação entre o tipo litológico do material e o assentamento a longo prazo das barragens de enrocamento.

3.2.14 – *Velocidade de deformação ao corte*

As velocidades de deformação empregues em laboratório e em condições de livre drenagem, não afectam significativamente as características mecânicas dos materiais granulares como provaram experimentalmente Holtz e Gibbs (1956).

3.3 – *Caracterização simplificada dos parâmetros de resistência e deformabilidade*

Anteriormente abordou-se a influência de diversos factores nas características mecânicas dos materiais de enrocamento. Alguns dados dispersos foram indicados apenas como ordens de grandeza. No entanto ressalta a possibilidade da sua apresentação numa forma sistematizada, que permita informações expeditas sobre as propriedades mecânicas dum dado material colocado num aterro.

Marsal e Resendiz (1975) são os primeiros autores a apresentar uma caracterização da resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento. Basearam-se em correlações entre as características mecânicas e os quatro principais factores atrás referidos. Essas correlações foram obtidas a partir de

ensaios laboratoriais conduzidos em mais de cem tipos de amostras. Assim, com base nos valores da resistência à fracturação das partículas e distribuição granulométrica das amostras, elaboraram a classificação que se transcreve no Quadro III.

QUADRO III

CLASSIFICAÇÃO DE ENROCAMENTOS

	P _a para d _n = 5 cm (kgf)	Absorção de água (%)	Desgaste ens. Los Angeles (%)	Granulometria	C _u	Tipo de enrocamento
Partículas de elevada resistência	> 1000	1-2,5	10-15	Uniforme	1-3	1 U
				Bem Grad.	>10	1 BG
Partículas de média resistência	500-1000		15-25	Uniforme	>1-3	2 U
				Bem Grad.	>10	2 BG
Partículas de baixa resistência	< 500	2,5-15	> 25	Uniforme	1-3	3 U
				Bem Grad.	> 10	3 BG

Os autores reconhecem que a classificação é bastante limitada. No entanto poderá ser utilizada na opção do local duma barragem, quando é necessário caracterizar as propriedades do material ao nível de ante-projecto ou mesmo de projecto, se se exige apenas uma certa aproximação.

Os limites do coeficiente de uniformidade (C_u) foram escolhidos arbitrariamente e supõe-se que no intervalo 3 a 10, os materiais exibem propriedades compreendidas entre amostras uniformes e bem graduadas.

Após a definição do tipo de enrocamento, a Fig. 9 permite estimar o grau de fraturação B_g para um dado nível de tensões aplicado.

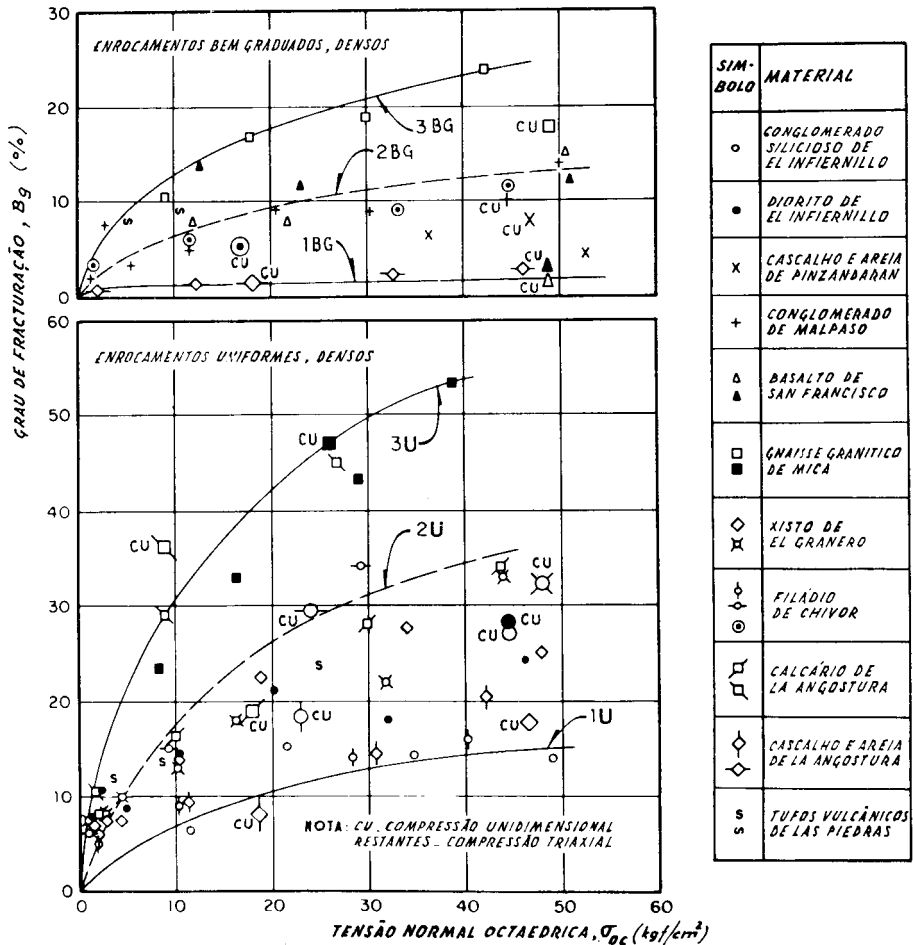


Fig. 9 - Evolução do grau de fraturação com o nível de tensões (segundo Marsal e Resendiz, 1975)

a construção de aterros de enrocamento bem compactados.

$(\sigma_1/\sigma_3)_f$ e o módulo de elasticidade aparente.

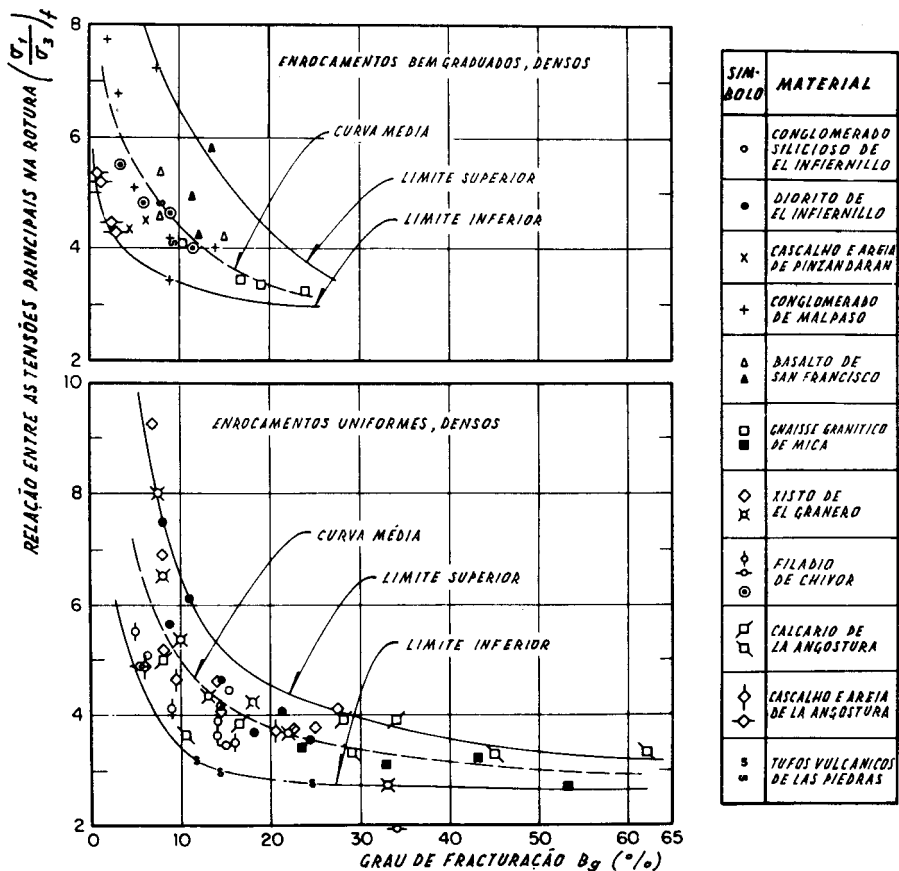


Fig. 10—Relação entre os estados limite de tensão e o grau de fratura (segundo Marsal e Resendiz, 1975)

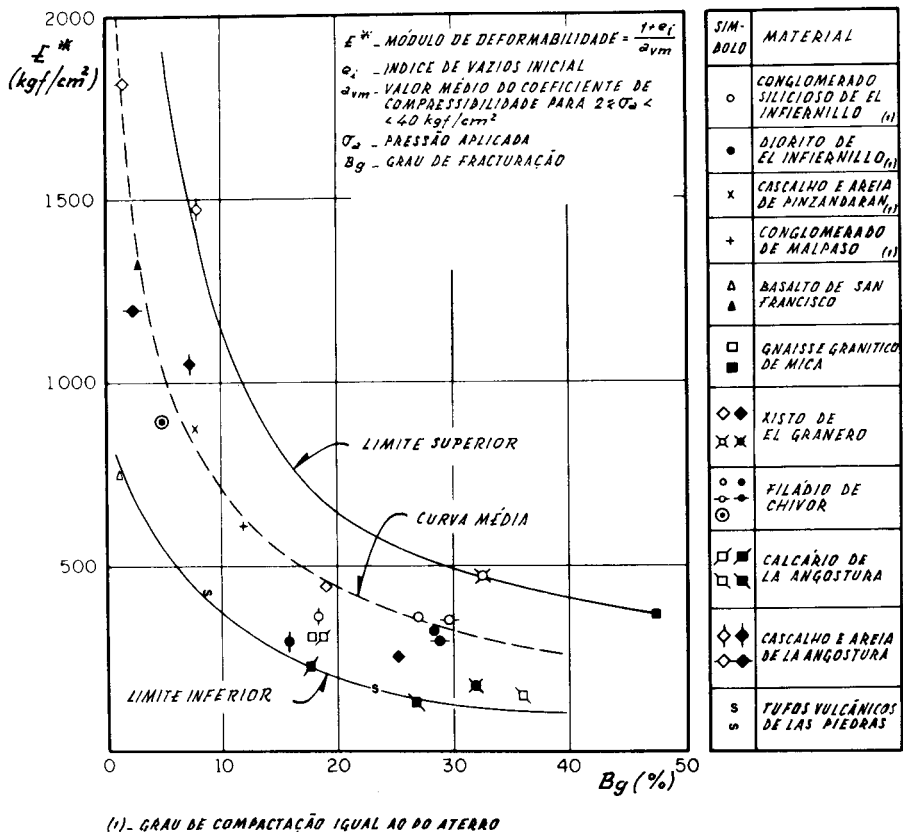


Fig. 11 - Relação entre o módulo de elasticidade aparente e o grau de fratura (segundo Marsal e Resendiz, 1975).

Uma síntese dos resultados da caracterização anterior permitiu elaborar o Quadro IV que exprime os valores limites mais prováveis dos parâmetros de corte e deformabilidade dos materiais de enrocamento.

QUADRO IV

PROPRIEDADES MECÂNICAS MAIS PROVÁVEIS DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO

Amostra	Ângulo de atrito (Φ)	Mod. de deformabilidade (kgf/cm ²)
Todos tipos	30-51	200-1500
(1)	<40	<400
(2)	>40	>750

- (1) Amostras bem graduadas com partículas de média a baixa resistência ou uniformes; tensão normal octaédrica superior a 10 kgf/cm²; estados densos.
- (2) Amostras uniformes com $\sigma_{oct} < 10$ kgf/cm² ou bem graduadas com partículas de média a elevada resistência; estados densos.

4 – ALGUMAS VIAS DE INVESTIGAÇÃO E CONCLUSÃO FINAL

A análise sumária e de certo incompleta das características mecânicas dos materiais granulares foi obtida a partir do trabalho desenvolvido por diversos autores, nos últimos 25 anos, trabalho esse que permitiu um certo domínio da construção de aterros de enrocamento. No entanto, ainda há questões que necessitam de esclarecimento, sendo portanto vias de investigação potencialmente prometedoras. Apontam-se em seguida algumas delas.

- 1 – Será viável o estudo da possibilidade de simular em laboratório a compactação de materiais granulares por cilindros vibradores? Se tal não for possível valerá a pena projectar dispositivos de ensaio que permitam submeter as amostras a complicadas trajectórias de tensão?
- 2 – Dada a elevada influência do índice de vazios no comportamento dos enrocamentos não será necessário refinar as exigências de compactação e o respectivo controlo?
- 3 – Como a resistência das partículas diminui quando aumenta a dimensão das mesmas, será de explorar a possibilidade de ensaiar, nomeadamente nos estudos de fluência, materiais num estado de compacidade mais solto que o protótipo para obter a mesma semelhança de comportamento mecânico?

- 4 – Aprofundamento das correlações empíricas nomeadamente entre:
- índice de vazios mínimo e máximo;
 - resultados dos ensaios de compressão simples e os de resistência ao esmagamento;
 - deformação volumétrica da amostra e a resistência das suas partículas.
- 5 – Uma estrutura granular terá um comportamento mecânico tanto mais satisfatório quanto menor for o número de partículas inactivas (não tensionadas). Poder-se-á conjugar a granulometria da amostra e a forma das partículas de molde a diminuir o número de elementos inactivos?
- 6 – Segundo a hipótese de Horn (1962), num meio granular as partículas não têm uma distribuição espacial homogénea, mas apresentam zonas altamente densificadas e outras muito frouxas. A não uniformidade da distribuição da compacidade origina uma não uniformidade da distribuição das tensões. À descontinuidade do meio sobrepõe-se uma distribuição heterogénea de tensões pelo que é conveniente avaliar o grau de aproximação resultante quando se admite que o meio é contínuo.
- 7 – Uma pequena quantidade de finos tem um efeito bastante pronunciado nas características mecânicas dos materiais granulares. Para evitar os inconvenientes de interações acentuadas entre o núcleo, os filtros e os maciços estabilizadores, será economicamente viável, na construção de barragens de aterro, o processamento e selecção de misturas de solos com elementos grossos e finos para que os materiais de construção exibam características de deformabilidade aproximadas?
- 8 – O nível de tensões determina a extensão axial na rotura, pelo que seria interessante estudar o efeito dum eventual processamento do material de acordo com a respectiva localização no corpo da barragem. Tentar-se-ia assim minimizar a ocorrência de plastificação nas zonas de cota mais elevada.

Para finalizar convém abordar a seguinte questão: referiu-se anteriormente que pelo aumento da dimensão das partículas os materiais granulares apre-

sentam um comportamento mecânico mais casuístico. Então, qual o coeficiente de segurança a adoptar para garantir a probabilidade de ruína geralmente considerada neste tipo de obra?

É lógico admitir-se que, se aumenta o carácter aleatório do comportamento mecânico, haverá menor precisão na definição dos parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais, o que conduz à necessidade de coeficientes de segurança mais elevados. Sabe-se, no entanto, que na análise de segurança das barragens de aterro se dá geralmente uma importância exagerada aos cálculos de estabilidade através de métodos de equilíbrio limite, o que está de certo modo em contradição com a realidade visto que os deslizamentos são responsáveis unicamente por um número reduzido de acidentes (da ordem dos 15%). Além disso os coeficientes de segurança admitidos são grandezas que dependem duma definição convencional e do método de cálculo. Sherard, numa amostragem de 65 barragens homogéneas, verificou que 100% das que sofreram acidentes por deslizamento tinham um D_{50} igual ou inferior ao diâmetro de transição do silte para areia e concluiu que a água é um factor que influi determinantemente no comportamento mecânico dos solos finos (silte e argila) duma forma por vezes difícil de prever. Como é bem sabido, se um maciço argiloso exhibe um coeficiente de segurança unitário, a superfície de rotura incipiente é profunda. Em contrapartida, num maciço de enrocamento na mesma condição de estabilidade a superfície de rotura é próxima do paramento, o que origina possivelmente a queda duns poucos blocos sem comprometer a estabilidade da obra. Deste modo chega-se à conclusão que as noções habituais de coeficiente de segurança em relação à estabilidade não correspondem a riscos comparáveis em barragens de aterro de terra e de enrocamento.

A experiência de obras realizadas demonstra que os aterros de enrocamento apresentam um comportamento excelente quanto à resistência mecânica. Dado que, como já foi referido, a maior parte dos acidentes neste tipo de obra são devidos sobretudo ao assentamento do maciço de enrocamento o qual origina deficiente comportamento do órgão de estanqueidade, quer constituído por um núcleo argiloso ou uma cortina a montante, prevê-se que seja incrementado, pela investigação, o conhecimento das características de deformabilidade deste tipo de material.

Na concepção das barragens de enrocamento, dever-se-á atender a todos os tipos de acidentes possíveis, e os parâmetros de escolha dos coeficientes de

segurança devem basear-se, quer em factores intrínsecos à obra (população a jusante; volume do reservatório; qualidade e controlo de execução; altura da barragem; períodos durante os quais o reservatório permanece cheio; etc.), quer na natureza e no rigor da definição das equações constitutivas dos materiais de construção. Relativamente a este último ponto e de acordo com o exposto neste trabalho, é absolutamente necessário conduzir uma análise crítica sobre todos os factores influentes na definição daquelas equações, nomeadamente o nível de tensões, o estado de compacidade, a resistência à fracturação dos blocos e a dispersão granulométrica do maciço de enrocamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBERRO, J. e MARSAL, R. (1976) – “Earth and Rockfill Dams”. Contribucion al 12th Int. Cong. on Large Dams. Instituto de Ingenieria, México, pp. 539-571.
- BECKER, E.; CHAN, C. e SEED, B. – “Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials in Plane Strain and Triaxial Compression Tests”. University of California, Berkeley, 121 p.
- BOUGHTON, N. (1970) – “Elastic Analysis for Behaviour of Rockfill”. Proc. of the A.S.C.E., Journal of the Soil Mech. and Found. Div., SM 5, Sept., pp. 1715-1733.
- DONAGHE, R. e COHEN, M. (1978) – “Strength and Deformation Properties of Rockfill”. U.S. Army Engineer W. E. S., Technical report S-78-1, Vicksburg, 24 p.
- FUMAGALLI, E. (1969) – “Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams”. Proc. of the A. S. C. E., Journal of the Soil Mech. and Found. Div., SM 1, January, pp. 313-330.
- GRIFFITH, A.A. (1921) – “The Phenomena of Rupture and Flow in Solids” Philosophical Transactions, Royal Soc. London, Series A, vol. 221.
- HOLTZ, W. e GIBBS (1956) – “Triaxial Shear Tests on Pervious Gravelly Soils”. Proc. A.S.C.E., Journal of the Soil Mech. and Found. Div., SM 1, January, pp. 313-330.
- HORN, H. e DEERE (1962) – “Frictional Characteristics of Minerals”. Geotechnique, vol. 12, pp. 319-335.
- JOISEL, A. (1962) – “La Rupture des Corps Fragiles au Cours de leur Fragmentation”. Pub. Technique n.º 217, Centre d'Etudes e Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques, Paris.
- KJAERNSLI, B. e SANDE, A. (1963) – “Compressibility of some Coarse Grained Materials”. Norwegian Geotechnical Institute, Pub. n.º 66, pp. 245-251.

- LEE, K. e FARHOOMAND (1967) - "Compressibility and Crushing of Granular Soils in Anisotropic Compression". Canadian Geot. Journal, Vol. IV, n.º 1, pp. 68-86.
- LEPS, T. (1970) - "Review of Shearing Strength of Rockfill". Proc. of the A.S.C.E., Journal of the Soil Mech. and Found. Div., SM 4, July, pp. 1159-1170.
- LESLIE, D. (1969) - "Relationships between Shear Strength, Gradation and Index Properties of Rockfill Materials". Specialty session n.º 13, 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., México, pp. 201-210.
- LOWE, J. (1964) - "Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials". Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams, pp. 745-761.
- MARACHI, D.; CHAN, C.; SEED, B. e DUNCAN, J. (1969) - "Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials". University of Califórnia, Berkeley, 139 p.
- MARANHA DAS NEVES, E. e VEIGA PINTO (1977) - "Enrocamentos. Atualização de Conhecimentos, Estudos Experimentais e Aplicações em Barragens e Vias de Comunicação. Lab. Nac. de Eng. Civil, Lisboa, 135 p.
- MARSAL, R. (1967) - "Large Scale Testing of Rockfill Materials". Proc. of the A.S.C.E., Journal of the Soil Mech. and Found. Eng., SM 2, March, pp. 27-43.
- MARSAL, R. (1969-a) - "Particle Breakage in Coarse Granular Soils". Specialty session n.º 13, 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., México, pp. 155-165.
- MARSAL, R. (1969-b) - "Minutes of Specialty Session n.º 13". 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., México, pp. 1-23.
- MARSAL, R. (1973) - "Mechanical Properties of Rockfill". Embankment-Dam Engineering". Casagrande Volume, John Wiley & Sons, New York, pp. 109-200.
- MARSAL, R. e RESENDIZ, D. (1975) - "Presas de Tierra y Enrocamiento". Editorial Limusa, México, 546 p.
- MARSAL, R. e LA ROSA, F. (1976) - "Mechanical Properties of Rockfill Soil Mixtures". Proc. 12th Int. Cong. on Large Dams, vol. 1, México, pp. 179-209.
- MARSAL, R.; ARELLANO, L.; GUZMAN, A. e ADAME, H. (1976) - "El Infiernillo". Contribucion al 12th Int. Cong. on Large Dams, Instituto de Ingenieria, México, pp. 234-312.
- NITCHIPOROVITCH, A. e RASSKAZOV, L. (1969) - "Shearing Strength of Coarse Shell Materials". Specialty session n.º 13, 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., México, pp. 211-216.
- SAMSIOE, A. (1955) - "Stress in Downstream Part of an Earth and Rockfill Dam". Geotechnique, vol. V, London.
- SOWERS, G.; WILLIAMS, R. e WALLACE, T. (1965) - "Compressibility of Broken Rock and the Settlement of Rockfills". Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, Montreal, pp. 561-565.
- TERZAGHI, K. (1960) - "Discussion on Settlement of Salt Springs and Lower Bear River Concrete Face Dams". Trans. Amer. Soc. of Civil Engineers, vol. 125, part II, pp. 139-148.

- VALLERGA, B.; SEED B.; MONISMITH, C. e COOPER, R. (1957) - "Effect of Shape Size and Surface Roughness of Aggregate Particles on the Strength of Granular Materials". Special Technical Publication n.º 212, ASTM.
- VOLNIN, A. e TYONG, N. (1978) - "Relation between the Dry Density of Fine Sand in the Loosest and Densest Possible States". Hydrotechnical Construction. March. pp. 269-272.