

# ALGUNS PROBLEMAS RELATIVOS À MECÂNICA DAS ROCHAS DOS MATERIAIS DE BAIXA RESISTÊNCIA\*

## Some Problems Concerning Rock Mechanics of Low Strength Materials

por

MANUEL ROCHA\*\*

RESUMO – Após concretização do conceito de rocha de baixa resistência, é apresentada breve síntese sobre o comportamento das rochas de baixa resistência e dos maciços por elas constituídos, no respeitante à deformabilidade e resistência.

Quanto às superfícies contínuas de baixa resistência, é referida a natureza probabilística da sua ocorrência e frizada a necessidade de melhorar os métodos para a sua detecção bem como os métodos de caracterização da sua resistência ao corte.

SYNOPSIS – After defining low strength rock, the author briefly sums up the deformability and strength behaviour of low strength rocks and of rock masses made up of such rocks.

Regarding low strength continuous surfaces, the probabilistic nature of their occurrence is indicated and the need to improve the methods for detecting them and for characterizing their shear strength is emphasized.

### 1 – CONCEITO DE ROCHA DE BAIXA RESISTÊNCIA

Considero muito oportuno que os organizadores deste Congresso tivessem dedicado uma sessão ao problema do comportamento dos maciços rochosos constituídos por materiais de baixa resistência. Na verdade, trata-se de um dos

---

\* Trabalho apresentado ao V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Buenos Aires, 1975.

\*\* Presidente do Conselho Superior dos Laboratórios de Engenharia Civil; Professor de Mecânica das Rochas, Universidade Técnica de Lisboa. GEOTECNIA 18

problemas mais importantes da mecânica das rochas, no respeitante à engenharia civil, sobre o qual se dispõe de muito pouca informação, sendo mesmo a maior parte das vezes esquecido ao serem discutidas as propriedades gerais dos maciços e das rochas que os constituem.

São duas as famílias mais importantes de rochas de baixa resistência: as rochas sedimentares, de origem detrítica ou química, fracamente cimentadas, e as rochas resultantes da meteorização da crosta terrestre, as quais poderão ser designadas por rochas residuais.

Uma questão básica que se levanta é a do conceito de rocha de baixa resistência, a qual implica dois problemas: i) o estabelecimento de critério de distinção entre solos e rochas de transição para solos; e ii) a fixação de limite superior para a resistência.

Quanto à fronteira entre solos e rochas, considero adequada a aceite tradicionalmente pela mecânica dos solos, segundo a qual os solos são os terrenos constituídos por partículas soltas ou por partículas agregadas que se podem separar facilmente quando uma amostra do terreno é colocada dentro de água, submetida a dado regime de agitação. Isto é, a coesão dos solos, quando existe, é de natureza deliquescente. Por oposição, as rochas são materiais coesivos cuja coesão não é destruída pela presença de água em excesso. Como é de esperar, dada a continuidade que por vezes se verifica nas condições de génese de solos e rochas a aplicação do critério que se acaba de referir conduz a uma certa banda de indeterminação, a qual é contudo bastante estreita.

O que é importante frizar é o facto de a tal critério – que tem a virtude de ser de aplicação muito simples – corresponderem materiais com propriedades tecnológicas bem diversificadas, em especial a deformabilidade e a resistência. A fim de evidenciar a diferença de comportamentos, apresentam-se na Tabela I valores típicos do módulo de deformabilidade dos solos assim como da sua coesão e ângulo de atrito, e na Tabela II valores destas mesmas grandezas para rochas e ainda a resistência à compressão uniaxial. Os módulos de deformabilidade dos solos referem-se a ensaio edométrico, e dizem respeito à tensão de  $1 \text{ kg/cm}^2$ , enquanto que os das rochas se referem a compressão uniaxial. Na Fig. 1 apresenta-se síntese dos valores constantes das tabelas.

Quanto aos módulos de deformabilidade, verifica-se que mesmo para as rochas de mais baixa resistência, incluídas as rochas decompostas, eles são apreciavelmente mais elevados do que para os solos, apesar de estes serem ensaiados com deformação lateral impedida: para as rochas os valores mais baixos

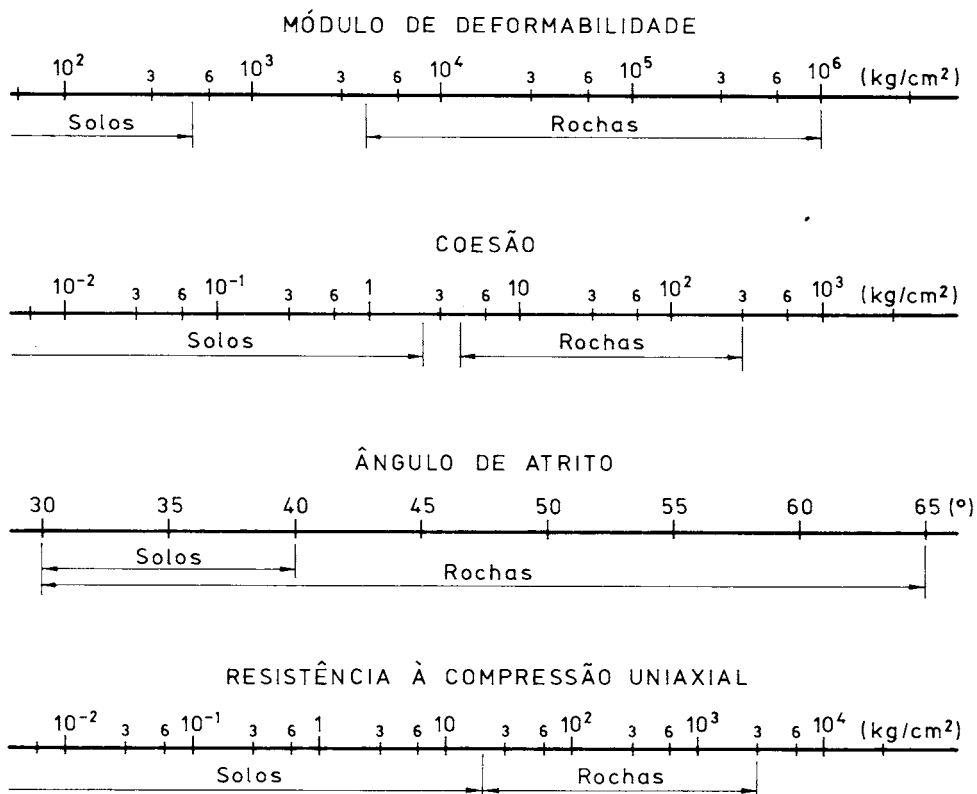


Figura 1

registados são da ordem de  $4000 \text{ kg/cm}^2$  enquanto que para os solos os valores mais altos são de cerca de  $500 \text{ kg/cm}^2$ . No que se refere à coesão, ela também é mais elevada nas rochas, podendo contudo aproximar-se bastante da das argilas muito duras, sendo de cerca de  $3 \text{ kg/cm}^2$  o ponto de separação. Os ângulos de atrito dos solos sobrepõem-se aos valores mais baixos dos respeitantes às rochas. Finalmente, quanto à resistência à compressão uniaxial, o valor de cerca de  $20 \text{ kg/cm}^2$  separa os intervalos respeitantes às rochas e aos solos.

Note-se que os valores limites que acabam de ser mencionados relativamente às propriedades de solos e rochas não devem ser considerados com rigidez, pois se desejou somente indicar tendências gerais e ordens de grandeza. Do ponto de vista prático, o critério de distinção entre solos e rochas que se

acaba de considerar tem especial interesse para uma primeira avaliação das propriedades mecânicas de um material fraco, pois que se ele não se desagregar dentro de água tal indica que possuirá propriedades mecânicas superiores aos mínimos referidos para as rochas.

Quanto ao conceito de rocha de baixa resistência, falta ainda estabelecer critério que limite superiormente a resistência. É conveniente considerar a resistência à compressão uniaxial e afigura-se-me adequado adoptar para esta o limite de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , pois os maciços constituídos por rochas com resistência inferior a este valor apresentam em regra comportamento marcadamente diferenciado do exibido quando ele é ultrapassado. A adopção do limite de  $200 \text{ kg/cm}^2$  tem além disso a vantagem de estar de acordo com a “Classificação Básica de Maciços Rochosos” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, apresentada na Tabela III. Segundo esta classificação, as rochas com resistência inferior a  $60 \text{ kg/cm}^2$  são consideradas de muito baixa resistência.

Portanto, em resumo, as rochas de baixa resistência exibem uma resistência à compressão uniaxial que varia desde cerca de  $20 \text{ kg/cm}^2$  a  $200 \text{ kg/cm}^2$ .

## 2 – DEFORMABILIDADE

Vejamos em primeiro lugar qual é aproximadamente o intervalo de variação dos módulos de deformabilidade,  $E_r$ , das rochas de baixa resistência. Aceitando a correlação

$$E_r = 200 \sigma_c$$

como a resistência à compressão uniaxial,  $\sigma_c$ , varia de 20 a  $200 \text{ kg/cm}^2$ , conclui-se, como ordem de grandeza, que o módulo de deformabilidade das rochas de baixa resistência varia de 4000 a  $40000 \text{ kg/cm}^2$ , limites estes que estão de acordo com os valores da Tabela II.

Como é sabido, a influência do diaclasamento na deformabilidade dum maciço rochoso diminui em regra com a resistência da rocha que o constitui, de tal modo que para as rochas de baixa resistência, e especialmente para as de muito baixa resistência, pode muitas vezes considerar-se a deformabilidade dos maciços como aproximadamente igual à das rochas que os constituem. Tal pode resultar de estes maciços não terem sofrido fracturação relevante, em virtude

da plasticidade das rochas de baixa resistência, ou de as fracturas que tenham ocorrido se terem fechado ao longo do tempo, quer por deformação lenta da rocha quer por preenchimento por produtos resultantes da alteração da rocha.

Como consequência do que acaba de ser dito, a caracterização da deformabilidade dos maciços constituídos por rochas de baixa resistência pode, com certa frequência, ser feita mediante ensaios em laboratório, desde que a heterogeneidade não obrigue à colheita de amostras com dimensões excessivas e que a operação de colheita não perturbe demasiadamente as amostras.

Na engenharia civil, os problemas em que é mais relevante a consideração da deformabilidade são sem dúvida os respeitantes a fundações, em especial de barragens de betão. No dimensionamento do suporte, inicial e final, de túneis e outras aberturas também pode ser relevante a consideração da deformabilidade e, dum modo geral, é necessário conhecer a deformabilidade sempre que haja necessidade de determinar o estado de tensão de sistemas formados por zonas com deformabilidades diferenciadas, em especial maciços heterogêneos.

Na Fig. 2 apresenta-se uma síntese dos resultados dos estudos experimentais e analíticos que temos empreendido ao longo de 30 anos sobre o problema da influência do módulo de deformabilidade do maciço de fundação no estado de tensão das barragens de betão (Rocha, 1974). É indicado, de maneira puramente qualitativa, o grau de influência em função da relação,  $\frac{E_m}{E_c}$ , entre os módulos de deformabilidade do maciço de fundação e do betão. Como se vê, somente para  $\frac{E_m}{E_c} < \frac{1}{4}$  a influência da deformabilidade da fundação tem importância, isto é, para  $E_m < 60\,000 \text{ kg/cm}^2$ , uma vez que se adopte  $E_c = 240\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Como os maciços constituídos por rochas de baixa resistência têm em regra módulos inferiores a  $40\,000 \text{ kg/cm}^2$ , conclui-se que ao fundar barragens de

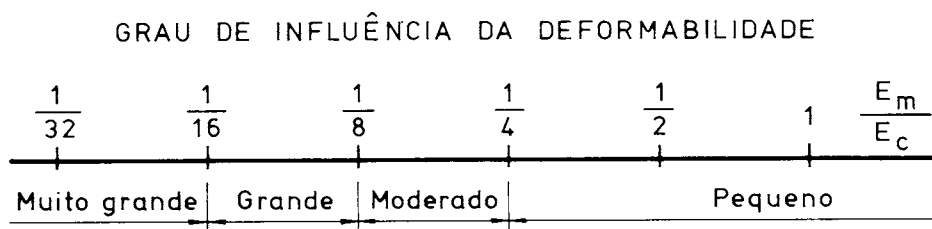


Figura 2

betão em tal tipo de rochas é sempre necessário dar especial atenção à deformabilidade, tanto mais que para  $\frac{E_m}{E_c} < \frac{1}{8}$ , isto é, para  $E_m < 30\,000 \text{ kg/cm}^2$ , já é grande a influência da deformabilidade sobre o estado de tensão e que para  $\frac{E_m}{E_c} < \frac{1}{16}$ , isto é,  $E_m < 15\,000 \text{ kg/cm}^2$ , se torna muito grande

No respeitante a barragens abóbada ou de abóbadas múltiplas as conclusões expressas na Fig. 2 são válidas não somente quando os valores indicados de  $\frac{E_m}{E_c}$  se estendem a zonas extensas da fundação, mesmo a toda a fundação, mas também a zonas de pequena extensão, tal como falhas, caso este no qual a influência no estado de tensão se faz sentir somente na vizinhança de tais zonas. Para barragens gravidade, maciças e aligeiradas, as conclusões da Fig. 2 são aplicáveis relativamente a zonas limitadas de elevada deformabilidade; quando a fundação é homogênea os graus de influência indicados na figura são aplicáveis a valores de  $\frac{E_m}{E_c}$  iguais a metade, isto é, a influência moderada só se faz sentir para  $\frac{E_m}{E_c} < \frac{1}{8}$ , isto é,  $E_m < 30\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Portanto, em resumo, o problema da deformabilidade é relevante quando os maciços de fundação são constituídos por rochas de baixa resistência, mas desejo frizar que também o pode ser para maciços constituídos por rochas de elevada resistência, como se pode concluir da Tabela IV, na qual são comparados valores dos módulos de deformabilidade de maciços,  $E_m$ , e das rochas que os constituem,  $E_r$ . Como se vê, há diversos casos em que  $E_m$  é inferior ao limite de  $60\,000 \text{ kg/cm}^2$  atrás referido sendo  $E_r$  bastante elevado.

Ao falar-se em deformabilidade não pode deixar de se referir a sua anisotropia. No caso de maciços rochosos constituídos por rochas de elevada resistência a anisotropia da deformabilidade resulta sobretudo do diaclasamento, podendo o grau de anisotropia, isto é, a relação entre os módulos de deformabilidade máximo e mínimo, atingir valores muito elevados, por exemplo 10. Quando os maciços são formados por rochas de baixa resistência passa, em regra, a ser a anisotropia da própria rocha que mais influencia a anisotropia do maciço, tanto mais que o grau de anisotropia das rochas cresce em geral quando diminui a resistência. Dispõe-se de pouca informação sobre a anisotropia das rochas de baixa resistência, a qual em regra não excede 5.

Quanto às rochas residuais, tem interesse referir que é de esperar que apresentem anisotropia mesmo quando a rocha mãe é isotrópica. Na verdade, a alteração é em regra acompanhada de expansão e como esta é impedida nas

direcções paralelas à superfície do terreno, daí resultam valores do módulo de deformabilidade paralelamente à superfície mais elevados do que perpendicularmente. Os resultados da Fig. 3, respeitantes a um granito decomposto, ilustram o que se acaba de afirmar; como se vê, na direcção vertical o módulo de deformabilidade é cerca de metade do correspondente às duas direcções horizontais.

Ao discutir a deformação das rochas de baixa resistência uma questão importante é o efeito do tempo. Apesar da limitada informação de que se dispõe, eu penso que o efeito tempo é uma das propriedades que assume valores mais diversificados quando se comparam as rochas com os solos, sendo muito menos acentuado nas rochas, mesmo nas de muito baixa resistência, o que resulta da natureza não deliquescente das ligações entre as partículas que constituem as rochas.

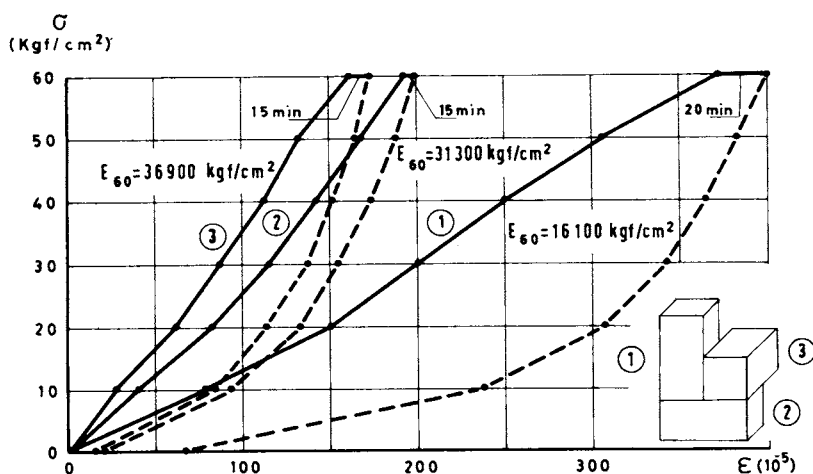


Figura 3

Na Fig. 4 apresentam-se resultados de ensaios correntes de carga de maciços rochosos, *in situ*, em que foram mantidas as cargas, a fim de averiguar o efeito do tempo; em abcissas estão marcados os valores do módulo de deformabilidade após 30 minutos de actuação da carga,  $E_{30}$ , e em ordenadas os decréscimos desses valores até um tempo infinito, expressos em relação a  $E_{30}$ . Os valores  $E_{\infty}$  foram obtidos por extrapolação apoiada em certas leis de fluência. Os resultados da figura permitem concluir que mesmo para maciços rochosos com

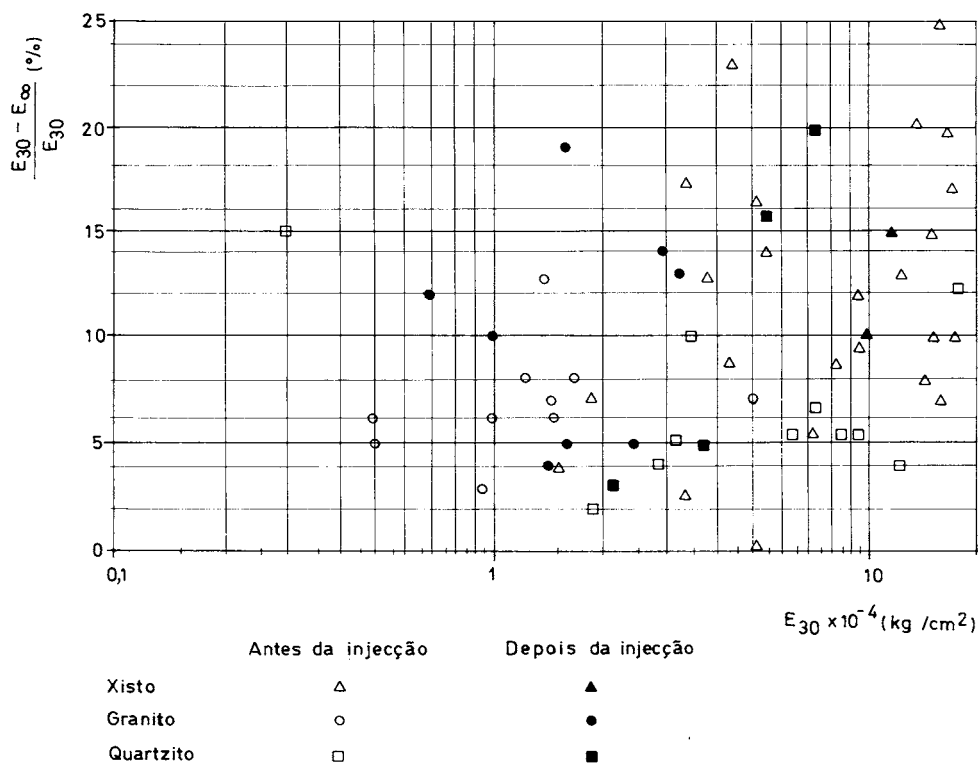


Figura 4

um módulo inferior a  $10000 \text{ kg/cm}^2$  constituídos por rochas de resistência bastante baixa, as deformações sob carga constante que têm lugar após 30 minutos de actuação da carga não excedem em regra 20% do valor que tinham aos 30 minutos. Este efeito tempo é bastante inferior ao que se observa mesmo nos solos mais resistentes, sob a acção de cargas da ordem das admissíveis, tal como nos ensaios cujos resultados são apresentados na figura. Estes resultados mostram que em equilíbrios do tipo do verificado em fundações o efeito tempo dos maciços rochosos não é, em regra, relevante, mesmo para as rochas de baixa resistência. Para outros equilíbrios, como por exemplo os verificados em túneis, já as rochas de baixa resistência podem apresentar deformações muito influenciadas pelo factor tempo.

Uma questão que é oportuno tratar é a da influência da heterogeneidade na



deformabilidade. Como é sabido, os maciços constituídos por rochas de baixa resistência, quer sedimentares quer residuais, apresentam frequentemente uma heterogeneidade muito acentuada. Como por outro lado, a sua deformabilidade é elevada, compreende-se que a flutuação da deformabilidade de ponto para ponto possa implicar grandes deslocamentos diferenciais, o que é especialmente relevante em problemas de fundações. Por outras palavras, desejo acentuar que um mesmo grau de heterogeneidade, por exemplo, uma variação do módulo de deformabilidade na relação de 2:1, acarreta deslocamentos diferenciais tanto mais elevados quanto menores forem os valores desses módulos. Como consequência, a caracterização da deformabilidade, por exemplo mediante ensaios *in situ*, deve ser feita com precisão tanto mais elevada quanto menores forem os valores dos módulos em jogo. Assim, no caso de fundações, e tendo em atenção a Fig. 2, enquanto que para  $\frac{E_f}{E_c} > \frac{1}{4}$  basta conhecer a ordem de grandeza do módulo do maciço, para os valores mais baixos de  $\frac{E_m}{E_c}$  pode ser desejável conhecer  $E_m$ , nas várias zonas do maciço, com precisões, por exemplo da ordem de 20% ou mesmo mais elevadas. Como isto é em regra difícil na prática, tal implica a adopção de adequados valores por defeito.

Dado o grau de importância que assume em geral a deformabilidade dos maciços constituídos por rochas de baixa resistência e a possibilidade hoje oferecida pelo método dos elementos finitos de a ter em consideração na solução da maior parte dos problemas, tem muito interesse o estabelecimento de correlações entre o módulo de deformabilidade e propriedades de determinação mais expedita, como a resistência à compressão uniaxial, a dureza, a porosidade, ou a velocidade de propagação de ondas, grandeza esta que tem o mérito especial de poder ser determinada em grandes volumes, *in situ*. Esse interesse resulta de não ser em regra viável fazer o número de determinações da deformabilidade, sobretudo *in situ*, que seria conveniente – tanto mais que, como se frizou atrás, a heterogeneidade pode ser acentuada – sendo então aconselhável fazer um número limitado e recorrer a tais correlações para alcançar o conhecimento da deformabilidade adequado à solução de dado problema. Pode ser feito uso de correlações já existentes mas presentemente, dada a carência de informação, é em regra preferível procurar estabelecer correlações para as formações intervenientes em cada problema.

Assim, por exemplo, no caso de túneis é muito frequente que nas zonas com menor recobrimento eles tenham de atravessar maciços constituídos por

rochas e solos residuais, e então tem muito interesse dispor das referidas correlações a fim de o suporte a adoptar em cada trecho do túnel ser o adequado à respectiva deformabilidade.

A título de exemplo, apresenta-se na Fig. 5 a correlação  $E = 77 \sigma_c^{1,4}$  obtida para granitos duma mesma formação que apresentavam uma larga gama de graus de alteração. Tal como é muitas vezes conveniente na prática, esta correlação refere-se não só a rochas mas também a solos residuais, pois a correlação abarca intervalo com limite inferior da resistência de cerca de  $3 \text{ kg/cm}^2$ . Esta correlação mostra que o módulo de elasticidade varia mais rapidamente do que a resistência, o que constitui propriedade bastante comum. A correlação em consideração afasta-se apreciavelmente da considerada atrás,  $E = 200 \sigma_c$ .

Dispõe-se de muito pouca informação sobre correlações que permitam a determinação do módulo de deformabilidade, o que constitui lacuna que se impõe preencher.

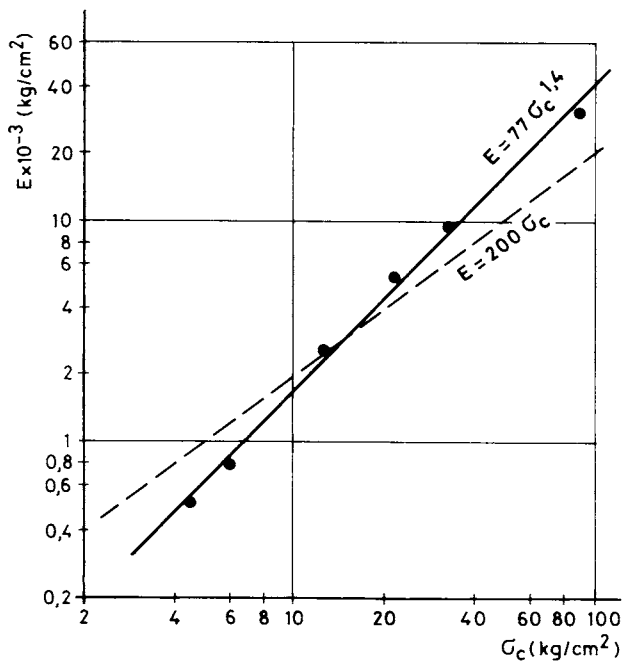


Figura 5

### 3 – RESISTÊNCIA

Como se viu no Art. 1, a resistência à compressão uniaxial das rochas de baixa resistência varia de cerca de 20 a 200 kg/cm<sup>2</sup>.

No que respeita a resistência ao corte, os ângulos de atrito encontram-se em regra no intervalo 30°-45° e a coesão pode apresentar valores bastante baixos, mas em geral não inferiores a 4 kg/cm<sup>2</sup>. Admitindo a lei de Coulomb e a isotropia, e adoptando para o ângulo de atrito o valor médio do intervalo referido, obtém-se para a coesão  $c$  a correlação

$$c = \frac{1}{4} \sigma_c$$

É importante notar que, em termos gerais, a resistência ao corte dos maciços é tanto menos influenciada pela fracturação quanto menor é a resistência da rocha, tal como também acontece em relação à deformabilidade. No entanto, mesmo para os maciços constituídos por rochas de baixa resistência essa influência tem em regra de ser considerada, de tal modo que ainda é a resistência ao corte a propriedade desses maciços cuja caracterização é em regra a mais precária, do ponto de vista das necessidades de projecto, dada a bem conhecida dificuldade de ter em conta a fracturação, a não ser quando se trate de fracturas contínuas, à escala da obra, problema que abordaremos mais adiante.

Vou citar dois casos especiais nos quais se reconheceu ser legítimo adoptar para a resistência ao corte do maciço rochoso a resistência da rocha. Um caso é o da fundação do encontro esquerdo da abóbada central da barragem do Alto Rabagão, Portugal (Rocha *et al.*, 1967), Fig. 6. Trata-se do maciço granítico a que se refere a Fig. 5, cujo módulo de deformabilidade ao longo da fundação toma os valores indicados na Fig. 7, atingindo sob o encontro o valor muito baixo de 10000 kg/cm<sup>2</sup>; este material, que tem uma coesão de 4 kg/cm<sup>2</sup> e um ângulo de atrito de 52°, isto é, uma resistência à compressão uniaxial de cerca de 20 kg/cm<sup>2</sup>, é um granito decomposto no qual as diaclases já não influenciam a resistência do maciço. O outro caso que desejava mencionar é o das camadas de brecha basáltica, de cimento siltoso, da fundação da barragem de São Simão, Brasil (Rocha *et al.*, 1974), as quais, como é corrente em tal tipo de material, não exibiam qualquer fracturação. Dadas as dimensões dos elementos constituintes da brecha, a resistência ao corte teve de ser determinada mediante ensaios *in situ*, Fig. 8. A resistência à compressão



Figura 6

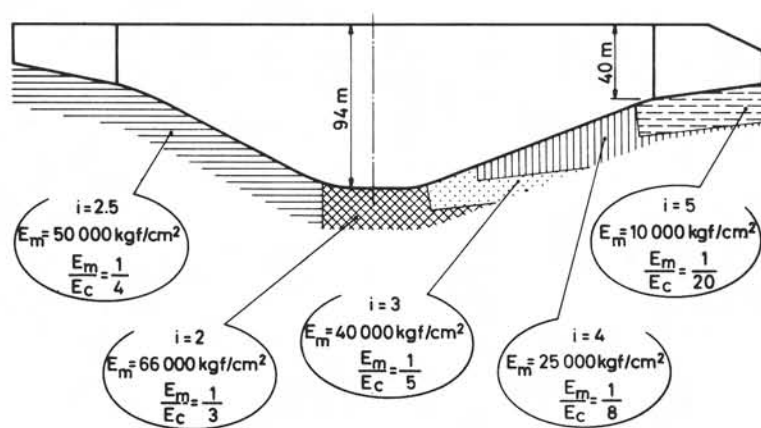


Figura 7

uniaxial, que não foi determinada experimentalmente, será de cerca de  $20 \text{ kg/cm}^2$ , isto é, trata-se de rocha da zona de transição para solo. Nota-se que o módulo de deformabilidade é excepcionalmente elevado, em face da resistência, o que deve ser devido à rigidez dos blocos de basalto constituintes da brecha.

Quando à anisotropia da resistência ao corte dos maciços, ela declina em geral à medida que diminui a resistência à compressão da rocha, pois a anisotropia resulta sobretudo da fracturação. No entanto, a anisotropia ainda tem em regra de ser considerada nos maciços constituídos por rochas de baixa resistência, tanto mais que estas podem apresentar anisotropia acentuada, como é o caso de muitas rochas sedimentares e até de certas rochas residuais.

Tal como se referiu em relação à deformabilidade, também há muitas vezes interesse em estabelecer correlações entre os parâmetros definidores da resistência ao corte e propriedades de determinação expedita, tais como as mencionadas para a deformabilidade. Esse interesse depende do grau de heterogeneidade e, digamos, da disponibilidade de resistência do maciço em face da resistência exigida pela estrutura. E quanto a este aspecto, e em especial no respeitante a fundações de barragens, desejo frizar que é frequente o recurso a soluções muito mais dispendiosas por carência de adequada exploração da resistência dos maciços de fundação.

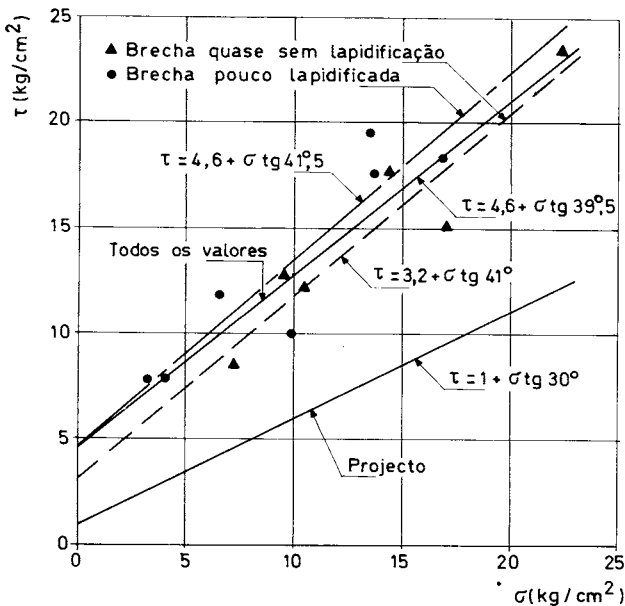
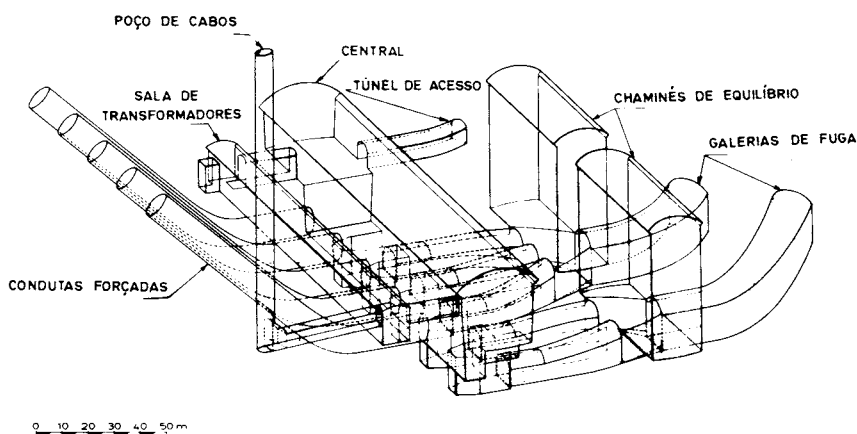


Figura 8

#### 4 – SUPERFÍCIES CONTÍNUAS DE BAIXA RESISTÊNCIA

Ao tratar o problema da mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência, uma das causas de enfraquecimento dos maciços rochosos é a ocorrência de superfícies contínuas de baixa resistência. Por superfície contínua de baixa resistência deve entender-se uma fractura ou uma camada delgada de resistência muito menor do que a da rocha encaixante, com dimensões à escala do volume do maciço que influencia o comportamento da obra. Os escorregamentos ao longo de tais superfícies são responsáveis pela maior parte dos acidentes imputáveis aos maciços rochosos, quer em fundações, em especial de barragens, quer em taludes e obras subterrâneas. Na Fig. 9 apresenta-se um esquema das importantes obras subterrâneas da central de 2000 MW do aproveitamento de Cabora Bassa, Moçambique, nas quais se verificou, há cerca de um ano, um acidente devido à ocorrência no maciço gnaissico de fractura com grandes dimensões, não detectada oportunamente, aliás associada a camada contínua de resistência menor do que a do gnaisse encaixante, constituída por filão de



*Figura 9*

lamprófiro. O acidente verificou-se numa das chaminés de equilíbrio, Fig. 10, e consistiu no escorregamento de uma cunha do maciço, com um volume de cerca de  $2000 \text{ m}^3$ .

Relativamente à ocorrência de fracturas desejo frizar que, dentro de um

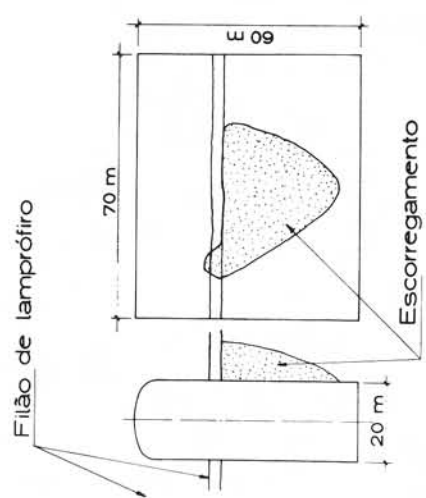
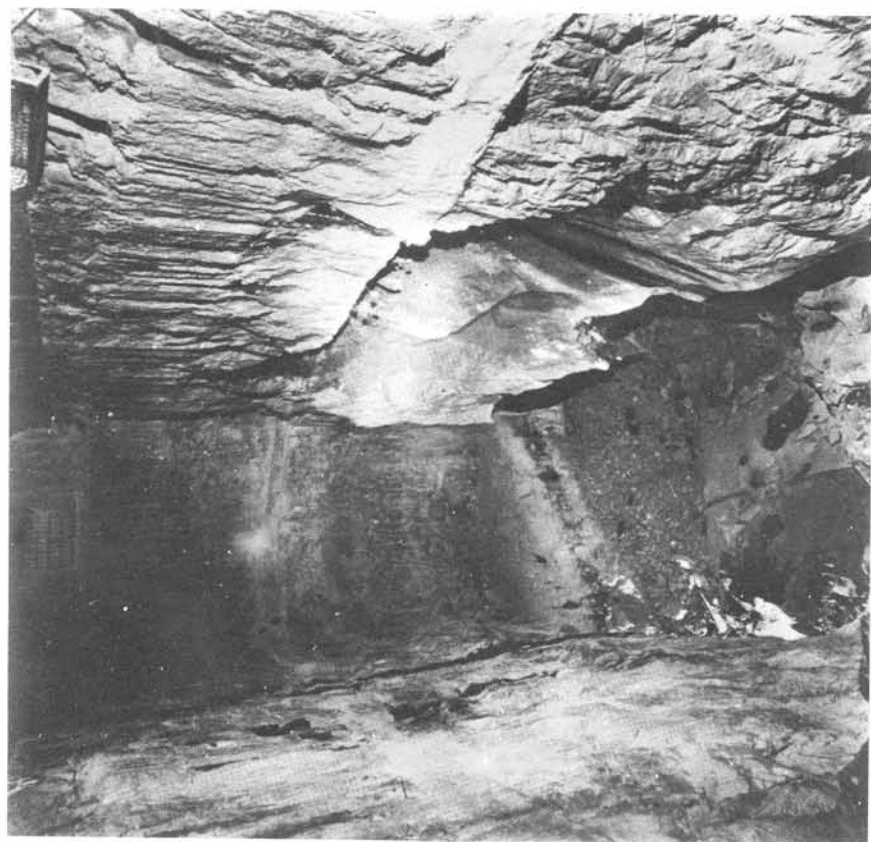


Figura 10

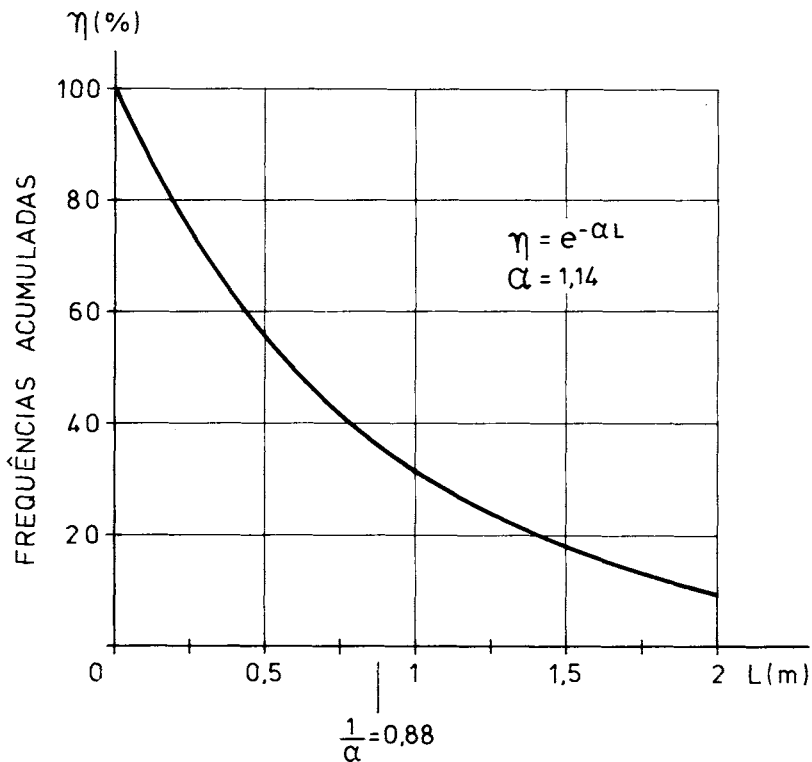


Figura 11

conceito probabilístico de rotura – qualquer que seja o mecanismo desta – as dimensões das fracturas terão uma certa distribuição estatística em que haverá sempre a considerar a ocorrência de fracturas de grandes dimensões\*, posto que com pequena probabilidade de ocorrência. Na Fig. 11 apresenta-se uma distribuição, que foi considerada exponencial, dos comprimentos,  $L$ , das intercepções de diaclases, pertencentes a uma família, com uma superfície de observação plana (Robertson, 1970). Sendo  $\alpha = 1,14$  o parâmetro da distribuição, o comprimento médio tem o valor  $\frac{1}{\alpha} = 0,88\text{ m}$  e pode concluir-se que ainda tem o

\* Deve entender-se: grandes dimensões em relação às dimensões das obras mas pequenas em relação às dimensões dos volumes da crosta nos quais se podem definir as distribuições estatísticas.



valor  $10^{-4}$  a probabilidade de ocorrência das fracturas com comprimentos superiores a 8m, isto é, cerca de 10 vezes o comprimento médio. Como, em regra, se exige às obras segurança muito elevada, isto é, probabilidades de rotura muito baixas, valores da probabilidade de ocorrência de comprimentos tais como  $10^{-4}$ , os quais em si são pequenos, podem contudo corresponder a risco inaceitável. É pois perigosamente enganadora a caracterização das dimensões das fracturas por um valor médio.

Aliás, como a observação das dimensões das fracturas é feita correntemente em superfícies de pequena extensão, em especial nas paredes de galerias e trincheiras de prospecção, só é possível determinar os comprimentos das fracturas com reduzido desenvolvimento, o que tem levado à ideia de que a distribuição das dimensões é limitada superiormente.

Dentro do conceito probabilístico, concebe-se a existência num dado maciço de uma perfeita continuidade entre, diremos, diaclases comuns e fracturas com dimensões bastante maiores, podendo verificar-se diferenciação de outras características, como espessura perturbada da rocha encaixante, enchimento, rugosidade, etc. Em especial, concebe-se que diaclases e falhas possam pertencer à mesma família de eventos, diferenciados não só pelas dimensões das fracturas mas também pela grandeza do deslocamento tangencial entre os seus bordos. O que se acaba de afirmar contém a possibilidade de um mesmo processo de fractura da crosta originar diversas famílias de fracturas, cada uma com as suas características, em particular distribuição de dimensões, e, por outro lado, que um maciço possa apresentar fracturação que resulte de diversos processos ao longo da sua história geológica.

Em resumo, desejo tirar uma conclusão que considero muito importante: não deve ser encarada como anómala a ocorrência num maciço de fracturas com desenvolvimento muito maior do que as fracturas que podem ser observadas num dado volume desse maciço, mas sim como um evento pouco provável, devendo o engenheiro estar sempre preparado para que se verifique em qualquer maciço.

A dificuldade com que se tem lutado – e de que têm resultado os numerosos acidentes já referidos – é a incapacidade dos programas de prospecção comuns para detectar as dimensões das superfícies de baixa resistência. Tal detecção constitui uma das razões que impõe a realização de programas de prospecção muito mais completos do que é habitual, não só do ponto de vista do seu volume mas também da utilização de técnicas mais elaboradas. Em especial, para a averiguação das dimensões das superfícies de baixa resistência

impõe-se que sistematicamente as sondagens sejam executadas de modo a obter tarolos orientados, como por exemplo pelo método de amostragem integral. Tem a meu ver muito interesse planejar os trabalhos de prospecção de modo a poder obter as distribuições estatísticas dos comprimentos das fracturas, segundo certas direcções, a fim de poder ser prevista a probabilidade de ocorrência de fracturas com comprimento superior a dados valores, conforme as dimensões das obras.

No respeitante à caracterização mecânica das superfícies contínuas de baixa resistência, tem interesse fundamental o conhecimento da sua resistência ao corte. A deformabilidade só pode influenciar o comportamento das obras quando se trate de camada com espessura apreciável.

A determinação da resistência ao corte das fracturas pode em certos casos ser feita até mediante ensaios em laboratório, mas a maior parte das vezes levanta-se a bem conhecida dificuldade de as fracturas apresentarem irregularidades, habitualmente designadas por ondulação, não representadas nas peças submetidas a ensaio de corte, mesmo *in situ* em peças, por exemplo com secção de  $1\text{ m}^2$ . No caso de ocorrer ondulação regular, tal como a fractura sub-horizontal num maciço basáltico da Fig. 12 ou como a superfície com ripple



*Figura 12*

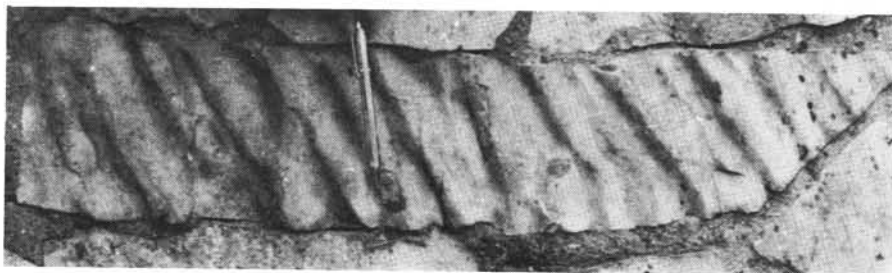


Figura 13

marks, num quartzito, da Fig. 13, é fácil determinar o ângulo de ondulação  $i$  a adicionar ao ângulo de atrito  $\emptyset$  determinado experimentalmente. No caso de ripple marks com pequeno passo poderão até ser ensaiadas peças representativas da própria ondulação, isto é, ser feita directamente a determinação de  $\emptyset + i$ .

Porém, salvo casos singulares, a ondulação é irregular, isto é, o ângulo  $i$  é variável ao longo da fractura e põe-se o problema de determinar um valor equivalente,  $i_e$ . Tal é o caso da fractura sub-horizontal dum maciço basáltico apresentada na Fig. 14, num corte feito com disco diamantado, podendo observar-se no primeiro plano a superfície, bastante irregular, de parte da fractura. Tratava-se de fractura no maciço de fundação duma grande barragem, o que justificou uma cuidada prospecção por numerosos furos de sondagem, em certas zonas a distâncias entre si de somente 1 m, destinados, em primeiro lugar, a averiguar a continuidade da fractura e, em segundo lugar, à caracterização da sua ondulação. Esta caracterização foi feita a partir, Fig. 15, das distribuições estatísticas dos ângulos  $\alpha_i$ , entre uma recta média e a curva definida pelos pontos  $P_i$  de encontro dos furos de sondagem com a fractura, e dos ângulos  $\beta_i$ , entre essa curva e a intercepção do plano da fractura contido no tarolo com o plano vertical ao longo do qual se está estudando o risco de escorregamento da estrutura. No caso em consideração concluiu-se que se podia contar com um ângulo de ondulação equivalente bastante elevado,  $i_e = 18^\circ$ , o qual constituiu contribuição indispensável para a segurança da barragem, pois que o ângulo de atrito da fractura, determinado em laboratório, em provetes com cerca de 10 x 20 cm, era somente de  $22^\circ$ . Assim se pôde atribuir à fractura um ângulo de atrito de  $\emptyset + i_e = 40^\circ$ , valor aliás confirmado por alguns ensaios *in situ*.

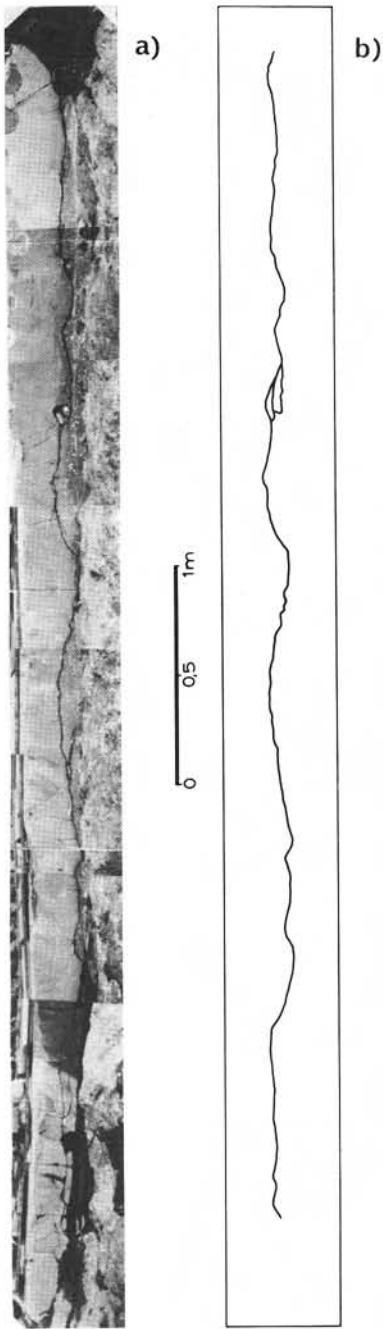


Figura 14

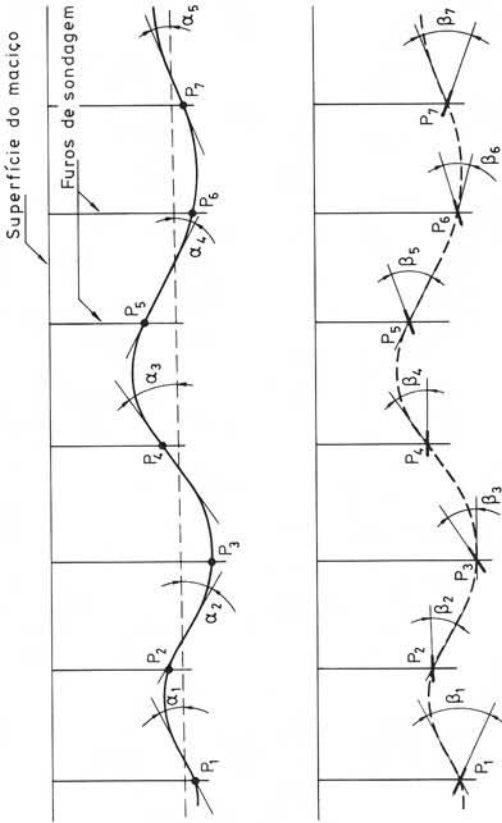


Figura 15

Apresento estes resultados com vista a chamar a atenção para o grau de importância que por vezes reveste a consideração da ondulação e ainda para mostrar a possibilidade de a caracterizar com confiança, de maneira quantitativa, o que até hoje raras vezes terá sido feito.

Quanto às superfícies contínuas de baixa resistência, desejava ainda referir o seu comportamento estrutural. Para isso, apresento resultados obtidos no estudo do comportamento duma barragem gravidade cuja fundação, constituída por maciço basáltico, é atravessada por falha sub-horizontal que determina camada de baixa resistência com espessura de cerca de 50 cm, Fig. 16 (Pedro *et al.*, 1975). A fim de averiguar a sensibilidade do comportamento estrutural à deformabilidade da camada, foram efectuados cálculos, pelo método dos elementos finitos, da distribuição das tensões normais,  $\sigma$ , e tangenciais,  $\tau$ , ao longo da camada, para as três hipóteses, I, II, III, indicadas na figura quanto aos valores dos coeficientes de rigidez normal,  $K_N$ , e tangencial,  $K_T$ , da camada. A camada foi suposta com comportamento elasto-plástico, com coesão nula e ângulo de atrito  $\phi = 28^\circ$ , notando-se que se verificou plastificação somente na zona extrema de jusante e apenas para as hipóteses I e II, em consequência do pequeno valor da tensão normal, a qual é essencialmente devida ao peso

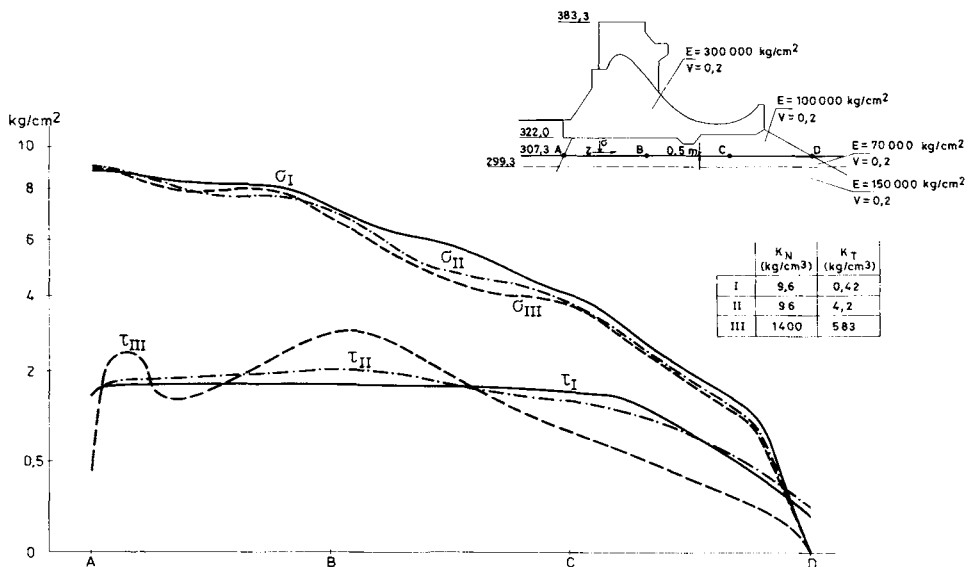


Figura 16

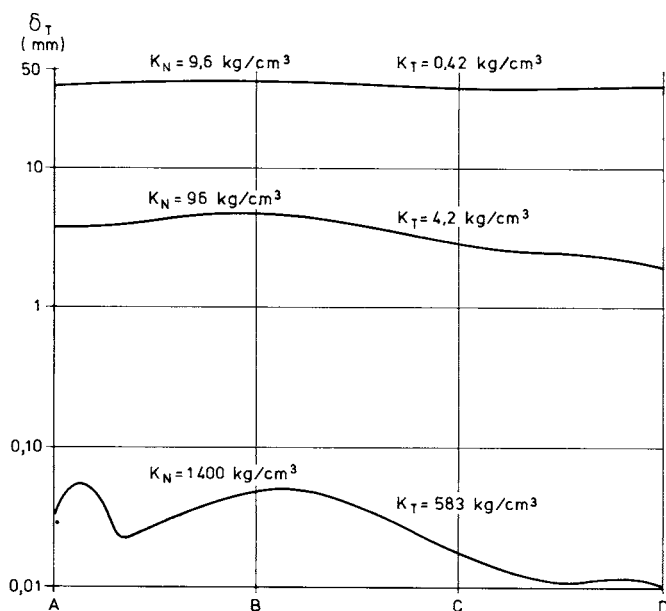


Figura 17

próprio do terreno sobrejacente. Como se vê na figura, a distribuição das tensões normais é muito pouco influenciada pela deformabilidade da camada e a distribuição das tensões tangenciais tende a ser uniforme quando aumenta a deformabilidade da superfície de baixa resistência, devendo notar-se que, em especial na hipótese correspondente à mais elevada deformabilidade, a redução do valor das tensões tangenciais na zona de jusante é devida à plastificação atrás referida. Eu desejei referir estes resultados porque eles são de natureza muito geral, sendo também em regra válidos para fracturas em taludes e aberturas. Isto é, numa camada de pequena espessura – cujo estado de tensão é obviamente função da relação entre os módulos de elasticidade da camada e do maciço encaixante, suposto o regime elástico – as tensões normais são em regra pouco influenciadas por essa relação e, além disso, a distribuição das tensões tangenciais tende para a uniformidade quando a relação tende para zero. Tira-se pois a seguinte conclusão, muito importante: o risco de rotura progressiva diminui com o aumento de deformabilidade da superfície de baixa resistência, isto é, a resistência total de corte tende para a soma das resistências

de pico de cada um dos elementos da superfície. A deformabilidade é pois favorável à resistência.

Na Fig. 17 apresentam-se os valores do deslocamento tangencial  $\delta_T$  da face superior da camada em relação à face inferior. Como era de esperar, para a hipótese I os deslocamentos são muito maiores e aproximadamente constantes ao longo da camada, enquanto que na hipótese III apresentam variabilidade muito acentuada, o que está relacionado com a variabilidade das tensões tangenciais.

## 5 – CONCLUSÕES

Do que foi dito atrás, desejo destacar as seguintes conclusões:

- o comportamento dos maciços constituídos por rochas de baixa resistência assim como das superfícies contínuas de baixa resistência são dois problemas essenciais da mecânica das rochas, no que diz respeito às obras de engenharia civil;
- verifica-se carência de informação sobre o comportamento das rochas de baixa resistência bem como dos maciços por elas constituídos, sendo aconselhável a realização de estudos sistemáticos, em particular o estabelecimento de correlações entre propriedades das rochas;
- impõe-se que os programas de prospecção sejam concebidos de modo a fornecerem informação sobre a ocorrência de superfícies contínuas de baixa resistência, e que a resistência ao corte destas seja objecto da caracterização mais cuidada, em especial no respeitante a contribuição da ondulação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- PEDRO, J. O.; SOUSA, L. R.; TELES, M. M.; RAMOS, J. M. – “Estudo da Barragem de Água Vermelha pelo Método dos Elementos Finitos”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório interno, 1975.
- ROBERTSON, A. MacG. – “Proc. of the Symp. on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability”, Johannesburg, 1970.
- ROCHA, M.; SILVEIRA, A.; AZEVEDO, M. C. and LOPES, J. B. – “Influence of a Very High Deformability of the Foundation on the Conception and Behaviour of an Arch Dam”, Rep. 28, Question 32, Trans. 9th Int. Cong. on Large Dams, Istambul, 1967.
- ROCHA, M. – “Present Possibilities of Studying Foundations of Concrete Dams”, Supplementary Report, 3th Congress of the Int. Soc. for Rock Mech., Denver, 1974.
- ROCHA, M.; BRITO, S. and NIEBLE, C. – “Application of Advanced Techniques to the Study of the Foundations of São Simão Dam”, Theme 3, 3th Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Denver, 1974.

TABELA I

Tipo de solo	Módulo de deformabilidade E (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistência	
		Coesão c (kg/cm <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito* Ø (°)
Areias			
soltas . . . . .	50 - 200	-	30
médias . . . . .	150 - 400	-	35
compactas . . . . .	350 - 450	-	40
Argilas**			
moles . . . . .	10 - 50	0 - 0,5	30 - 35
duras . . . . .	50 - 150	0,5 - 1,2	
muito duras . . . . .	150 - 500	1,2 - 2,5	

\* Tensões efectivas.

\*\* Saturadas.

TABELA II

Tipo de rocha	Módulo de deformabilidade E (10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	Resistência ao corte		Resistência à compressão uniaxial σ <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
		Coesão c (kg/cm <sup>2</sup> )	Âng. de atrito Ø (°)	
Argilitos e siltitos				
resistência baixa	4 - 30	5 - 30	30 - 35	20 - 120
média	30 - 80	30 - 60	35 - 40	120 - 250
elevada	80 - 300	60 - 120	40 - 55	250 - 800
Grés e conglomer.				
resistência baixa	5 - 40	5 - 30	30 - 40	20 - 120
média	40 - 100	30 - 80	40 - 50	120 - 400
elevada	100 - 600	80 - 160	50 - 65	400 - 1500
Calcários				
argilosos	5 - 50	5 - 40	30 - 40	20 - 200
margosos	10 - 100	10 - 60	30 - 40	40 - 300
puros	200 - 1000	100 - 400	40 - 50	400 - 2500
Quartzitos 200 - 1000	200 - 1000	150 - 300	45 - 65	700 - 3000
Granitos e gnaisses				
decompostos	4 - 30	4 - 20	35 - 45	15 - 100
alterados	30 - 200	20 - 100	45 - 55	100 - 700
sãos	200 - 1000	100 - 250	55 - 65	700 - 2500
Xistos*				
decompostos	4 - 20	4 - 20	30 - 35	15 - 80
alterados	20 - 150	20 - 100	35 - 40	80 - 400
sãos	150 - 800	100 - 200	40 - 65	400 - 2000

\* Características muito variáveis devido à anisotropia.



TABELA III  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

Intervalos (kg/cm <sup>2</sup> )	Símbolos		Designações	
> 2000	S <sub>1</sub>	S <sub>12</sub>	Muito elevada	Elevada
600 - 2000	S <sub>2</sub>		Elevada	
200 - 600	S <sub>3</sub>	S <sub>3</sub>	Média	Média
60 - 200	S <sub>4</sub>	S <sub>45</sub>	Baixa	Baixa
< 60	S <sub>5</sub>		Muito baixa	

TABELA IV

Tipo de rocha	Local	Módulo de elasticidade (10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )		$\frac{E_m}{E_r}$
		Rocha E <sub>r</sub>	Maciço E <sub>m</sub>	
Granito	Alvarenga	520	490	1/1, 1
Granito	Alto Rabagão	26	9	1/2, 9
Granito	Alto Lindoso	320	60	1/5, 3
Granito	Vilarinho das Furnas	430	15	1/29
Gnaisse	Cabora-Bassa	800	650	1/1, 2
Xisto	a) Cedillo*	900	400	1/2, 2
Xisto	a) Cedillo**	650	120	1/5, 4
Xisto	a) Alcântara*	1400	50	1/28
Conglomerado	b) Avlaki	600	60	1/10
Grés	Cambambe	650	86	1/7, 6
Siltito	b) Avlaki	150	15	1/10
Argilito	c) Karun	115	70	1/1, 6
Marga	c) Karun	470	430	1/1, 1
Calcário	c) Karun	700	600	1/1, 2
Calcário	c) Karun	500	75	1/67
Quartzito	Alvito	430	4	1/108
Quartzito	Alvito	330	70	1/4, 7

\* Paralelamente à xistosidade.

\*\* Perpendicularmente à xistosidade.

a) Espanha; b) Grácia; c) Irão.