

COMPORTAMENTO E SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES DAS BARRAGENS DE BETÃO* (1.^a Parte)

Analysis and design of the foundations of concrete dams

por

MANUEL ROCHA **

RESUMO – É apresentado o problema da previsão do comportamento e do julgamento da segurança da unidade estrutural barragem de betão/fundação, em especial da fundação. Após breve discussão do conceito de segurança, são apresentados os critérios de dimensionamento seguidos, os quais são analisados na óptica dos estados limites de rotura pontual e de rotura geral. São consideradas as diversas idealizações dos maciços rochosos de fundação – como meio contínuo, como meio contínuo interceptado por dadas descontinuidades, e como meio cuja rotura ocorrerá por superfície não conhecida à partida – e apreciadas as potencialidades de cada idealização no respeitante à previsão do comportamento e à apreciação da segurança.

SYNOPSIS – This general report presents the problem of forecasting the behaviour and assessing the safety of the concrete dam/foundation structural unit, particularly of the foundation. After a brief discussion of the concept of safety, it goes on to present the dimensioning criteria followed, these being analysed from the viewpoint of the limit states of punctual rupture and general rupture. The various idealizations of foundation rock masses are considered – as a continuous medium, as a continuous medium intercepted by given discontinuities and as medium whose rupture will occur through a surface unknown beforehand – and the potentialities of each idealization are appreciated as regards the forecast of behaviour and assessment of safety.

* Relato Geral do Tema III do Simpósio Internacional sobre a Mecânica das Rochas Aplicada às Fundações de Barragens; Rio de Janeiro, Set. 1978.

** Presidente do Conselho Superior dos Laboratórios de Engenharia Civil; professor de Mecânica das Rochas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

1 – INTRODUÇÃO

O objectivo deste relatório geral é discutir os métodos de que dispõem presentemente os projectistas para prever o comportamento e julgar a segurança das fundações de barragens de betão, tendo em mente que uma barragem e o respectivo maciço de fundação constituem uma unidade estrutural.

A discussão dos métodos de apreciação do comportamento das fundações de barragens em maciços rochosos levanta a questão – ainda em pleno debate no âmbito da mecânica das rochas – das idealizações dos maciços rochosos adequadas às diversas situações encontradas na prática. Deve ser frisado que o limitado conhecimento de que em geral se dispõe sobre as propriedades dos maciços rochosos bem como a heterogeneidade destes não são compatíveis com a consideração de idealizações refinadas, apesar da complexidade das propriedades exibidas pelos maciços rochosos. Nota-se que o comportamento dos maciços rochosos, e portanto a idealização adequada, é muito influenciada pelo estado de tensão e deformação a considerar, do ponto de vista da proximidade da rotura. Em regra, para os estados afastados da rotura pode supor-se o comportamento como linear enquanto tal não é possível na vizinhança da rotura, podendo mesmo ser necessário ter em conta o efeito tempo. Quanto à idealização não linear é importante observar que ela interessa não só na previsão do comportamento de obras que exibirão comportamento não linear mas também no dimensionamento das obras considerando o estado limite de rotura geral (art. 2.4).

No respeitante à previsão do comportamento das fundações de barragens põe-se muitas vezes a seguinte questão: em que medida a utilização de modelos tem ainda interesse dado o progresso espectacular do método dos elementos finitos e a rápida generalização da sua utilização?

No estudo da unidade estrutural barragem/fundação, tal como em qualquer outro tipo de estruturas, os modelos podem em princípio ser úteis para: i) o julgamento da adequação das hipóteses adoptadas num dado método de cálculo; ii) a revelação de mecanismos de comportamento, com vista ao desenvolvimento de métodos de cálculo, por exemplo a forma e posição da superfície de rotura, num dado tipo de equilíbrio; e iii) a determinação dos estados de tensão e de deformação, incluída a rotura, de uma dada estrutura com vista ao seu projecto.

Esta última utilização dos modelos tem tido bastante interesse no projecto de barragens de betão e suas fundações desde os anos 40, em especial no caso

de equilíbrios tridimensionais. Contudo esse interesse tem declinado nos últimos anos devido à crescente utilização do método dos elementos finitos. A extensão deste método aos equilíbrios tridimensionais, ao comportamento não linear e à rotura – que já está tendo lugar na prática do projecto – está mesmo reduzindo o interesse dos modelos no respeitante às duas primeiras finalidades mencionadas atrás, isto é, como instrumento de investigação. No decorrer deste trabalho serão referidas as situações nas quais os modelos poderão ainda ser úteis no estudo das barragens de betão e suas fundações.

Antes de apresentar os métodos de estudo das fundações de barragens, impõe-se analisar o problema dos critérios de segurança a adoptar no projecto da unidade estrutural barragem/fundação, o que será feito no artigo seguinte.

2 – CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

2.1 – *O problema da segurança* – Uma responsabilidade básica do engenheiro consiste em garantir que as estruturas não sofram ruína, isto é, que não ocorrerá rotura geral (colapso) e que manterão a sua operacionalidade, durante o período de vida esperado. Esta última condição pode impor limitações susceptíveis ou não de serem expressas em termos mecânicos. Encontra-se no primeiro caso a limitação dos valores de deslocamentos, que em regra não se põe no respeitante à estrutura barragem/fundação. No segundo caso encontra-se em regra uma condição de operacionalidade muito importante no domínio das barragens: a limitação da percolação através da barragem ou do maciço de fundação. No presente trabalho só será considerado o primeiro tipo de condições de operacionalidade.

A fim de garantir a segurança de uma estrutura levanta-se o problema dos critérios de segurança que devem ser adoptados no seu dimensionamento, tomando em consideração as solicitações e as propriedades dos materiais. Trata-se de problema fundamental, quer do ponto de vista da segurança das populações quer da economia dos empreendimentos.

O problema da segurança estrutural tem sido objecto de amplo debate nos últimos decénios o qual evidenciou a natureza probabilística do problema assim como o interesse e, em princípio, a possibilidade de ser tratado como tal. Na prática, contudo, topa-se com a dificuldade de escassez da informação necessária à determinação da probabilidade de ocorrência das solicitações e das

propriedades dos materiais, determinação essa que é indispensável para o projecto de uma estrutura com dada probabilidade de rotura geral ou de a sua operacionalidade ser comprometida. Esta é a situação no caso da unidade estrutural barragem/fundação, em especial no respeitante ao escasso conhecimento de que em regra se dispõe sobre as propriedades dos maciços rochosos de fundação. Contudo, a compreensão do problema da segurança em termos probabilísticos tem, além de interesse teórico, muito interesse prático pois contribui, embora qualitativamente, para a tomada de decisões em situações concretas que se levantam ao projectista.

Importa notar que no caso de edifícios, pontes e outras estruturas já é feita larga utilização do conceito probabilístico de segurança, sobretudo em termos qualitativos (Comité Euro-International du Béton, 1978).

Quando o conceito probabilístico não pode ser aplicado tem de se recorrer ao conceito tradicional de coeficiente de segurança. Este conceito foi estabelecido num contexto determinístico mas nos últimos anos tem vindo progressivamente a ser encarado dentro de uma concepção probabilística.

O que se pretende hoje, em princípio, é através de coeficientes de segurança de valores variáveis conforme dados critérios obter um dimensionamento que corresponde a dada probabilidade de ruína. Em regra são aplicados coeficientes de segurança às grandezas das solicitações bem como das propriedades dos materiais, mas no domínio das barragens e suas fundações é corrente só considerar, pelo menos explicitamente, a aplicação de coeficientes de segurança às propriedades dos materiais, por razões que serão referidas no art. 2.2.

A fim de proceder ao dimensionamento de uma estrutura é necessário definir o que é presentemente designado por estados limites, isto é, os estados que não se deseja que sejam ultrapassados com dada probabilidade, em regra variável conforme o estado limite. Assim, os estados limites podem ser a rotura pontual, a rotura geral, isto é, a perda de equilíbrio da estrutura, o desenvolvimento de deslocamentos máximos de certo valor, e a ocorrência de fissuras com certa abertura ou desenvolvimento, compreendendo-se que as probabilidades de ruína consideradas dependam do grau de relevância das consequências de cada ruína.

Como se verá nos art. 2.3 e 2.4, no dimensionamento das barragens de betão e suas fundações são considerados somente, salvo casos de espécie, os estados limites de rotura pontual e de rotura geral. Considera-se o primeiro estado limite quando não se dispõe de método de previsão do comportamento

até à rotura geral, em virtude de esta implicar comportamento não linear. Na verdade, é preferível considerar o estado limite de rotura geral pois ele permite ter em conta a contribuição, que é favorável à segurança, da redistribuição de tensões em fase não linear, para a capacidade de resistência. O progresso dos conhecimentos sobre o comportamento dos materiais e das estruturas bem como o método dos elementos finitos estão permitindo a generalização do dimensionamento a partir da consideração da rotura geral.

Na determinação do estado de tensão, que é necessária para o dimensionamento segundo os dois critérios que se acaba de mencionar, não se considera a distribuição estatística da deformabilidade dos materiais atribuindo-se a estes dados valores.

Deve ser frisado que, relativamente a ambos os estados limites, a fixação dos valores dos coeficientes de segurança adoptados é feita de maneira essencialmente empírica e por sucessivos ajustamentos, conforme o comportamento que vai sendo revelado por estruturas de natureza análoga em serviço.

2.2 – *Solicitações* – Ao ser feito o dimensionamento duma estrutura põe-se desde o início o problema dos valores a atribuir às solicitações.

Designando por $F_1, F_2, \dots, F_i, \dots$ as grandezas das solicitações pretende-se, por razões de segurança, que o dimensionamento seja realizado atribuindo às solicitações sucessivos conjuntos de valores, $F_{1d}, F_{2d}, \dots, F_{id}, \dots$, chamados valores de cálculo, tais que o risco de ocorrerem conjuntos de valores mais desfavoráveis para a segurança seja muito pequeno. Levantam-se duas questões: a atribuição de valores a cada solicitação e a escolha dos conjuntos de solicitações a considerar no dimensionamento.

A atribuição dos valores F_{id} é hoje em regra feita pensando em termos probabilísticos, isto é, aceitando que o valor mais desfavorável assumido por cada solicitação F_i , ao longo do período de vida da estrutura, apresenta uma certa distribuição estatística, no âmbito de cada tipo de estruturas, isto é, de um dado universo. Deste modo, os valores de cálculo das solicitações devem ser tais que a eles correspondam quantilhos, superiores ou inferiores, conforme a natureza da solicitação, $q_1, q_2, \dots, q_i, \dots$ suficientemente pequenos para que seja muito pequena a probabilidade de ocorrência de um conjunto mais desfavorável de valores das solicitações, como foi referido. Como as distribuições não são em regra conhecidas, os valores de cálculo não são fixados na prática a partir de dados q_i mas, indirectamente, através de critérios, em regra puramente empíricos, que variam bastante conforme o tipo de estrutura.

É essencial notar que a fixação dos valores de cálculo das solicitações não pode deixar de ser feita em conjunto com a fixação dos valores dos coeficientes de segurança a atribuir aos materiais (art. 2.3 e 2.4), pois a finalidade a atingir é obter dimensionamento a que corresponda dada probabilidade de ruína da estrutura.

Quanto à fixação dos valores de cálculo das solicitações, observa-se que o valor F_{id} a atribuir a uma dada solicitação deve depender, em princípio: i) da distribuição estatística de F_i ; ii) do conjunto de solicitações em que figure bem como dos valores de cálculo atribuídos às restantes solicitações; e iii) de riscos diversos que é necessário ter em consideração, tais como os resultantes de erros de cálculo de tensões, de solicitações não consideradas no dimensionamento e de deficiências na construção da estrutura, incluídos os erros de dimensões. Deste modo, os valores de cálculo deverão depender da qualidade dos métodos de dimensionamento e de construção adoptados.

No caso das estruturas mais comuns já se está seguindo uma via probabilística na fixação dos valores de cálculo das solicitações, incluído o peso próprio (Comité Euro-International du Béton, 1978). O valor de F_{id} é dado por

$$F_{id} = F_{iq} \gamma_i \psi_i \quad (2.2-1)$$

sendo: F_{iq} o valor de F_i correspondente a um dado quantilho q , não muito pequeno, em regra 5%, γ_i um factor superior à unidade, por exemplo 1,5, destinado a ter em consideração não só a ocorrência de valores da solicitação mais desfavoráveis do que F_{iq} mas também os riscos diversos atrás mencionados, e ψ_i um factor inferior à unidade com o qual se procura ter em consideração a redução da probabilidade de ocorrência quando se considera a actuação simultânea de solicitações. O valor de ψ_i dependerá portanto do conjunto de solicitações em que se integre F_i , tomando valor nulo quando não tenha sentido físico integrar F_i em dado conjunto. Deste modo, através de F_{iq} é tida directamente em consideração a dispersão da distribuição de F_i e através dos coeficientes γ_i e ψ_i cai-se em valor F_{id} que corresponde ao quantilho q_i atrás referido, em regra desconhecido. Nota-se que a consideração de riscos diversos na fixação de γ_i pode tirar significado à consideração do quantilho q_i .

Quando se tratar de solicitação cujo efeito seja desfavorável à segurança quando a sua grandeza diminui, deverá ser $F_{id} = \frac{F_{iq}}{\gamma_i \psi_i}$. Tal será o caso da mas-

sa específica do betão numa barragem de gravidade relativamente à consideração da solicitação peso, notando-se que já não será quando se tratar de força de inércia induzida por sismo.

Refere-se esta via para a fixação dos valores de cálculo das solicitações por se pensar que será conveniente segui-la no âmbito da mecânica das rochas inclusive no dimensionamento das fundações de barragens.

Quando no dimensionamento de uma estrutura são considerados diversos conjuntos de solicitações, somente no caso de serem iguais as probabilidades de esses conjuntos serem excedidos é aceitável, em princípio, adoptar para materiais coeficientes de segurança com valores independentes do conjunto. Nota-se que por vezes se consideram conjuntos a que correspondem probabilidades intencionalmente diferentes devendo então ser adoptados coeficientes de segurança diferentes. A adopção corrente de diversos conjuntos com a mesma probabilidade de serem excedidos visa ser tida em consideração a sensibilidade de cada estrutura às solicitações em jogo, de tal modo que para uma dada estrutura, ou parte dela, o dimensionamento é imposto por um conjunto e para outra por outro.

No caso das barragens e suas fundações as solicitações a considerar são, em regra, o peso próprio, a pressão hidrostática, a montante e a jusante, a subpressão, as variações de temperatura e os sismos. Importa frisar que não existem presentemente critérios gerais de fixação dos valores de cálculo a atribuir às solicitações, nem das conjugações de solicitações a considerar, nem ainda dos coeficientes de segurança a adoptar. Teria muito interesse procurar estabelecer critérios de dimensionamento em plano internacional, dentro de uma óptica probabilística, que traduzissem o saber e experiência disponíveis.

O peso é uma solicitação que apresenta uma dispersão muito pequena e o valor máximo da pressão hidrostática que poderá verificar-se ao longo da vida da barragem também apresenta dispersão reduzida. A distribuição da pressão hidrostática máxima pode, em princípio, ser determinada a partir do conhecimento das condições hidrológicas, das características do reservatório e ainda das condições de exploração previstas, podendo impor-se quanto a estas a consideração de possíveis erros humanos. Quanto à subpressão é corrente adoptar valor de cálculo baseado em regras consagradas pela observação de subpressões e que têm em consideração a influência das cortinas de drenagem. Interessava que fosse feito tratamento estatístico da vasta informação disponível sobre subpressões, a fim de poder ser conhecida a probabilidade de ocorrência dos valores das subpressões correntemente adoptados no dimensionamento.

Para atender ao risco de os drenos se entupirem, é frequente considerar também o valor da subpressão correspondente a drenos inoperantes. Neste caso, o respectivo conjunto de solicitações, de probabilidade de ocorrência mais baixa, é considerado em paralelo com valores mais baixos dos coeficientes de segurança dos materiais. Quanto às restantes solicitações referidas, que também se deverá procurar definir em termos probabilísticos, a temperatura não é em regra muito relevante e a solicitação sísmica é em regra mal conhecida, donde resulta ser comum atribuir-lhe mais de uma intensidade, em conjugação com valores diferentes dos coeficientes de segurança dos materiais.

É importante frisar que no respeitante às três solicitações que são em regra relevantes – o peso, a pressão hidrostática e a subpressão – os valores de cálculo atribuídos às duas primeiras não contêm margens de segurança elevadas no respeitante a riscos diversos, não sendo bem conhecida a margem de segurança correspondente à subpressão e não sendo de esperar que seja elevada. Em termos da Eq. 2.2-1, isto significa que o factor γ_i será próximo da unidade, compreendendo-se que se tenha caído em tais valores de cálculo para o peso e a pressão hidrostática dada a natureza física destas grandezas.

Do que acaba de ser dito tira-se a conclusão muito importante de que a margem de segurança do dimensionamento das barragens, isto é, a probabilidade de rotura muito pequena desejada, provirá sobretudo dos coeficientes de segurança atribuídos aos materiais (Kreuzer, 1973). No caso limite de as solicitações terem valores determinísticos a probabilidade de ruína igualaria a probabilidade de ocorrência de valores das propriedades mais baixos do que os valores de segurança (art. 2.3 e 2.4).

2.3 – Dimensionamento em relação ao estado limite de rotura pontual – No dimensionamento de uma estrutura segundo este critério procura-se garantir a segurança através da exigência de em nenhum ponto ser alcançada a rotura. Para isto, exige-se que o estado de tensão que se desenvolve, sob a acção das solicitações de cálculo, satisfaça em qualquer ponto a condição ou condições que traduzem uma margem de segurança em relação à rotura do material que constitui a estrutura.

É este o critério presentemente seguido no dimensionamento das barragens de betão, considerando-se os dois mecanismos possíveis de rotura pontual: o esmagamento por compressão e a fissuração por tracção. Impõe-se por isso que as tensões máximas de compressão e de tracção do betão, em cada ponto, não excedam valores σ_s , designadas tensões de segurança ou admissíveis, obedecendo à condição de segurança

$$\bar{\sigma}_s = \frac{1}{n} \bar{\sigma}$$

sendo $\bar{\sigma}$ a resistência média à compressão ou tracção uniaxial e n o chamado coeficiente de segurança, superior à unidade e tomando valores diferentes conforme se trate de compressão ou tracção. Além disso, o valor n poderá variar conforme o conjunto de solicitações ao qual esteja associado. Nota-se que a consideração de resistência uniaxiais resulta, por um lado, de os estados de tensão que determinam a rotura ocorrerem em regra na superfície da barragem e, por outro lado, de se admitir que nos estados biaxiais de tensão ocorrentes na superfície a rotura é determinada pela tensão principal máxima de compressão ou tracção.

A condição de segurança que se acaba de considerar significa que a rotura da estrutura ocorrerá, pelo menos num ponto, quando a resistência do material baixar até ao valor de σ_s , uma vez que o comportamento seja linear até ocorrer esta rotura. Quanto a esta hipótese, nota-se que o critério de dimensionamento em consideração se aplica, como já foi referido, quando precisamente não se dispõe de método de previsão de comportamento não linear. Acresce que a rotura pontual do betão não implicará de facto comportamento não linear relevante. Em regime linear, pode ainda considerar-se n como um factor pelo qual será necessário multiplicar a grandeza de todas as solicitações em jogo para que se desenvolva na barragem a tensão $\bar{\sigma}$. É no entanto controverso o significado físico desta consideração, dada a natureza das solicitações actuantes nas barragens.

O coeficiente de segurança n é introduzido no dimensionamento com vista a atender, em primeiro lugar, à dispersão das propriedades dos materiais e portanto o seu valor aumentará com a dispersão. Portanto, a adopção, para o mesmo tipo de material ou para materiais diferentes, de dados valores dos coeficientes de segurança não significa dadas margens de segurança, podendo até acontecer que os coeficientes de menor valor correspondam a margens mais elevadas, conforme as dispersões das distribuições dos parâmetros de resistência a que se referem os coeficientes.

Além disso, como foi referido no art. 2.2, é necessário atender a riscos diversos não traduzidos directamente nas solicitações consideradas nem nas propriedades dos materiais. Em geral estes riscos são cobertos através da majoração dos valores das solicitações e da minoria das resistências. Porém, no caso das barragens, dados os critérios seguidos na fixação dos valores das

solicitações de cálculo (art. 2.2), essa cobertura tem de ser essencialmente assegurada através dos coeficientes de segurança n .

No dimensionamento das estruturas é hoje comum adoptar para as tensões de segurança, analogamente à via referida no respeitante às solicitações de cálculo, o valor

$$\sigma_s = \frac{\sigma_q}{\gamma}$$

onde σ_q designa a resistência correspondente a dado quantilho inferior, em regra 5%, e γ um coeficiente superior à unidade cujo valor aumenta com a dispersão da distribuição da resistência em consideração. Esta via tem as vantagens já referidas a propósito da Eq. 2.2-1 e conviria que fosse seguida no âmbito dos problemas em consideração. No entanto, na caracterização dos maciços de fundação não se dispõe em regra de informação que permita estabelecer o valor de quantilho tal como 5% dos parâmetros que definem a resistência, isto é, da coesão e do ângulo de atrito.

Como o estado de tensão depende da deformabilidade dos materiais – nomeadamente das relações entre os módulos de elasticidade do betão e das diversas zonas da fundação, no caso de comportamento elástico – a caracterização dos materiais implica também a definição da sua deformabilidade. Em princípio, no dimensionamento de uma barragem o valor de n deve portanto também depender da margem de segurança implícita na atribuição de valores da deformabilidade.

A consideração dos riscos diversos atrás referidos, ao fixar o valor dos coeficientes de segurança, é ilustrada pelos valores de n como 3 a 4 adoptados correntemente para as compressões desenvolvidas em barragens abóbada. Na verdade, dada a pequena dispersão correntemente exibida pela resistência do betão*

bem como a elevada precisão dos métodos actuais de cálculo de tensões, tais valores só se poderão justificar para atender indirectamente a eventual risco de fissuração do betão, nomeadamente em consequência de assentamentos diferenciais localizados da fundação e de certas condições termo-higrométricas singulares, uma vez admitido que as solicitações de cálculo proporcionam segu-

* Para um betão com $\bar{\sigma} = 300 \text{ kg/cm}^2$ e um coeficiente de variação de 15%, se for adoptado $n = 4$, isto é, $\sigma_s = 75 \text{ kg/cm}^2$, a probabilidade de ocorrência de valores inferiores a σ_s , admitida uma distribuição normal, tem o valor extremamente baixo de cerca de 10^{-7} .

rança adequada quanto aos valores que podem assumir as solicitações. Em confronto, por exemplo, com os maciços de fundação, o facto de a barragem se encontrar exposta e de ser portanto facilmente detectado qualquer comportamento menos satisfatório, mesmo em termos estéticos (manchas devidas a infiltrações), também contribui para se cair em margens de segurança eventualmente excessivas.

Como se viu, a rotura por compressão terá início quando a resistência à compressão uniaxial atingir o valor σ_s , pondo-se a questão de saber para que valor da resistência ocorrerá de facto a rotura geral da estrutura. No caso de barragens abóbada, estudos sobre modelo até à rotura (Rocha et al., 1969) mostraram que a rotura geral se dá para valor σ_s da resistência do betão satisfazendo aproximadamente a

$$\sigma'_s = \frac{\sigma_s}{1,5} = \frac{\bar{\sigma}}{1,5 n}$$

Portanto a redistribuição de tensões no processo de deformação não linear até à rotura conduz a um valor do coeficiente de segurança em relação à rotura geral cerca de 50% mais elevado. Deste modo, os valores de n de 3 a 4 passam para 4,5 a 6, o que evidencia a uma margem de segurança das barragens abóbada em relação à rotura geral que consideramos excessiva.

Como o critério da rotura local não tem em consideração a redistribuição de tensões da estrutura que ocorra até à rotura geral, compreende-se que seja comum estruturas análogas dimensionadas segundo esse critério apresentarem seguranças em relação à rotura geral bastante diferentes. Interessam dimensionamentos que apresentem graus de segurança análogos em relação à rotura geral, isto é, probabilidades de rotura geral análogas, pois será assim tirado maior partido da capacidade de resistência efectivamente oferecida por cada estrutura. No caso particular de a rotura num ponto acarretar a rotura geral da estrutura, os dois critérios coincidem. Tal será, por exemplo, o caso de uma viga de material frágil.

Apesar da limitação que acaba de ser referida, o critério da rotura pontual é ainda largamente utilizado no dimensionamento estrutural, como é o caso das barragens de betão. Uma virtude desse critério reside no facto de, para os coeficientes de segurança exigidos pela prática, os estados de tensão sob as solicitações de cálculo poderem em regra ser considerados como elásticos.

Outra limitação do critério diz respeito aos equilíbrios em que se verificam

concentrações de tensões, as quais no campo da engenharia civil não têm em regra significado do ponto de vista da segurança. Não tem então sentido aplicar o critério, pois ele pode conduzir a sobredimensionamento ou a exigências de mudança de forma sem sentido.

Em princípio, o critério da rotura pontual também pode ser aplicado no julgamento da segurança dos maciços rochosos da fundação. Nestes maciços o mecanismo de rotura a considerar é o de corte, quer da própria rocha quer sobretudo de superfícies de descontinuidade, sendo comum admitir-se comportamento de Coulomb.

Designando por \bar{c} e $\bar{\theta}$ os valores médios da coesão e do ângulo de atrito do maciço, a dopção do critério da rotura local acarreta a aplicação a estes parâmetros de coeficientes de segurança n_c e n_θ , devendo o dimensionamento do conjunto barragem/fundação ser feito de modo que, em cada ponto do maciço, as tensões principais extremas, σ_1 e σ_3 , satisfaçam à condição de segurança

$$\sigma_1 \leq A_s \sigma_3 + 2 c_s \sqrt{A_s}$$

onde

$$A_s = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta_s}{2} \right)$$

sendo os valores de segurança da coesão e do coeficiente de atrito dados por

$$c_s = \frac{\bar{c}}{n_c}$$

$$\operatorname{tg} \theta_s = \frac{\operatorname{tg} \bar{\theta}}{n_\theta}$$

No caso de ser conhecida à priori a superfície potencial de rotura, a condição de segurança pode escrever-se

$$\tau \leq c_s + \sigma \operatorname{tg} \theta_s$$

designando por σ , τ as tensões normal e tangencial num ponto da superfície de rotura.

Dada a natureza do critério em consideração, o estado de tensão do maciço deve incluir o estado de tensão inicial, o que não acontece com o critério da rotura geral (art. 2.4).

Não há experiência da aplicação do critério de rotura local não só por hoje se preferir o critério da rotura geral mas também por razões de natureza histórica. Na verdade, o facto de até há poucos anos não ser possível determinar de maneira expedita o estado de tensão nos maciços de fundação, mesmo em equilíbrio bidimensional, levou ao desenvolvimento de métodos de dimensionamento em relação à rotura que não exigissem o conhecimento do estado de tensão. Assim, o julgamento da segurança dos maciços rochosos de fundação tem sido feito, na quase totalidade dos casos, a partir da consideração do risco de rotura geral ao longo da própria superfície de fundação ou de feição ou feições planas do maciço, como se verá no artigo seguinte. Deste modo, os coeficientes de segurança presentemente aconselhados pela experiência referem-se à rotura geral e não pontual.

Na Fig. 1 apresenta-se a distribuição das tensões σ , τ , calculada pelo método dos elementos finitos, na superfície de fundação de uma barragem gravidade com 96 m de altura, fundada em maciço constituído por duas camadas com os módulos de elasticidade indicados. Ensaio *in situ* da camada superior, consti-

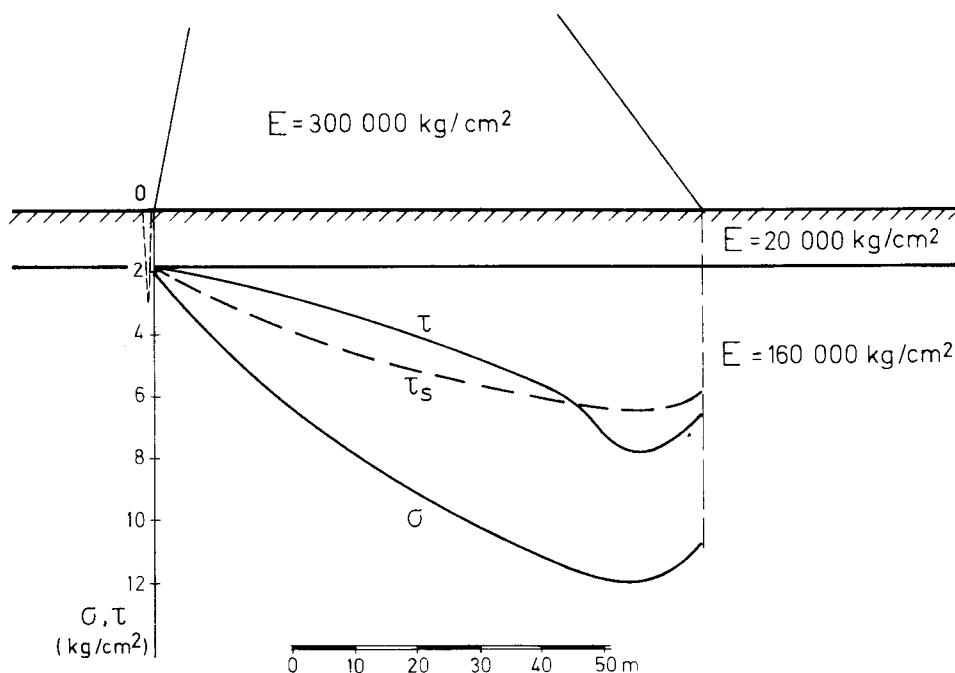


Fig. 1

tuída por uma brecha basáltica não diaclasada de baixa resistência, conduziram aos valores médios dos parâmetros de resistência $\bar{c} = 4,6 \text{ kg/cm}^2$ e $\bar{\phi} = 39,5$ (Rocha et al., 1974). Foram adoptados os coeficientes de segurança $n_c = 4,6$ e $n_\phi = 1,7$, a que correspondem os valores de segurança $c_s = 1 \text{ kg/cm}^2$ e $\phi_s = 25^\circ$. Nota-se que a adopção destes valores de segurança corresponde à aceitação de um dado quantilho de ocorrência de resistências ao corte, sob dado σ , de valor inferior ao correspondente a $c_s + \sigma \text{tg } \phi_s$; além disso, subentende-se que o valor desse quantilho é independente de σ . Se, os esforços normal e tangencial na superfície de fundação, de área S , forem N e T , isto é, $N = \int_S \sigma dS$ e $T = \int_S \tau dS$, a condição de segurança relativamente à rotura geral ao corte exige que

$$T \leq c_s S + N \text{tg } \phi_s$$

desde que se admita comportamento elastoplástico (art. 4.2). É importante frisar que o quantilho de ocorrência de resistências da fundação inferiores a $c_s S + N \text{tg } \phi_s$ é igual ao quantilho acima referido respeitante à resistência do material. A expressão acima pode escrever-se

$$T \leq \int_S (c_s + \sigma \text{tg } \phi_s) dS$$

estando indicada na Fig. 1 a distribuição de $\tau_s = c_s + \sigma \text{tg } \phi_s$ na fundação. A figura mostra que a condição de segurança é respeitada, pois a área limitada pela curva τ e o eixo das abcissas é menor do que a área limitada pela curva τ_s . Porém, na zona de jusante da fundação é $\tau > \tau_s$, isto é, não é respeitado o critério, de natureza pontual, das tensões admissíveis, na hipótese de adopção dos mesmos coeficientes de segurança. Uma vez que os valores dos coeficientes de segurança adoptados têm a sansão da experiência, a situação referida mostra que numa apreciação da segurança pelo critério das tensões admissíveis poderão ser adoptadas valores menores dos coeficientes de segurança. Por outro lado, conclui-se que se o critério de rotura pontual for satisfeito, adoptando os valores comuns de n_c e n_ϕ , a segurança em relação à rotura geral está garantida. É sob este aspecto do julgamento de ser ou não necessário analisar, para cada caso, a segurança em relação à rotura geral que tem presentemente interesse usar o critério de rotura pontual.

Far-se-á no art. 4.2 análise deste problema tendo em atenção a ocorrência ou não de plastificação.

2.4 – *Dimensionamento em relação ao estado de rotura geral* – Enquanto no critério da rotura pontual a segurança é alcançada através da exigência de o estado de tensão em cada ponto, sob as solicitações de cálculo, não exceder certos limites, no critério que agora vai ser analisado averigua-se para que valores dos parâmetros que definem a rotura da estrutura deixará de se verificar equilíbrio, sendo a segurança garantida exigindo que esses valores correspondam a dados coeficientes de segurança.

Portanto, a aplicação do critério de rotura geral exige que: i) sejam considerados dados mecanismos de rotura da estrutura, conforme o tipo da estrutura, e se definam os parâmetros que comandam esse mecanismo, incluída a lei de deformação envolvida; ii) se analise o comportamento da estrutura até à rotura, sob a acção das solicitações de cálculo, com vista a determinar os valores dos parâmetros para os quais ocorrerá a rotura geral; e iii) se verifique se estes valores satisfazem ou não à condição de segurança.

Observa-se que, em virtude do comportamento até à rotura geral não ser em regra linear, é necessário considerar a maneira como as diversas solicitações são aplicadas, isto é, os valores relativos que assumem até alcançarem os valores F_{id} , o que dependerá da sua natureza física.

Subsistem as considerações gerais feitas no art. 2.3 sobre os coeficientes de segurança, nomeadamente no respeitante aos coeficientes de segurança se destinarem não só à cobertura de deficiências do material, devendo ter valores tanto mais elevados quanto maior for a dispersão do respectivo parâmetro de resistência, mas também a cobrir riscos diversos.

No que respeita a análise da segurança dos maciços rochosos de fundação vamos considerar o caso muito importante de o mecanismo de rotura consistir em escorregamento ao longo de uma ou mais descontinuidades. No respeitante a fundações de barragens apresentam-se na Fig. 2, a traço forte, casos típicos de possíveis superfícies de escorregamento, por vezes associadas a superfícies de rotura por tracção. Pode acontecer, em especial no caso de maciços sem descontinuidades relevantes, como é frequente em maciços constituídos por rochas de muito baixa resistência, que haja a considerar superfícies de rotura curvas ou com trechos curvos.

Como foi atrás referido, a aplicação do critério de rotura geral implica a identificação dos parâmetros de que depende a rotura e o conhecimento da lei de deformação até à rotura geral.

De um modo geral, no ensaio de corte de uma descontinuidade, submetida

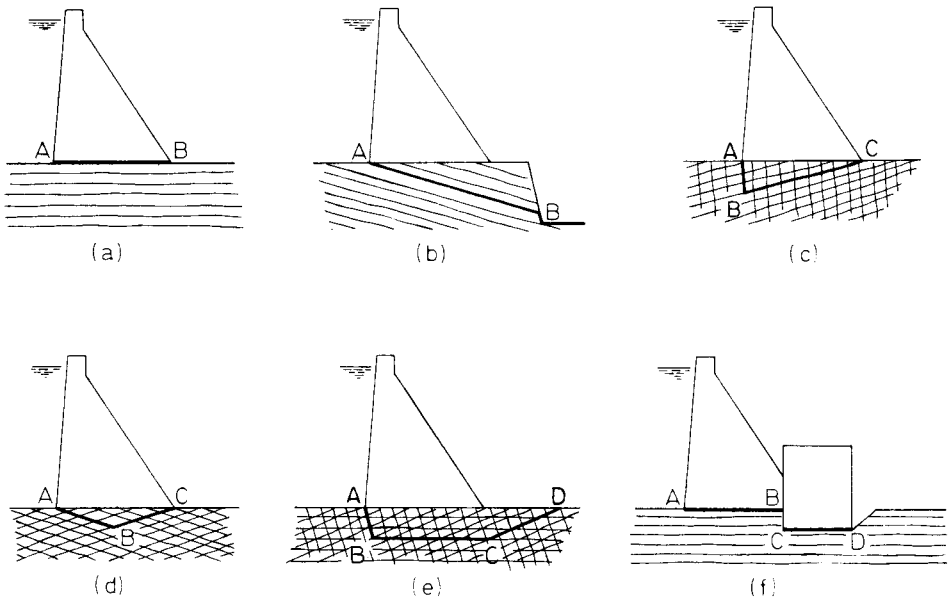


Fig. 2

a uma tensão normal σ , a evolução da tensão tangencial τ com o deslocamento tangencial δ_T pode apresentar os andamentos típicos da Fig. 3. No caso da Fig. 3a o comportamento poderá ser considerado como elastoplástico, a que corresponde o diagrama bilinear OPQ, e no caso da Fig. 3b poderá ser feita assimilação ao diagrama constituído pela linha quebrada OPQRS ou ao diagrama OPR'S, quando for desprezável o deslocamento tangencial correspondente ao trecho PQR.

Ao trecho rectilíneo inicial OP corresponde a relação linear

$$\tau = k_T \delta_T$$

onde k_T é designado coeficiente de rigidez tangencial da descontinuidade. No caso de comportamento do tipo da Fig. 3b, em que há a considerar resistências de pico e residual, a caracterização da deformabilidade tangencial exige ainda a definição dos pontos Q e R, isto é, das suas abcissas δ_{TQ} e δ_{TR} , e das suas ordenadas. Estas ordenadas assim como a ordenada do ponto P da Fig. 3a serão determinadas a partir das condições de rotura que adiante serão consideradas.

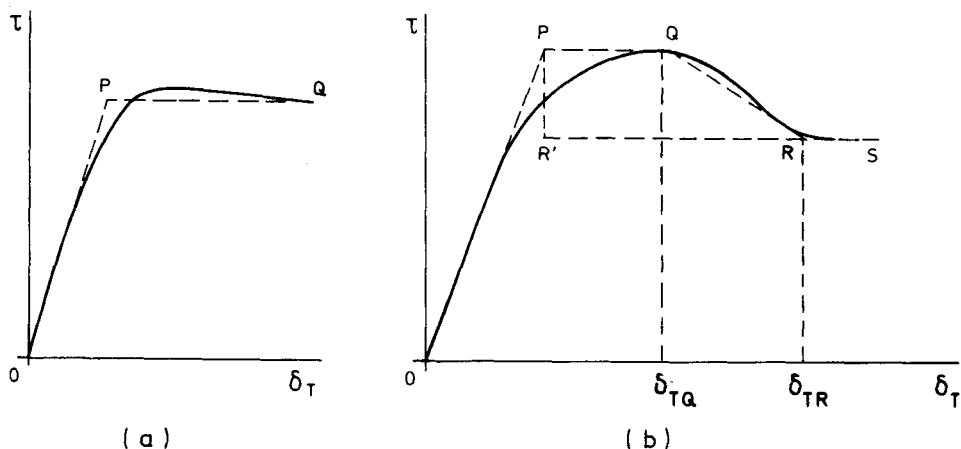


Fig. 3

Quanto às abscissas de Q e R pode, por exemplo, supor-se que são funções lineares da tensão normal.

A caracterização da deformabilidade da descontinuidade exige a consideração da deformação normal δ_N , a qual contudo se pode em regra desprezar na análise do comportamento dos maciços de fundação, por ter pouca influência nos estados de tensão e de deformação, até à rotura. No entanto, ao usar o método dos elementos finitos na determinação dos campos de tensão é necessário considerar δ_N como não nulo, a fim de poder ser determinado o valor de σ .

Em geral, δ_N depende não só de σ mas também de δ_T , no caso de ser relevante a dilatação, isto é, $\delta_N = f(\sigma, \delta_T)$. No trecho inicial rectilíneo dos diagramas da Fig. 3 a dilatação não é em regra de considerar, admitindo-se em geral a relação linear

$$\sigma = k_N \delta_N$$

sendo k_N designado coeficiente de rigidez normal. É nos trechos PQ dos diagramas que a dilatação é em geral mais marcada. Como a resistência à tracção das descontinuidades é desprezável, quando se verifique abertura, isto é, para $\delta_N < 0$ será $\sigma = 0$. Quanto ao valor de k_N é comum adoptar o correspondente ao módulo de elasticidade E do maciço encaixante, isto é, $k_N = \frac{E}{e}$, sendo e a

espessura atribuída à descontinuidade, o que equivale a desprezar a influência da deformação normal da descontinuidade.

Por vezes, os deslocamentos tangenciais δ_T que se desenvolvem no trecho inicial linear OP dos diagramas da Fig. 3 são suficientemente pequenos para não influenciarem os estados de tensão e de deformação do maciço de fundação. Tal é situação comum quando a rotura tem lugar ao longo de diaclases, superfícies de estratificação e de xistosidade, e mesmo por vezes ao longo de falhas. Então é corrente adoptar para k_T valor correspondente ao módulo de distorção, G , do maciço, isto é, $k_T = \frac{G}{e}$, uma vez que não pode ser adoptado valor nulo, pela razão atrás referida quanto a δ_N . Nota-se que da não consideração da deformabilidade tangencial resulta que se instalarão na descontinuidade valores mais elevados da tensão tangencial, uma vez que a deformabilidade das descontinuidades é em regra mais elevada do que a do maciço. Isto é, fica-se do lado da segurança no respeitante ao início da rotura.

Para caracterizar a relação tensões-deslocamentos é ainda necessário definir a posição do ponto P da Fig. 3a e dos pontos P, Q e R da Fig. 3b. Uma vez conhecido k_T , a posição dos pontos P, em ambos os casos, ficará definida a partir do conhecimento da sua ordenada. O ponto Q ficará definido a partir da abcissa δ_{TQ} e o ponto R, além de δ_{TR} , exige ainda o conhecimento da respectiva ordenada.

Para descontinuidades com comportamento do tipo indicado na Fig. 3a é comum a relação entre a ordenada τ dos pontos P e a respectiva tensão normal σ ser do tipo indicado na Fig. 4a. Em regra, adopta-se uma relação linear como a indicada, à qual correspondem os parâmetros c , \emptyset , quando no problema a resolver a tensão normal da descontinuidade varie entre σ_1 e σ_2 . Também se podem adoptar diferentes pares de valores c , \emptyset ao longo da descontinuidade, conforme a distribuição das tensões normais. A descontinuidades com o comportamento indicado na Fig. 3b corresponderão analogamente, aos pontos P e R, rectas com parâmetros c , \emptyset e c' , \emptyset' , que definem as resistências de pico e residual, respectivamente.

Em resumo, a descrição do comportamento até à rotura, suposta a dilatação irrelevante, exige a consideração dos quatro parâmetros, k_N , k_T , c , \emptyset , no caso de comportamento elastoplástico, dos seis parâmetros k_N , k_T , c , \emptyset , c' , \emptyset' , no caso elastoplástico com resistências de pico e residual, e de ainda mais dois parâmetros no caso mais geral da Fig. 3b. Importa notar que na prática não se considera em regra a influência do tempo, devendo ser adoptados os valores dos parâmetros

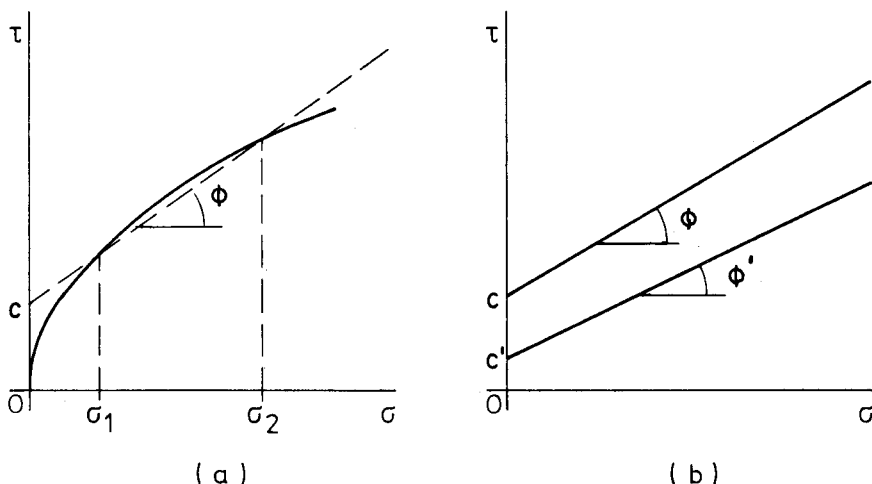


Fig. 4

correspondentes à estacionariedade das deformações, o que se justifica em especial pelo facto de as solicitações actuaes na barragem/fundação serem aplicadas lentamente.

Na determinação destes parâmetros, a partir de ensaios de corte, não se encontram em regra grandes dificuldades quando se trata de feições contínuas, sejam diaclases contínuas, falhas, camadas sedimentares delgadas e contactos entre camadas. Por vezes, obtêm-se mesmo resultados com precisão adequada mediante ensaios em laboratório (Rocha, 1974a). A Fig. 5 mostra os resultados obtidos na determinação do coeficiente de rigidez tangencial de uma falha, com a espessura de 50 cm, submetida a ensaio de corte *in situ* em peças com a secção de 1 m × 1 m. Os diagramas τ , $\delta\tau$ respeitantes às três tensões normais indicadas na figura foram assimilados aos diagramas bilineares OPQ, OP'Q' e OP''Q'', a cujo trecho rectilíneo OA corresponde $k_T = 8,5 \text{ kg/cm}^3$. Também foi feita a determinação de k_N .

Quando as descontinuidades têm uma extensão limitada, como é frequentemente o caso das diaclases, a rotura ocorrerá segundo superfícies como AB, Fig. 6, com a atitude das famílias de diaclases mas interceptando também a rocha. A contribuição da rocha para a resistência pode ser decisiva, mesmo quando o trecho de rocha interceptado é muito pequeno, mas a determinação da resistência mediante ensaios *in situ* não é em regra possível, devido à grande

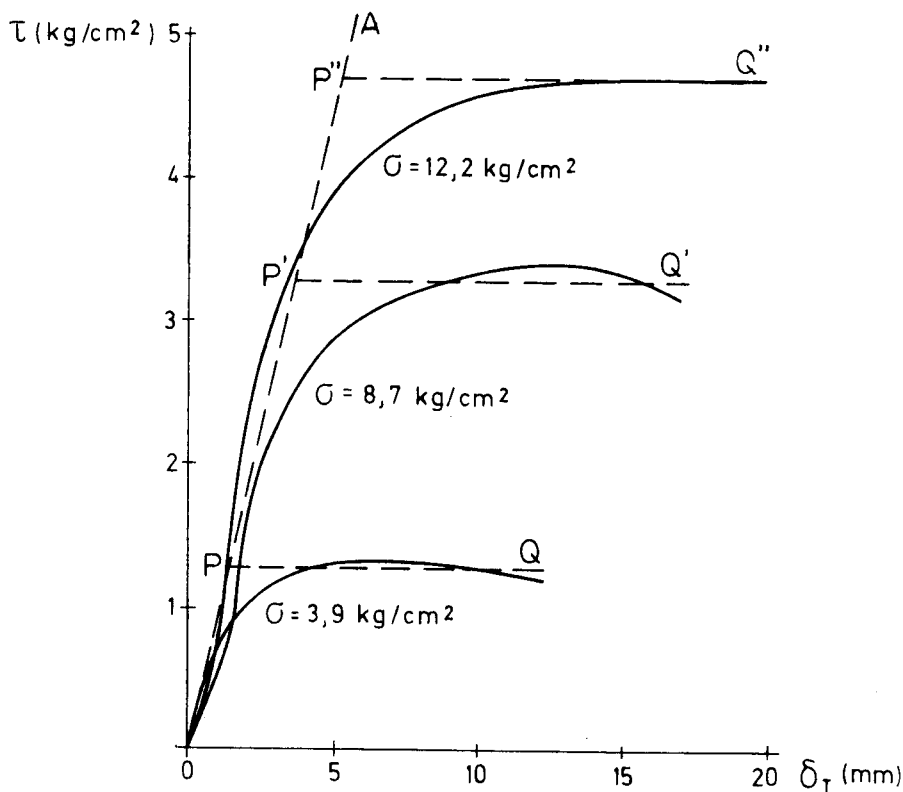


Fig. 5

dimensão das peças representativas do maciço. Isto constitui uma das maiores dificuldades com que luta a mecânica das rochas, em especial no respeitante ao comportamento de fundações.

Se a rotura ocorrer por uma superfície AB, Fig. 6, sem ondulação acentuada, a condição de rotura é dada pela bem conhecida expressão

$$\tau = \alpha (c_r + \beta \sigma \operatorname{tg} \varnothing_r) + (1 - \alpha) [c + (1 - \beta) \sigma \operatorname{tg} \varnothing]$$

onde c , \varnothing e c_r , \varnothing_r são parâmetros de resistência das diaclases e da rocha, respectivamente, α é a relação entre a área de rocha interceptada e a área total da superfície de rotura, e β é um coeficiente destinado a ter em conta a desigual distribuição de tensão normal entre a rocha e as diaclases, conforme a sua rigidez relativa, o qual toma o valor unidade quando somente a rocha recebe

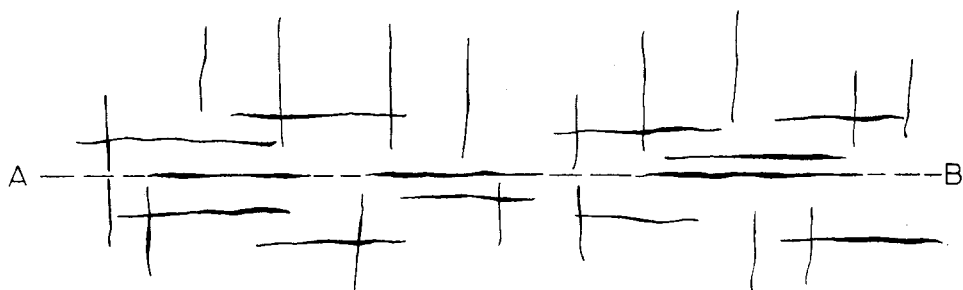


Fig. 6

tensão. Portanto, existe não somente a dificuldade de determinar α mas também a dificuldade ainda maior de atribuição de um valor a β , o qual pode mesmo variar consideravelmente quando a rotura do maciço se inicia. É por vezes mesmo difícil atribuir um valor à coesão c_r da rocha quando esta se encontra enfraquecida no plano das diaclases, o que equivale a uma indeterminação no valor da extensão das diaclases. Pode ser considerada a determinação da resistência τ por meio de modelos, que poderão ser mesmo constituídos pela mesma rocha do maciço, mas a grande dificuldade do problema consiste na caracterização da geometria do diaclasamento, da qual α é um dos parâmetros, bem como do parâmetro β e da sua simulação.

Quanto à dificuldade de caracterização da resistência quando há a contar com a participação da rocha, é importante notar que a heterogeneidade dos maciços justifica frequentemente a hipótese da ocorrência de descontinuidades de grande extensão, à escala da estrutura, o que permite pôr de parte a contribuição da rocha.

Considerou-se até agora o comportamento em ensaio de corte o qual se procura conduzir de modo que, ao longo da descontinuidade, σ e τ bem como δ_N e δ_T sejam constantes. Portanto a caracterização da rotura feita será válida no respeitante ao comportamento até à rotura num ponto de uma superfície potencial de rotura. Porém, é hoje possível, graças ao método dos elementos finitos, analisar o comportamento até à rotura geral ao longo de uma superfície, no caso geral curva, a partir do conhecimento das leis do comportamento até à rotura nos pontos da superfície. Deste modo os parâmetros a ter em conta na rotura geral são os parâmetros do comportamento pontual, atrás referidos.

Como se viu no início deste artigo, o dimensionamento de uma estrutura em relação à rotura geral implica que se analise o comportamento, sob a acção das solicitações de cálculo, quando a estrutura se considera constituída por materiais de resistência suficientemente baixa para ocorrer a rotura geral. Para as margens de segurança correntemente exigidas para as fundações de barragens, a probabilidade de ocorrência de tais materiais é muito pequena, isto é, trata-se de materiais extremos. Na análise do comportamento até à rotura é conveniente pensar-se em termos de enfraquecimento a partir dos materiais de ocorrência mais provável, que há ocasião de melhor observar e ensaiar, isto é, de materiais centrais.

No caso comum de a resistência ser caracterizada por mais de um parâmetro, ao considerar-se o enfraquecimento dos materiais põe-se o problema da definição do ou dos "caminhos de enfraquecimento". Esta escolha depende da natureza física dos materiais e do grau de conhecimento disponível das suas propriedades. Assim, no caso de feições contínuas com enchimento fino ou não, que podem ocorrer num dado maciço rochoso, é comum justificar-se a hipótese, a confirmar mediante programa de ensaios, de considerar a coesão como função do ângulo de atrito, $c = c(\varnothing)$, variando c no mesmo sentido de \varnothing . Quando se trata de mecanismo de rotura em que pode participar a rocha, numa medida que é difícil em regra prever, podem ser atribuídos a c diversos valores, e para cada um considerar a enfraquecimento mediante redução de \varnothing até se verificar a rotura geral.

Quando for relevante a deformabilidade tangencial põe-se o problema dos valores a atribuir a k_T no processo de enfraquecimento. Em regra k_T declinará com a redução de c e \varnothing , podendo adoptar-se relação linear, de harmonia com o conhecimento de que se disponha. Como no processo de enfraquecimento as tensões tangenciais na feição crescerão com o valor de k_T , isto é, da rigidez, pode ser aceitável considerar k_T constante no processo de enfraquecimento, por se estar do lado da segurança. Considerações análogas são aplicáveis a k_N .

Portanto, em regra, pode fazer-se depender o caminho de enfraquecimento de um só parâmetro, o ângulo de atrito \varnothing .

Suponhamos que os ensaios da descontinuidade revelaram o comportamento mais complexo da Fig. 3b, a que correspondem oito parâmetros. Salvo casos muito singulares, não se justifica na prática considerar que a feição mantém tal tipo de comportamento ao longo do processo de enfraquecimento. Na verdade, por um lado, a informação de que se dispõe é em regra limitada não justificando

refinamentos e, por outro lado, com o enfraquecimento o comportamento tende em geral para o elastoplástico. Nota-se que o comportamento elastoplástico pode não ter sido revelado pelos ensaios, uma vez que, por hipótese, a sua probabilidade de ocorrência é pequena.

Deste modo, é em regra aceitável considerar comportamento elastoplástico no processo de enfraquecimento, havendo somente a ter em conta, os parâmetros k_T , k_N , c , \emptyset . Interessa ainda referir que no processo de enfraquecimento não se justifica considerar o parâmetro tempo no relacionamento de tensões e deslocamentos.

No caso de as propriedades variarem ao longo da superfície potencial de rotura, nomeadamente quando a superfície de rotura for constituída por duas ou mais feições planas com características diferentes, põe-se o problema de estarem em jogo diversos valores dos parâmetros, por exemplo c_1 , \emptyset_1 , c_2 , \emptyset_2 ,.... O ou os caminhos de enfraquecimento a escolher dependerão do problema em consideração, em especial da natureza das descontinuidades. Pode, por exemplo, adoptar-se a hipótese de c_1 (\emptyset_1), c_2 (\emptyset_2),..., e considerar um dos ângulos de atrito, seja \emptyset_1 , como a variável independente e os restantes como certas funções de \emptyset_1 ou assumindo dados valores.

O que foi dito até agora evidencia bem a larga indeterminação que existe na adopção de caminhos de enfraquecimento pois tal implica a consideração das caudas das distribuições dos parâmetros em jogo, numa situação em que mesmo os valores de ocorrência mais provável são por vezes mal conhecidos.

Na análise do comportamento até à rotura geral da fundação, se o parâmetro independente for o ângulo de atrito \emptyset e se a rotura geral se verificar para o valor \emptyset_s , o coeficiente de segurança é em regra definido como a relação

$$n_{\emptyset} = \frac{\text{tg } \bar{\emptyset}}{\text{tg } \emptyset_s} \quad (2.4-1)$$

sendo $\bar{\emptyset}$ o valor médio da distribuição dos valores de ângulo de atrito. Se a coesão for considerada como função do ângulo de atrito, o respectivo coeficiente de segurança fica automaticamente determinado

$$n_c = \frac{c(\bar{\emptyset})}{c(\emptyset_s)} \quad (2.4-2)$$

No caso de os dois parâmetros c e \emptyset serem considerados independentes, para cada valor c_{si} atribuído a c ter-se-á um valor \emptyset_{si} e portanto haverá a considerar os i coeficientes de segurança

$$n_{\emptyset i} = \frac{\text{tg } \bar{\emptyset}}{\text{tg } \emptyset_{si}}$$

e paralelamente a cada um corresponde o coeficiente de segurança da coesão

$$n_{ci} = \frac{\bar{c}}{c_{si}}$$

isto é, haverá i pares de valores dos coeficientes de segurança, n_{ci} e $n_{\emptyset i}$.

Nota-se que em regra os valores atribuídos a n_{\emptyset} são mais baixos do que os de n_c , o que é consequência de a dispersão dos valores de \emptyset ser em regra bastante menor do que a da coesão. Assim, é comum a adopção de valores de 1,5 a 2 para n_{\emptyset} e de 3 a 5 para n_c .

É oportuno acentuar a necessidade, que é óbvia, de os coeficientes de segurança serem definidos em relação a um dado valor de referência, sejam os valores médios, pois de outro modo não são comparáveis os coeficientes de segurança usados em obras diversas, o que dificulta a integração de experiências (Rocha, 1974a). Na verdade, na prática é comum aplicar os coeficientes a valores mais baixos do que os valores médios obtidos experimentalmente, a fim de cobrir a incerteza destes valores quando é precária a informação disponível. Em tal caso é preferível considerar valores médios e aplicar-lhes coeficientes de segurança mais elevados. Tal como foi referido no art. 2.3, a informação de que em regra se dispõe sobre os parâmetros de resistência dos maciços rochosos não permite que os valores dos parâmetros para os quais se aceita a rotura, c_s e \emptyset_s , sejam fixados a partir da aplicação de coeficientes de segurança a um quantilho, por exemplo 5%.

Considerou-se até agora que a apreciação da segurança é feita determinando os coeficientes de segurança correspondentes à rotura geral, após processo de enfraquecimento. Na prática procede-se em geral a verificação da segurança, isto é, conhecidos os valores médios dos parâmetros em jogo, sejam \bar{c} e $\bar{\emptyset}$, e adoptados certos coeficientes de segurança n_c e n_{\emptyset} , consideram-se os valores $c_s = \frac{\bar{c}}{n_c}$ e $\text{tg } \emptyset = \frac{\text{tg } \bar{\emptyset}}{n_{\emptyset}}$ e procede-se a cálculo destinado a verificar se para eles ocorre ou não a rotura geral sob as solicitações de cálculo. No entanto, no caso de se dispor de informação precária sobre os parâmetros de resistência será aconselhável considerar processo de enfraquecimento para determinação dos valores c_s e \emptyset_s , procedendo-se à apreciação da segurança mediante o julgamento, directo, de natureza qualitativa, do risco de ocorrência destes valores, em vez

do julgamento da pertinência da adopção de certos valores de n_c e n_ϕ , e mesmo de τ e $\bar{\phi}$.

A determinação dos coeficientes de segurança em consideração é feita a partir de um estado de rotura geral que implica o início do deslocamento em conjunto de um dado volume do maciço, juntamente com a barragem ou parte dela, em relação ao volume restante do maciço. Nesta situação, uma vez que se admita, o que é em regra legítimo, que o estado de tensão do volume que escorrega não é influenciado pelos deslocamentos da superfície sobre a qual se dá o escorregamento, em especial pelos deslocamentos normais a esta, os valores dos coeficientes de segurança não dependem do estado de tensão inicial do maciço, nomeadamente da componente horizontal. Só dependem das solicitações actuantes no volume que escorrega, incluído o respectivo peso próprio, da deformabilidade dos materiais do volume e da reologia da superfície de escorregamento, uma vez que se está admitindo que o volume se mantém em regime elástico e que a reologia da superfície é elastoplástica. Assim, no caso de a reologia elastoplástica, definida por k_N , k_T , c e $\bar{\phi}$, ser constante ao longo da superfície de rotura, uma vez considerado um dado caminho de enfraquecimento, por exemplo através de relações entre os três primeiros parâmetros e $\bar{\phi}$, o valor de $\bar{\phi}_s$ correspondente à rotura é independente do estado de tensão inicial. As tensões tangenciais τ_s que se instalarão na superfície de rotura são função de σ_s , c e $\bar{\phi}$, dependendo σ_s das solicitações e materiais do volume bem como de k_N e k_T . No caso da reologia geral da Fig. 3b já os valores de τ_s dependem dos valores de $\delta\tau$, os quais são influenciados pelo estado inicial de tensão, o que se vai repercutir nos coeficientes de segurança.

3 – ESTRUTURA FUNDAÇÃO/BARRAGEM IDEALIZADA COMO MEIO CONTÍNUO

3.1 – *Idealização contínua* – A idealização contínua do sistema fundação/barragem interessa no respeitante não só ao dimensionamento pelo critério da rotura pontual mas também à previsão do comportamento nas condições de serviço.

Na verdade, no respeitante ao dimensionamento, uma vez que tenha sido seguido o critério da rotura pontual, não se verificam roturas, isto é, perda de continuidade, sob a acção das solicitações de cálculo e mesmo quando os materiais exibam propriedades definidas pelos valores de segurança. Quanto aos

maciços rochosos de fundação interessa frisar que, apesar de se apresentarem em regra interceptados por famílias de descontinuidades, os estados triaxiais de compressão a que se encontram submetidos, incluído o estado de tensão inicial, apresentam uma componente distorcional suficientemente baixa para que não se dêem roturas relevantes. Quando muito poderá verificar-se início de rotura por escorregamento em descontinuidades, ou roturas do maciço por tracção na vizinhança do pé de montante da barragem, mas sempre em pequenos volumes, matéria que será tratada no art. 4.

No respeitante à reologia a adoptar para o maciço rochoso de fundação no âmbito da idealização contínua, a reologia linear, por vezes anisótropa, é a adequada a não ser em casos muito especiais, sendo comum a necessidade de considerar zonas com diferentes módulos de elasticidade. A adopção de tão simples idealização resulta do facto de em regra o comportamento real não se afastar muito dela, e ainda da acentuada heterogeneidade dos maciços associada à grande dispersão dos resultados dos ensaios de caracterização, as quais não permitem idealizações refinadas. Relativamente ao efeito tempo que é evidenciado com muita frequência pelos ensaios de laboratório e *in situ*, nota-se que em regra a evolução das deformações do maciço no tempo é lenta tendo lugar em intervalos de tempo que são pequenos em face dos tempos envolvidos na construção e na aplicação das solicitações (Rocha, 1974a). Deste modo, será somente necessário considerar no dimensionamento os módulos de elasticidade correspondentes às deformações limites no tempo observadas nos ensaios.

Refere-se que se dispõe presentemente de métodos de ensaio *in situ* satisfatórios para a caracterização da deformabilidade, tendo em atenção a precisão que é justificável procurar obter em face da sensibilidade das barragens de betão aos assentamentos da fundação (Rocha et al., 1974) (Rocha, 1974a).

Quanto ao betão das barragens a reologia linear é também a adoptada no dimensionamento.

A idealização contínua linear é ainda melhor adequada à análise do comportamento da fundação/barragem nas condições de serviço, pois as solicitações actuantes bem como as propriedades dos materiais não atingirão os valores desfavoráveis considerados no dimensionamento. Essa análise interessa em especial com vista à interpretação dos resultados das observações feitas no decorrer da vida da obra.

Nota-se que podem ocorrer roturas por tracção nas barragens, em especial no pé de montante, e também na fundação, como já referido. Tais roturas

porém só influenciarão localmente o estado de tensão e em regra não tem influência apreciável sobre os deslocamentos. Observa-se que os métodos numéricos de que se dispõe permitem simular facilmente roturas por tracção e escorregamentos em descontinuidades (art. 4), no caso de tal ser julgado com interesse. Mesmo neste caso interessa em regra considerar também a situação sem roturas, isto é, contínua, a fim de averiguar a influência destas.

Em certos casos especiais pode justificar-se a consideração do efeito tempo na interpretação dos valores dos deslocamentos observados. Dada a dificuldade de caracterização adequada dos maciços rochosos, tal tem sido feito sobretudo no respeitante à deformação lenta do betão.

A boa contrapartida da realidade oferecida pela idealização contínua linear é evidenciada pelo acordo satisfatório que em regra se verifica entre as previsões de projecto apoiadas nessa idealização e os resultados da observação, incluindo os respeitantes aos maciços rochosos de fundação.

3.2 – *Equilíbrios bidimensionais* – O estudo do comportamento, incluída a apreciação da segurança, das barragens gravidade, maciças ou aligeiradas, incluídas as fundações, é usualmente feito admitindo o equilíbrio como bidimensional e adoptando a idealização contínua linear, o que é em regra inteiramente satisfatório.

Nestas condições, o método adequado para determinar os campos de tensão e deformação da estrutura barragem/fundação é o método dos elementos finitos, o qual é presentemente usado como rotina. O método é inteiramente satisfatório, em termos de precisão, custo e tempo, para resolver os problemas postos pelo projecto, pois permite a simulação de quaisquer formas, heterogeneidades, anisotropias, solicitações, incluídas as de natureza dinâmica, como sismos, bem como as derivadas da percolação. A Fig. 7 apresenta alguns problemas típicos: comportamento de conjunto de uma barragem gravidade e do revestimento de bacia de dissipação (a); contribuição de maciço a jusante para resistência ao escorregamento da barragem (b); melhoria da segurança mediante um dente que alcança uma camada mais resistente (c) ou mediante uma perna a jusante (d); consideração de uma barragem e de central a jusante como uma unidade estrutural (e); e abertura no maciço de fundação (f). Trata-se de problemas que antes de se dispor do método dos elementos finitos teriam de ser analisados por meio de modelos, com todas as dificuldades e limitações inerentes ao método experimental.

Uma vez conhecido o estado de tensão, a apreciação da segurança pode

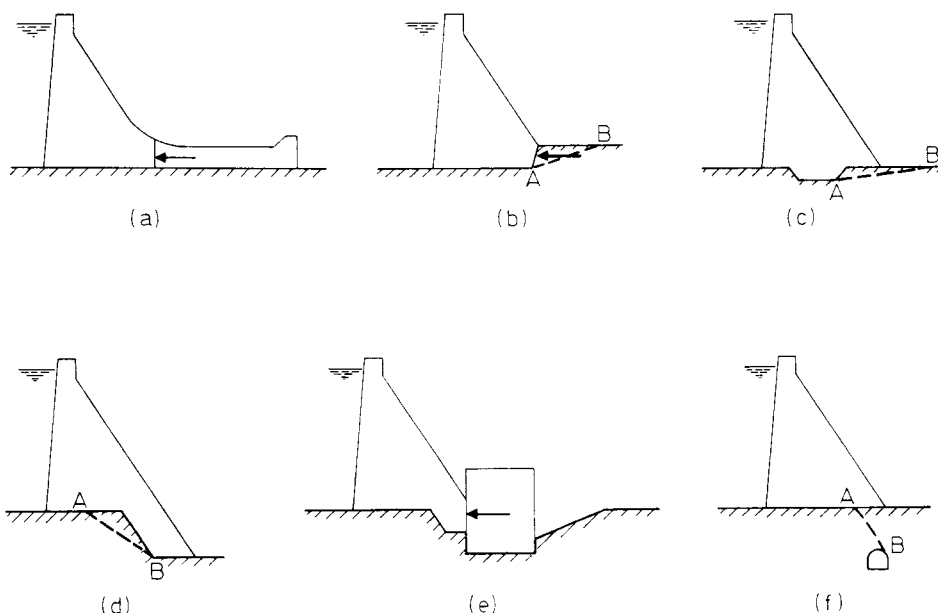


Fig. 7

ser feita pelo critério da resistência pontual. Como foi dito no art. 2.3, este é o critério seguido no dimensionamento das barragens de betão enquanto para as fundações é adoptado o critério da rotura geral (art. 4 e 5). Contudo, a comparação, em cada ponto da fundação, entre o estado de tensão e a resistência do maciço permite identificar zonas da fundação onde poderão ocorrer roturas localizadas, em especial sob a acção das solicitações de cálculo. Tem especial interesse proceder a essa comparação na superfície de fundação, onde se desenvolvem em regra os estados de tensão mais desfavoráveis, bem como nas feições de baixa resistência cuja atitude se afigure adversa, tais como, por exemplo, AB na Fig. 7 (b), 7 (c), 7 (d) e 7 (f). Se o critério da rotura pontual for respeitado em todos os pontos de AB, para dados valores dos coeficientes de segurança considerados satisfatórios para a apreciação da segurança pelo critério da rotura geral, este critério será necessariamente respeitado dispensando-se a sua verificação.

No estudo de barragens aligeiradas como equilíbrios bidimensionais é necessário simular as variações de espessura que se verificam de facto mediante

a variação do módulo de elasticidade da placa de espessura constante que reproduz a barragem. Na realidade há zonas das barragens aligeiradas cujo equilíbrio tridimensional pode ter de ser considerado. É o caso da zona do pé de montante de uma barragem de contrafortes, zona que deve ser analisada com especial cuidado a fim de averiguar a ocorrência de eventuais tracções de valor elevado, o valor das quais é muito influenciado pela deformabilidade local do maciço de fundação. Pode assim conduzir-se um estudo elástico tridimensional dessa zona, pelo método dos elementos finitos, mediante a aplicação no contorno da zona de solicitações obtidas no estudo bidimensional. O problema em consideração pode também ser resolvido mediante a utilização de modelos.

3.3 – *Equilíbrios tridimensionais* – A necessidade de considerar a natureza tridimensional do equilíbrio é claramente patente no caso de barragens abóbada, incluídas as barragens de abóbadas múltiplas. A análise destas estruturas é sempre iniciada considerando idealização contínua linear.

O método presentemente recomendável para a análise como meio contínuo linear é o método dos elementos finitos, no qual as barragens, assim como os contrafortes no caso de abóbadas múltiplas, são consideradas como cascas submetidas a esforços normais e momentos flectores. O método trial-load, que é equivalente ao método dos elementos finitos, é ainda por vezes usado. Como é sabido, nestes métodos a deformabilidade do maciço de fundação é em regra tomada em consideração através das equações de Vogt, as quais relacionam os deslocamentos lineares e angulares da superfície de fundação com a força normal, a força tangencial e o momento flector aplicados pela barragem à fundação. De acordo com a experiência do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de comparação de resultados de cálculos e de modelos, esta via simplificada de simulação da deformabilidade ao longo das fundações é muito satisfatória, mesmo quando se verificam variações bruscas de deformabilidade. Ela não permite porém a simulação de deslocamentos que possam ocorrer em descontinuidades do maciço rochoso, visto que nas equações de Vogt a fundação é suposta contínua.

É possível pois calcular os estados de tensão e deformação da barragem, e portanto a acção desta sobre o maciço de fundação, mas não a distribuição de tensões e deformações no interior do maciço rochoso. Pode portanto ser julgada a segurança da barragem, incluídos eventualmente contrafortes, pelo

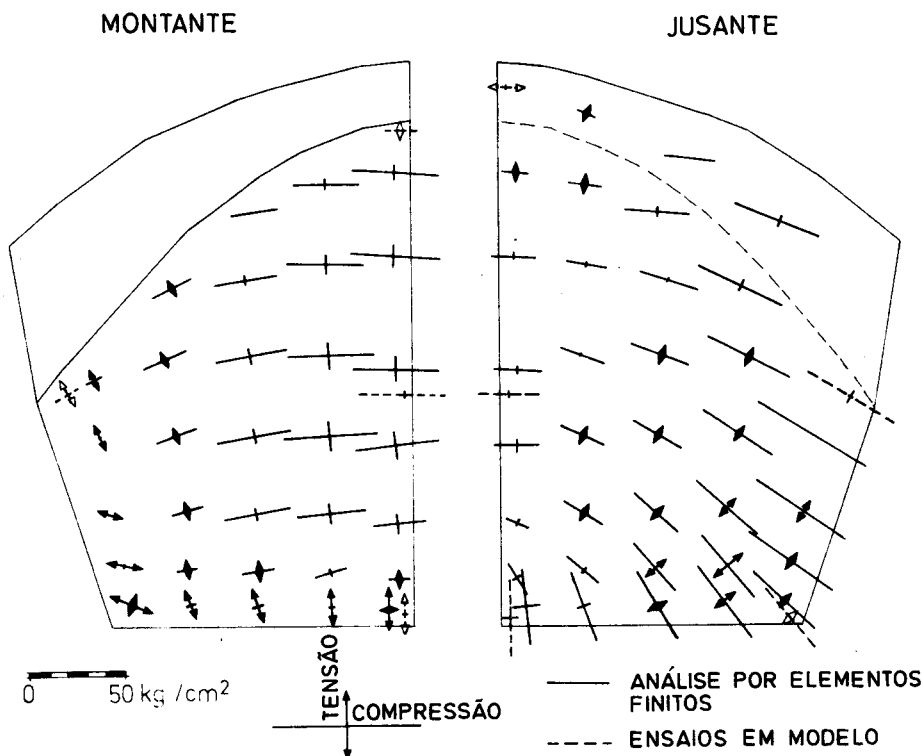


Fig. 8

critério do estado limite de rotura pontual. A Fig. 8 apresenta os resultados do cálculo do estado de tensão da abóbada central, com a altura de 80 m e o vão de 90 m, da barragem de abóbadas múltiplas da Aguieira (Pedro, 1977). Na figura são também apresentados resultados de estudo sobre modelo, verificando-se acordo satisfatório com a análise por elementos finitos. A Fig. 9 mostra um dos modelos ensaiados.

No caso de rochas com resistência muito baixa será necessário julgar o risco de rotura por esmagamento da fundação. Tal pode ser feito, em termos do critério de rotura pontual, comparando os valores das tensões aplicadas à superfície de fundação com a resistência à compressão uniaxial da rocha, o que será em regra suficiente, ou então, para ter em consideração o efeito favorável do confinamento lateral, comparando as forças aplicadas num trecho da superfície de fundação com as que determinam a rotura geral de um meio espaço,

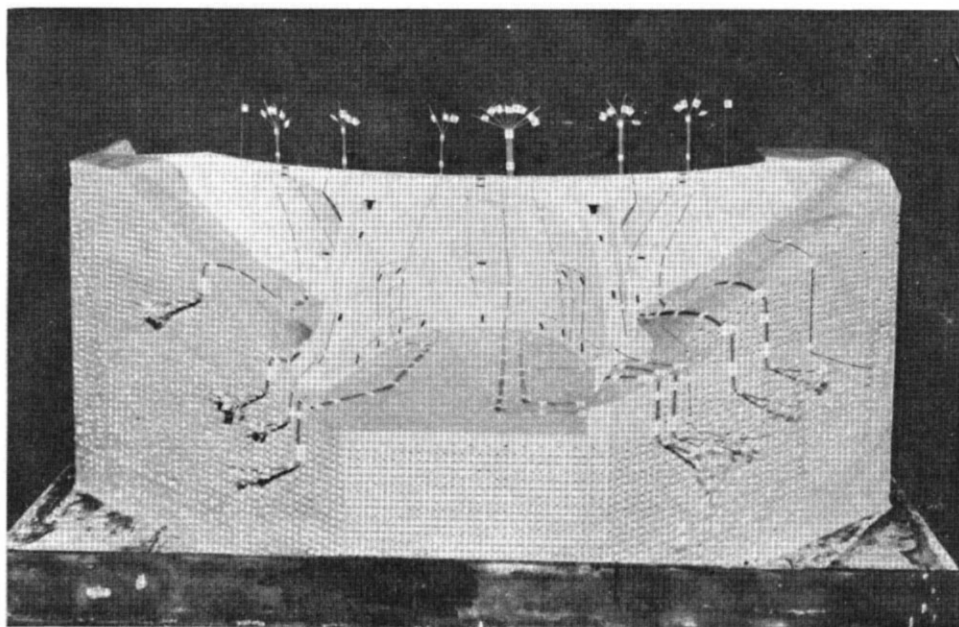


Fig. 9

calculadas pelas teorias existentes. Pode mesmo ser considerado julgamento do risco de rotura por via experimental, simulando o meio espaço com a própria rocha e aplicando as solicitações por meio de peça de betão.

Em vez de a deformabilidade das fundações ser tida em consideração pelas equações de Vogt, pode o método dos elementos finitos ser estendido ao maciço de fundação, considerado um equilíbrio a três dimensões (Wittke, et al., 1978). Dentro da hipótese de meio contínuo, em consideração, o conhecimento do estado de tensão da fundação evidenciará se ocorrerão roturas ou escorregamentos localizados bem como o risco de rotura geral por escorregamento, em especial que envolva deslocamento de volume do maciço limitado por uma ou mais descontinuidades. O problema da avaliação da segurança pelo critério do estado limite de rotura geral será tratado nos art. 4 e 5.

Uma vez que o comportamento da barragem seja assimilado ao de uma casca, poderá não ser satisfatória a precisão com que fica conhecido o estado de tensão em regiões da barragem em equilíbrio tridimensional. Isto é devido ao facto de na casca a distribuição das tensões normais ao longo da espessura da estrutura ser suposta linear. Como zonas típicas sob estado de tensão tridi-

mensional geral referem-se a parte inferior das barragens abóbada, sobretudo quando espessas, a parte inferior da ligação de um contraforte com as abóbadas vizinhas, os encontros gravidade de barragens abóbada, e ainda a vizinhança de aberturas. Nota-se que a tridimensionalidade em consideração pode não influenciar acentuadamente o campo geral de tensões mas trata-se de zonas onde podem ocorrer tensões de tracção, a grandeza das quais deve ser conhecida com precisão mais elevada do que a das tensões de compressão.

A análise das zonas em equilíbrio tridimensional pode ser feita pelo método dos elementos finitos aplicando nos limites das zonas, como solicitações, as tensões determinadas na análise de conjunto da estrutura. Observa-se que a maior parte das zonas referidas se encontra junto ao maciço de fundação, o que exige a simulação de parte da fundação.

Ainda tem hoje interesse usar modelos na análise do comportamento linear de barragens abóbada, sobretudo quando se deseja ter em consideração o comportamento tridimensional que se acaba de referir. O estudo em modelo de barragens de abóbadas múltiplas tem especial interesse em virtude de o comportamento ser muito complexo e ainda pouco conhecido, Figs. 8 e 9.

Está-se numa fase de transição; sendo de esperar no futuro a preferência pelo método dos elementos finitos, por razões de custo e prazo. O custo dos estudos quando se segue este método é habitualmente muito menor, frequentemente inferior a 1/10 do custo do estudo experimental, e quanto a prazos a diferença pode ainda ser mais acentuada. Além disso, no método dos elementos finitos não se levantam dificuldades na simulação de quaisquer solicitações, enquanto nos modelos é difícil simular solicitações, tais como o peso, o estado de tensão inicial do maciço de fundação, forças de percolação e sismos. A determinação de tensões em pontos do interior da estrutura constitui outra dificuldade. Quanto a materiais para a construção de modelos, dispõe-se de uma larga escolha, dentro da idealização linear em consideração.

(Segue na Geotecnia N.º 30)