

NOTAS SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE BARRAGENS DE ATERRO DE ENROCAMENTO*

Some notes on design of rockfill dams

por
E. MARANHA DAS NEVES**

RESUMO – Neste artigo*** faz-se referência a alguns aspectos com interesse no que diz respeito ao dimensionamento de barragens de aterro de enrocamento. Só são tidas em linha de conta as solicitações de natureza estática e o correspondente comportamento, a curto e a longo prazo, previsível para os maciços.

São também feitas algumas considerações sobre aspectos construtivos e aterros experimentais de enrocamento.

SYNOPSIS – Some interesting aspects concerning the design of rockfill dams are presented. Only static loads and related short and long term predicted fill behavior is analysed. A few considerations on construction aspects and on experimental rockfills are also offered.

1 – INTRODUÇÃO

Como é evidente o dimensionamento de barragens de enrocamento não é tema que possa ser abordado numa forma completa num artigo que procura apenas reproduzir uma curta intervenção num seminário sobre enrocamentos. Parece assim contraditório ocupar espaço com aterros experimentais e aspectos construtivos; no entanto há relações, por vezes estreitas, com o dimensionamento.

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

** Especialista em Geotecnia (LNEC).

*** Este artigo é o último de uma série de três que têm por base exposições efectuadas a propósito do Seminário sobre Enrocamentos realizado no LNEC em 1978. Assim, nos nos. 26 e 27 foram publicados respectivamente "Os aterros de enrocamento-tendências actuais e seu reflexo em Portugal" por E. Maranha das Neves e "Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento" por A. Veiga Pinto.

Por outro lado houve a intenção de focar apenas alguns aspectos que, pelo seu indubitável interesse ou pelo seu carácter hipotético, fossem merecedores de divulgação e discussão. Isto com prejuízo duma certa unidade na forma de abordar o assunto a que se acrescentam lacunas importantes mas inevitáveis.

2 – ATERROS EXPERIMENTAIS

Os aterros experimentais fornecem elementos que permitem estabelecer os métodos mais adequados para a colocação e compactação dos materiais nos aterros da barragem a construir. O recurso a estes aterros experimentais tem vindo a ser cada vez mais frequente, podendo considerar-se uma fase importante dos estudos para o projecto. Na realidade, através de vários métodos disponíveis, pode também determinar-se quais as principais características que virão a exibir os aterros da obra.

Se os aterros experimentais têm sido uma solução frequente no caso de barragens de aterro de terra, maior é a sua importância no caso de barragens de aterro de enrocamento. Neste caso os meios de investigação próprios de um laboratório revelam-se muito mais limitados quer para definir as qualidades intrínsecas da rocha da pedreira que se pretende utilizar, quer para prever como serão os “futuros” materiais depois de submetidos às operações de desmonte, de compactação e após a colocação definitiva em obra.

É assim que durante os estudos preliminares e em determinadas situações, com particular relevo para as que reflectem uma ausência de conhecimentos resultantes da experiência, se torna necessário, a fim de obter respostas precisas às questões levantadas pela execução do projecto, construir aterros experimentais no próprio local da obra e muito antes do começo desta.

Esta última condição implica frequentemente o ter de executar o aterro experimental em locais e ocasiões onde é mínimo o apoio logístico. Como o equipamento e técnicas de desmonte, carregamento, transporte e compactação devem ser o mais possível aproximadas do que se prevê para os futuros aterros e se se atender aos ensaios a efectuar nos aterros experimentais, fácil é de compreender as dificuldades com que deparam as iniciativas de os construir ou a tendência para prescindir da respectiva realização.

Durante a construção dum aterro experimental de enrocamento pode

estudar-se o método de extracção e a melhor técnica de execução do aterro. Os ensaios na pedreira não somente produzem o material necessário para o aterro experimental como também fornecem elementos sobre a granulometria imediatamente após o desmonte ("quarry-run rock") e processamentos necessários para produzir um material susceptível de ser usado num aterro de enrocamento compactado. São estes elementos que, conjuntamente com outros a que em seguida se fará referência, vão permitir saber qual a espessura da camada e qual o zonamento geral da zona de enrocamento da barragem de aterro em questão. O tamanho e espaçamento dos furos para os explosivos (bem como o tipo e quantidade destes últimos) necessários para produzir elementos com a dimensão pretendida, devem ser estabelecidos através de experimentação. Por vezes esta fase é mais demorada do que todo o resto do programa do aterro experimental.

Dependendo das características dos maciços rochosos poderá ser conveniente a execução de ensaios de ripabilidade, quer através duma prospecção geofísica adequada, quer através dum ensaio directo com "ripper", quer por ambos os processos.

Para afinar a técnica construtiva são efectuadas determinações granulométricas antes e após compactação, as quais, dadas as quantidades de materiais necessários a um estudo representativo, são muito trabalhosas e morosas. Por este motivo os resultados não são normalmente muito numerosos, pelo que a respectiva análise se deve rodear de uma certa prudência.

Na Fig. 1 apresentam-se granulometrias de materiais utilizados na construção de algumas barragens de aterro portuguesas e estrangeiras.

Tanto num caso como no outro há uns resultados que se referem à granulometria do aterro da barragem, outros há que se prevê ou previa antes do início da construção da barragem, geralmente com base em aterros experimentais, outros ainda em que a granulometria é a do material antes de compactado.

Para simplificar a representação, as granulometrias são traduzidas pela curva média e não por um fuso granulométrico como é normal. A da barragem de Paradela baseia-se numa descrição do material e não em qualquer medição efectuada.

Na Fig. 1 aparece evidenciada a zona dos enrocamentos podendo deste modo ter-se uma ideia do tipo mais frequente de material grosseiro que ocorre nas nossas barragens, com todas as ilações que tal tipo de granulometria implica.

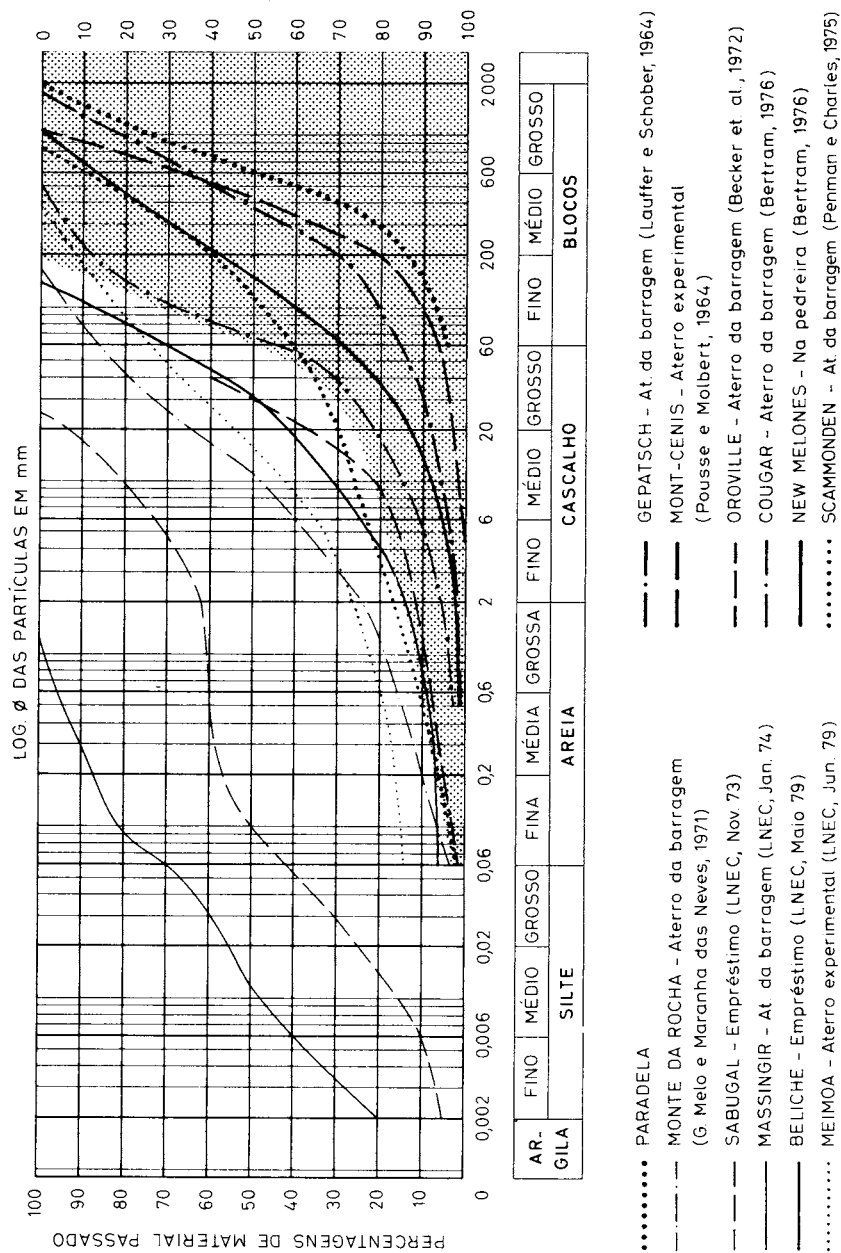


Fig. 1 – Granulometrias tipo de materiais utilizados em diversos aterros experimentais e barragens de aterro.

Para além das determinações granulométricas fazem-se ensaios para determinação do peso específico aparente “in situ”. Constituem aliás os principais índices de qualidade do material rochoso colocado numa barragem. Estes ensaios também são necessários durante a construção dos aterros definitivos da barragem dada a variação das características da rocha a colocar ou do comportamento dos cilindros vibradores (os mais frequentemente usados). Trata-se duma operação de controle da qualidade da construção.

Tal como outras determinações também esta é difícil e trabalhosa dado o tamanho da amostra e do equipamento necessário. Sem entrar em pormenores dir-se-á que o método mais adequado é o de abrir um poço pesando-se o material retirado. O volume respectivo “in situ” é avaliado medindo o volume de água necessário para preencher o poço, previamente revestido com um plástico (polietileno, por exemplo, com uma espessura de 0,15 a 0,20 mm). Para que o peso específico aparente seja independente do volume da amostra é necessário, de acordo com Petrov et al. (1969), que

$$V_{\min} \geq 5 d_{\max}$$

em que V_{\min} é o volume mínimo (em m^3) e d_{\max} o diâmetro máximo dos elementos (em m). Determinado por este método o peso específico resulta cerca de 2% mais elevado que o real, pelo basta multiplicar os valores obtidos pelo factor de conversão 0,98. Se for utilizado de modo correcto, o máximo erro de cada determinação não deverá exceder 1,5% e o valor médio deste erro no caso de um elevado número de determinações é de 0,5%.

De acordo com a experiência da Waterways Experiment Station de Vicksburg (Hammer e Torrey III, 1979) o volume do material a escavar seria o correspondente a um poço com 1,8 m de diâmetro e cuja profundidade é, normalmente, a correspondente à espessura da camada.

Para poder saber qual o equipamento mais eficaz e o melhor modo do funcionamento empregam-se frequentemente dois tipos de medição de assentamentos: assentamentos da superfície da camada durante os trabalhos de construção do aterro e os assentamentos das camadas subjacentes no interior do maciço.

Os assentamentos de superfície são medidos por nivelamento e integram não só os assentamentos da camada cuja compactação está em curso como os das camadas inferiores, já compactadas, mas que vão sofrendo os efeitos da junção de camadas suplementares (Bertram, 1973).

Os assentamentos interiores podem ser determinados, também por nivelamento, no final da construção do aterro experimental, comparando os resultados de medições efectuadas em marcas colocadas à superfície duma dada camada na altura da sua execução e no final da construção do aterro. Para esta última medição torna-se necessário escavações para atingir as marcas em causa. Pode também recorrer-se a dispositivos do tipo dos varões extensométricos.

Para obter assentamentos interiores à medida que o aterro vai sendo efectuado podem utilizar-se, por exemplo, tubos metálicos dispostos horizontalmente no aterro (Castan, 1975). As deformações desses tubos são lidas, com apoio topográfico, recorrendo a miras luminosas que se podem deslocar ao longo do tubo. Determinam-se, visando o interior do tubo com um nível colocado em estação numa das extremidades, as cotas de pontos do interior dos tubos.

Se o aterro for muito alto os tubos podem sofrer deformações que tornem impossível uma visada directa. Neste caso podem fazer-se percorrer os tubos, previamente cheios de água e com adaptações nas extremidades de molde a formar um sistema de vasos comunicantes, por um transdutor medidor de pressão de água.

Os sistemas devem ser capazes de medir adequadamente deslocamentos verticais da ordem de grandeza de 1 cm.

Para uma dada granulometria podem assim obter-se elementos sobre o assentamento do enrocamento em função da espessura da camada ou em função do número de passagens do equipamento de compactação.

Muito menos frequentes são outros tipos de ensaios "in situ" visando o conhecimento do ângulo de atrito interno e do módulo de deformabilidade. Na realidade as montagens e equipamentos necessários são muito dispendiosos e por vezes só são viáveis quando os diâmetros máximos dos elementos não são muito elevados. Podem referir-se os ensaios de corte directo (por exemplo Nitchiporovitch e Rasskazov, 1969, Nieble et al., 1974). Também na barragem de Massingir, durante a construção do maciço estabilizador de jusante com um "tout-venant" proveniente das escavações para o descarregador, foram efectuados ensaios de corte directo com uma caixa com dimensões de $0,7 \times 0,7$ m e para tensões normais até 6 Kgf/cm². Muito pouco utilizados são os ensaios de carga com placa, tais como os referidos por Busk (1967) e que permitem o cálculo dum módulo de deformabilidade do enrocamento (admitindo um comportamento elástico) e respectivo ângulo de atrito interno (por intermédio das fórmulas de

capacidade de carga). Cerca de 23% do material (em peso) era constituído por elementos com dimensão superior a 0,2 m. Utilizou placas rígidas de 0,6 e 1 m de diâmetro que podiam transmitir tensões máximas de 28 e 10 Kgf/cm² respectivamente. A carga de rotura não foi atingida sendo o seu valor extrapolado. Como é evidente a montagem para a aplicação da carga é trabalhosa e cara, tendo-se recorrido a ancoragens na fundação do aterro.

A importância dos aterros experimentais para barragens de aterro de enrocamento é salientada numa publicação da Waterways Experiment Station (Hammer e Torrey III, op. cit.) em que se resume toda a experiência daquela instituição naquele campo ao mesmo tempo que se apontam os aspectos mais importantes a estudar num aterro experimental de enrocamento e se especificam alguns ensaios.

Todos os ensaios de campo descritos fornecem apenas parte dos elementos necessários ao projecto. Um estudo completo deve incluir também ensaios triaxiais de dimensões elevadas com tensões de confinamento adequadas e ensaios de consolidação em edómetros de grande diâmetro (ou ensaios em dispositivos mais ou menos equivalentes).

A preparação dos provetes para a realização desses ensaios é facilitada, dum ponto de vista da representatividade, pelos conhecimentos sobre a granulometria obtidos dos aterros experimentais. A problemática da representatividade das amostras é um ponto importante e que foi analisada em artigo publicado no último número desta revista. (Veiga Pinto, 1979). Também deverá ser feita a caracterização do material rocha do ponto de vista petrográfico bem como a realização de ensaios de esmagamento, de desgaste, de reacção ao etileno-glicol, água oxigenada, etc.

Apenas para dar uma ideia das dificuldades práticas da realização dos ensaios para a determinação do peso específico "in situ" e da granulometria em aterros de enrocamento, comparam-se as frequências com que são utilizadas no controle da construção de barragens de aterro de solos e de enrocamento. Na barragem de Carters (Bertram, op. cit.) efectuou-se um ensaio por cada 2500 m³ de material colocado no núcleo ao passo que nos aterros de enrocamento se efectuou um ensaio por cada 46000 m³. Mesmo este último número é normalmente bastante superior em muitas barragens (Wilson e Marsal, 1978).

Finalmente uma breve nota sobre especificações para o controle da construção. Referem a espessura da camada e o número de passagens para um dado equipamento, sendo também estipulado o fuso granulométrico em que as

curvas granulométricas do enrocamento colocado se devem inserir. Podem ainda, em função dos resultados dos ensaios nas pedreiras e nos aterros experimentais, serem feitas recomendações sobre o processamento do material.

3 – DIMENSIONAMENTO DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

Até há cerca de quinze anos a preocupação dominante ao dimensionar uma barragem de aterro era a avaliação da sua segurança quanto à rotura por esforços ao corte (Alberro e Marsal, 1976). Exceptuando casos isolados em que a fundação era constituída por solos moles, não se analisavam as deformações que poderiam afectar a estrutura.

No entanto a construção de barragens cada vez mais altas e a utilização de materiais cada vez mais diversos em conjugação com o desenvolvimento dos métodos numéricos que permitem uma previsão das tensões e deformações, introduziram perspectivas diferentes no modo de encarar o projecto de barragens de aterro de solos e de enrocamento. Por outro lado, com a expansão da observação das barragens e consequente conhecimento de esforços e deformações nelas instaladas é possível identificar fenómenos que ocorrem no interior dos seus maciços, e proceder à sua análise e interpretação de acordo com os modelos teóricos referidos.

Como facilmente se deduz trata-se dum trabalho lento, árduo e paciente, com progressos mais acentuados num ou noutro país, neste ou naquele instituto de investigação, mas que muito depende da divulgação dessa experiência no meio geotécnico que se defronta com o problema do dimensionamento de barragens.

No que seguidamente se expõe referir-se-ão, com um carácter necessariamente sumário, as abordagens do dimensionamento pelo método dos equilíbrios limite e através de cálculos baseados no conhecimento das leis de tensão-deformação. Isto independentemente de naturais relações entre ambas.

3.1 – *Métodos de equilíbrio limite*

Como é bem sabido trata-se de métodos característicos da mecânica dos solos em que o denominador comum é a determinação quantitativa dum coeficiente de segurança cuja definição mais generalizada é a que se obtém do

exame das condições de equilíbrio reinantes num maciço, para situação postulada de rotura incipiente, e em que se compara a resistência necessária para manter o equilíbrio limite, com a resistência disponível do solo. O coeficiente de segurança é assim definido como sendo o cociente entre a resistência ao corte disponível por parte do enrocamento e a resistência ao corte necessária para manter o equilíbrio limite.

Trata-se dum cálculo à rotura, sem qualquer previsão do deslocamento e a um dado coeficiente de segurança está associada uma certa superfície de rotura.

Como se admite a análise duma situação de rotura há que estabelecer um critério que a permita definir. Para os enrocamentos toda a experiência aponta no sentido do conhecido critério de Mohr-Coulomb. Tratando-se de enrocamentos a coesão pode admitir-se nula, pelo que o critério é traduzido pela expressão

$$\zeta = \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

em que σ e ζ são as tensões normal e tangencial no plano de rotura e φ é o ângulo de atrito interno.

Deste modo, para estudar a estabilidade duma barragem de enrocamento há que conhecer os valores das forças mássicas e de φ .

Quanto às primeiras admite-se que são muito aproximadamente função linear do peso específico aparente do enrocamento, podendo a tensão vertical em qualquer ponto ser calculada a partir do peso do enrocamento sobrejacente.

Quanto ao valor de φ a sua avaliação nos enrocamentos reveste-se de algumas dificuldades.

Recentemente (Veiga Pinto, 1969) houve ocasião de expor nesta revista a problemática da medição de φ em laboratório, da qual ressaltou o aumento que esta grandeza pode sofrer quando se modela a granulometria do protótipo e a influência que nela tem o valor da tensão confinante.

As possibilidades da medição em campo são, entre outras, as já referidas a propósito dos aterros experimentais, as quais, pelas dificuldades de realização e custo, estão longe de ser prática corrente. Outrotanto não acontece com a quantificação do peso específico, na medida em que os aterros experimentais oferecem um excelente campo de ensaio permitindo uma avaliação razoavelmente precisa daquele parâmetro.

Quanto ao valor de φ , desde que se disponha de equipamento para ensaio

de amostras com uma dimensão razoável, é possível uma extrapolação para o valor real. Os resultados de laboratório situam-se do lado da segurança e muito embora a diferença para os valores de campo seja frequentemente de apenas 1 a 2%, tal facto pode ter apreciáveis repercussões económicas se se tratar de barragens de enrocamento relativamente elevadas.

Mas a sobrepor-se a este facto há a influência da tensão confinante. De acordo com Leps (1970) e como resultado duma análise dos resultados de trabalhos de vários investigadores, o ângulo de atrito interno varia com a tensão aplicada, mais concretamente diminui com o aumento da tensão normal instalada no plano de corte.

Muito embora Leps não tenha resultados para valores da tensão normal inferiores a 0,7 Kgf/cm², extrapola os resultados para a zona compreendida entre as tensões normais de 0,7 Kgf/cm² e tensão normal nula. Ainda segundo interessante reflexão do mesmo autor (abordando a questão do ângulo de atrito exibido por um enrocamento para tensões normais nulas ou de valor muito reduzido) é nos valores de ϕ muito elevados naquela gama de tensões normais que deve residir a justificação para que pequenas barragens de enrocamento dos princípios deste século, de reduzida altura (menos de 15 m) e de elevada inclinação dos paramentos (quando têm um muro de retenção de alvenaria seca no pé de jusante chegam a exibir inclinações da ordem dos 60°), apresentem bom comportamento em tão longo prazo. Na realidade e no caso vertente, se se considerar o andamento médio de ϕ em função da tensão normal, tal como é apresentado por Leps (ver Veiga Pinto, 1969), e não um valor constante como é corrente, o coeficiente de segurança pode aumentar em cerca de 20%.

Uma das conclusões a tirar é a da conveniência, em qualquer tipo de barragem, de utilizar, nos estudos de estabilidade, valores de ϕ variáveis de acordo com a tensão normal instalada ou, o que resulta análogo, admitir um valor de ϕ variável ao longo da superfície de rotura em estudo.

Outro aspecto que convém salientar é o de estes cálculos serem bidimensionais. Quando os vales em que são construídas as barragens não são muito apertados o comportamento real dos aterros, no que se refere às solicitações de corte, é o correspondente a uma situação de deformação plana. Como é sabido, dos ensaios de deformação plana resulta um valor de ϕ superior ao obtido a partir de ensaios triaxiais do mesmo material e no mesmo estado. Portanto os ângulo de atrito interno deduzidos deste último tipo de ensaio situam-se do lado da segurança.

Como já foi referido uma análise em termos de equilíbrios limite implica a postulação de superfícies de escorregamento que, obviamente, devem ser cinematicamente viáveis, sendo um factor de muita importância no seu estabelecimento a existência ou não de núcleos de materiais argilosos. De qualquer modo os mecanismos que se aplicam neste tipo de análise têm um fundamento empírico. Assim, quando o maciço é argiloso a superfície de rotura tem uma forma aproximadamente circular. Quando as fundações exibem baixa resistência ao corte verificou-se que a superfície de rotura pode estabelecer-se ao longo dum plano nessa mesma fundação, desenvolvendo-se um processo do tipo cunha. Nas barragens de enrocamento zonadas a rotura pode ocorrer segundo uma superfície compósita.

Por outro lado a plastificação de certas zonas no interior da barragem não implica necessariamente um estado perigoso de rotura porque, para que esta ocorra, deve verificar-se que ao longo duma superfície contínua as tensões tangenciais induzidas sejam iguais à resistência dos enrocamentos (ou solos) por ela atravessados. É na determinação dessas eventuais zonas de plastificação que, como se verá em seguida, os métodos numéricos podem desempenhar um importante papel complementar num estudo pelos métodos dos equilíbrios limite.

Quanto a estes últimos considera-se desnecessário, dada a sua ampla divulgação e utilização, descrevê-los. Acrescenta-se apenas que o método dos blocos deslizantes é de emprego muito corrente em barragens de enrocamento.

3.2 – Cálculos em termos de tensões-deformações

Um dos objectivos principais da aplicação dos métodos numéricos baseado no conhecimento duma lei tensão-deformação é a possibilidade de prever os deslocamentos. Neste aspecto, como é evidente, é absolutamente contrastante com o método dos equilíbrios limite.

Durante o processo de deformação duma barragem de aterro de enrocamento verifica-se a ocorrência de vários tipos de deformações:

- elásticas, de reduzido valor e de natureza reversível
- permanentes, assumindo valores importantes e com características plásticas e de fluência

Os deslocamentos elásticos são consequência da deformação elástica das rochas e caracterizam-se pelo respectivo módulo de elasticidade. Os deslocamentos plásticos decorrem do esmagamento e deslizamento entre pontos de

contacto e superfícies dos blocos do aterro e caracterizam-se por uma relação não linear entre a tensão e a deformação. Os deslocamentos devido à fluência verificam-se em resultado de um reajustamento, ao longo do tempo, dos blocos do enrocamento.

Como se pode verificar trata-se, no seu conjunto, dum fenómeno muito complexo. A sua abordagem tem vindo a evoluir desde os métodos empíricos e semi-empíricos, baseados no tratamento de dados de observação, até aos processos já referidos de utilização de métodos numéricos utilizando relações tensão-deformação não lineares.

Dos métodos empíricos, e por se referir a uma experiência portuguesa com barragens de aterro de enrocamento, é interessante referir o de Palma Carlos (1955) aplicado aos assentamentos, durante e após a construção, da barragem de Pego do Altar. Admite que, durante a construção, cada camada de enrocamento produziria, nas inferiores, assentamentos directamente proporcionais ao seu peso próprio e inversamente proporcionais à superfície de distribuição da carga. O coeficiente de proporcionalidade é determinado a partir do conhecimento do valor do assentamento total durante a construção da barragem (20% da altura). No caso de Pego do Altar os valores dos assentamentos calculados para cada uma das camadas na zona de jusante foram inferiores aos reais. Na zona de montante sucedeu precisamente o contrário.

É óbvio que não se trata de um método de previsão de deslocamentos. Quando muito isso seria possível para obras semelhantes construídas posteriormente e apenas para os assentamentos durante a construção.

Com base nos resultados da observação de onze barragens de aterro de enrocamento lançado, Lawton e Lester (1964) apresentaram uma lei empírica em que os assentamentos são função da altura da barragem. Essa lei é traduzida pela fórmula

$$S = \frac{H^{3/2}}{1000}$$

em que S é o assentamento em percentagem e H é a altura da barragem expressa em metros. Trata-se de assentamentos do coroamento após a construção e os autores consideram processado o assentamento total quando, durante um ano, o assentamento medido for menor do que 0,02% de H (2 cm numa barragem de 100 m de altura, por exemplo).

Com a generalização do processo construtivo da compactação dos aterros de enrocamento, a fórmula apresentada deixa de ser aplicável visto que a compactação por camadas produz uma forte redução nos assentamentos.

É extremamente interessante um estudo muito recente em que se faz uma análise dos resultados das deformações de barragens de aterro de enrocamento permitindo antecipar valores em obras a projectar (Soydemir e Kjaernsli, 1979). Refere-se ao comportamento pós-construção de vinte e três barragens de aterro de enrocamento com cortina impermeável no paramento de montante e construídas em nove países (entre os quais Portugal com as barragens de Pego de Altar e Paradela) durante os últimos cem anos. Dada a dificuldade duma análise do comportamento tensão-deformação-tempo de barragens de aterro de enrocamento e sendo essencial a compreensão desse comportamento, especialmente para projectar barragens com cortina no paramento de montante, constitui uma contribuição de muito interesse o estudo referido, permitindo estabelecer modelos empíricos para caracterizar potenciais deformações pós-construção. Pode contribuir directamente para o projecto ou como referência para detectar desvios dos comportamentos médios.

Nas figuras 2a), 2b), e 3 apresentam-se gráficos que traduzem a evolução dos deslocamentos pós-construção de barragens de aterro de enrocamento, com cortina impermeável no paramento de montante, em função da altura da barragem, do tempo e do processo construtivo do aterro (lançado-tipo A – ou compactado-tipo AA).

Outros métodos baseiam-se na teoria da elasticidade como é por exemplo o estudo de Bishop (1952) analisando a distribuição de tensões por intermédio das diferenças finitas.

Finalmente os métodos que se baseiam em relação não linear tensão-deformação e em que se aplica o método dos elementos finitos, são os de maior interesse dadas as possibilidades que oferecem para a modelação do fenómeno real da deformação (Priscu et al., 1978). Por este motivo ser-lhes-á feita seguidamente referência, descrevendo-os, ainda que sumariamente, consoante a sua aplicação se faça a barragens de aterro de enrocamento com cortina a montante ou barragens de enrocamento com núcleo. A razão desta diferenciação reside no facto de em barragens com cortina não haver submersão do enrocamento quando do enchimento da albufera, facto que não sucede com o maciço estabilizador de montante duma barragem de aterro de enrocamento com núcleo. Isto para além dos complexos fenómenos de interacção núcleo-macis

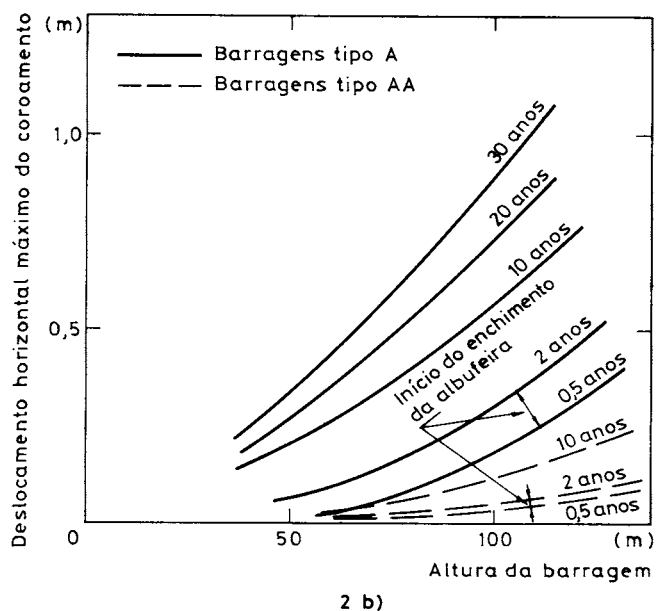
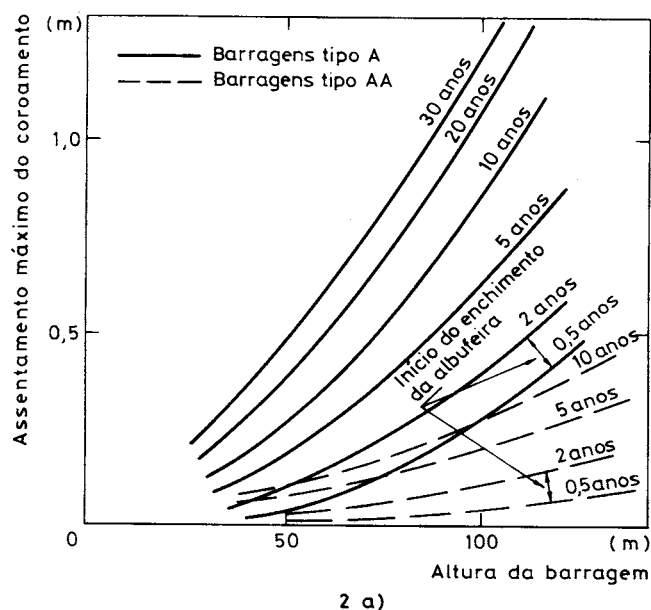


Fig. 2 – Deslocamentos máximos do coroamento em função da altura da barragem (segundo Soydemir e Kjaernsli, 1979).

2a) Assentamentos. 2b) Deslocamentos horizontais.

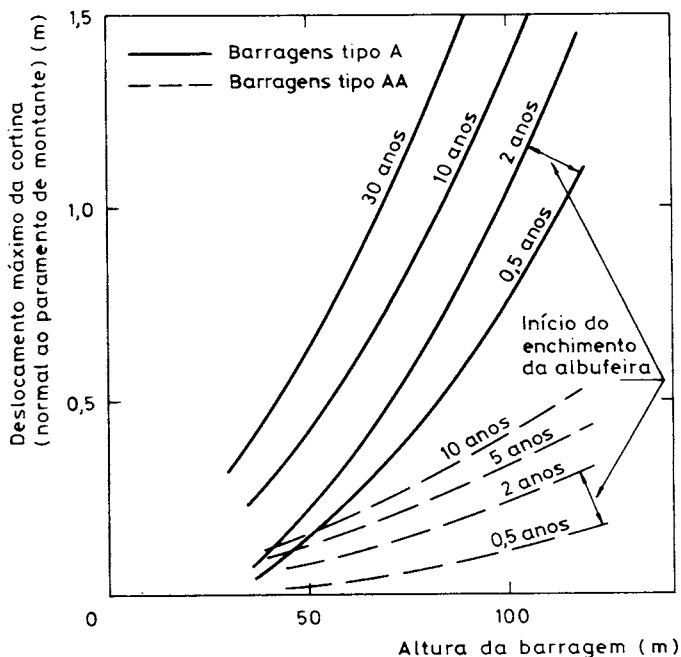


Fig. 3 – Deslocamento máximo da cortina (normal ao paramento de montante) em função da altura da barragem (segundo Soydemir e Kjaernsli, 1979).

estabilizadores.

De qualquer forma há uma fase comum, que é a de construção e que se abordará em primeiro lugar.

3.2.1 – Fase de construção

Como os aterros são construídos camada a camada há uma acumulação gradual das solicitações e não a aplicação instantânea de uma solicitação correspondente à estrutura final. Esta diferença de comportamento foi analisada em primeiro lugar e no respeitante só a tensões, por Goodman e Brown (1963).

Clough e Woodward (1967) abordaram, na situação de extensão plana, o problema duma barragem construída e solicitada incrementalmente, considerando primeiro um material elástico linear e estudando também a influência nos resultados dum material elástico-não linear. De qualquer forma, para fazer

uma análise de tensões num maciço exibindo comportamento não linear é necessário descrever, em termos quantitativos, o comportamento tensão-deformação do material, desenvolvendo técnicas que permitam incorporar aquele comportamento na referida análise.

É frequentemente utilizada a equação hiperbólica proposta por Kondner e Zelasko (1963),

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad 1)$$

em que σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, respectivamente, ε é a extensão axial e a e b são constantes determinadas experimentalmente. Assim a é o inverso do módulo tangente inicial E_i e b é o inverso do valor assintótico da tensão distorsional $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ para o qual tende a curva tensão-deformação $(\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon)$ quando a extensão é infinita.

Normalmente o valor assintótico de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é maior que a resistência à compressão $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ medida no ensaio, visto que a hipérbole não atinge o valor assintótico para qualquer valor finito da extensão. Podem relacionar-se as duas grandezas através do factor R_f de tal modo que

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad 2)$$

Experimentalmente verifica-se que $0,75 < R_f < 1,00$.

Para além da linearidade há que ter em atenção o efeito da tensão confinante, da qual dependem o módulo tangente e a resistência à compressão. De acordo com estudos experimentais, Janbu (1963) mostrou que a relação entre E_i e a tensão confinante (σ_3) seria traduzida pela expressão

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad 3)$$

onde p_a é a pressão atmosférica (nas mesmas unidades de E_i e σ_3) e em que K e n são parâmetros adimensionais que podem ser determinados marcando, em gráficos logarítmicos, pares de valores E_i e σ_3 obtidos experimentalmente. Esses valores definem uma recta cuja intersecção na origem e o coeficiente angular são respectivamente K e n .

Admitindo o critério de Mohr-Coulomb podem relacionar-se a tensão de corte na rotura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ com o ângulo de atrito φ

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 \sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad 4)$$

admitindo que σ_3 permanece constante. A partir das equações (1) a (4) podem relacionar-se tensões com extensões e pressões confinantes por intermédio de cinco parâmetros K, n, c, φ e R_f (Duncan e Chang, 1970).

Merece uma referência mais pormenorizada o método para o cálculo dos deslocamentos desenvolvido no Building Research Station (Penman et al., 1971). Recorre a uma análise elástica linear pelo método dos elementos finitos em que se utilizam os parâmetros E e ν (módulo de Young e coeficiente de Poisson), deduzidos de ensaios de compressão unidimensional com medição da tensão lateral.

Na análise das deformações atribui-se uma rigidez equivalente a cada elemento da secção transversal do maciço e cujo valor, apenas dependente da altura final na zona do elemento em causa, não varia durante os sucessivos estágios de aplicação do método (simulando as diversas etapas da construção do aterro). Na realidade Penman et al. (1971) demonstraram, através do estudo dos deslocamentos verticais que se verificam durante a construção dum aterro (com um material exibindo uma relação tensão-deformação não linear e característica dos encrocamentos), que pode ser introduzida uma rigidez equivalente de tal modo que o erro na previsão dos deslocamentos finais é mínimo.

De facto, através dum procedimento corrente, uma análise dum maciço de terra ou enrocamento torna-se complicada pelo facto de que cada camada não só aplica, devido ao respectivo peso próprio, uma carga ao maciço sobre o qual é construída, como provoca um aumento, dum modo global, da rigidez da estrutura (maciço). Terá pois essa análise de basear-se num processo incremental simulando a construção camada a camada. As deformações finais são resultado da adição das deformações incrementais e admite-se que estas não têm efeito na geometria do sistema, pelo que em todos os cálculos de rigidez, equilíbrio e compatibilidade se utilizam as dimensões iniciais. Este procedimento não é totalmente compatível com os processos normais de construção, pois enquanto o modelo analítico fornece um certo assentamento total no final da construção, na prática, a barragem acaba por ser construída com a altura exacta. O efeito desta discrepância é no entanto desprezável (Clough e Woodward, op. cit.).

Por outro lado há que ter em conta os comportamentos não lineares em termos da relação tensão-deformação. Os ensaios demonstraram que nos enrocamentos essa relação está na verdade longe de ser linear, principalmente para tensões baixas. Como se viu anteriormente, Clough e Woodward (op. cit.) mostraram como a não linearidade das propriedades tensão-deformação podem ser tidas em linha de conta modificando a rigidez de cada elemento finito no final de cada incremento da construção e de acordo com o estado de tensão calculado para o elemento. Embora simples do ponto de vista da concepção esta abordagem revela-se particularmente trabalhosa. Daí a já referida utilização dum módulo de Young equivalente constante na análise em questão.

Retomando o estudo de Penman et al. relativamente aos deslocamentos verticais internos duma camada relativamente espessa e dum material com peso próprio, à medida que vai sendo construída, considera-se o esquema representado

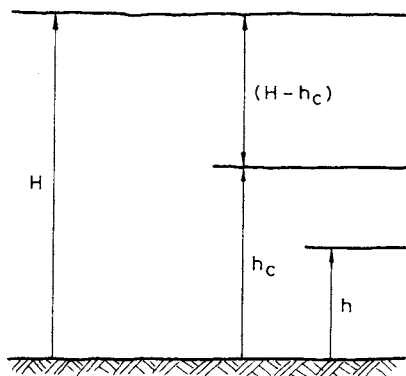


Fig. 4 – Idealização de uma camada.

na Fig. 4. Sendo a relação tensão-deformação não linear, admite-se que essa relação é do tipo

$$\sigma = a \epsilon^2 + b \epsilon \quad 5)$$

onde σ e ϵ são a tensão e extensão verticais, respectivamente. A compressibilidade, m_v , será então

$$m_v = \frac{d\epsilon}{d\sigma} = \frac{1}{\sqrt{b^2 + 4a\sigma}} \quad 6)$$

Admitindo um acréscimo de tensão $\Delta \sigma$ a partir dum valor inicial σ_i , a extensão vertical total será

$$\varepsilon = \int_{\sigma_i}^{\sigma_i + \Delta \sigma} \frac{1}{m_v} d\sigma = \frac{1}{2a} \left[(4a \sigma_i + 4a \Delta \sigma + b^2)^{\frac{1}{2}} - (4a \sigma_i - b^2)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (7)$$

De acordo com o esquema da Fig. 4 pretende determinar-se o deslocamento Δl ao nível h quando se carrega a camada existente (de altura h_c) elevando-a até à altura H .

A tensão vertical inicial ao nível h é

$$\sigma_i = \gamma (h_c - h) \quad (8)$$

em que γ é o peso específico do material. O incremento de tensão é

$$\Delta \sigma = \gamma (H - h_c) \quad (9)$$

Assim

$$\varepsilon = \frac{1}{2} a \left[4 a \gamma (H - h) + b^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2a} \left[4 a \gamma (h_c - h) + b^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

e

$$\Delta l = \int_0^h \varepsilon dh \quad (10)$$

ou

$$\Delta l = - \frac{1}{12 a^2 \gamma} \left\{ \left[4 a \gamma (H - h) + b^2 \right]^{\frac{3}{2}} - \left[4 a \gamma (h_c - h) + b^2 \right]^{\frac{3}{2}} - (4 a \gamma H + b^2)^{\frac{3}{2}} + (4 a \gamma h_c + b^2)^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (11)$$

Fazendo na equação anterior $h = h_c$, pode calcular-se o deslocamento máximo $\Delta l_{\text{máx}}$ em qualquer nível h ,

$$\Delta l_{\text{máx}} = \frac{1}{12 a^2 \gamma} \left\{ (4 a \gamma [H - h] + b^2)^{\frac{3}{2}} - (4 a \gamma H + b^2)^{\frac{3}{2}} + (4 a \gamma h + b^2)^{\frac{3}{2}} - b^3 \right\} \quad (12)$$

Para o caso da compressibilidade constante ($m_v = \text{const.}$) pode calcular-se a expressão que dá $\Delta l_{\text{máx}}$. Na realidade

$$\varepsilon = \frac{dh}{h} = \frac{\Delta l_{\text{máx}}}{h} = \int_{\sigma_i}^{\sigma_i + \Delta \sigma} m_v d\sigma = \frac{\Delta l_{\text{máx}}}{h} = m_v \Delta \sigma$$

e como $\Delta \sigma$, de acordo com a eq. (9), é igual a $\gamma (H - h_c)$ e atendendo a que $h = h_c$ vem $\Delta \sigma = \gamma (H - h)$ donde

$$\Delta l_{\text{máx}} = \gamma m_v h (H - h) \quad (13)$$

Podem comparar-se as equações (12) e (13) dando a m_v na equação (13) um valor equivalente tal que, para $h = H/2$, sejam iguais os valores de $\Delta l_{\text{máx}}$ em ambas as equações. Os autores compararam os máximos deslocamentos verticais a vários níveis, calculados a partir das duas equações, adoptando na equação (13) o referido valor equivalente de m_v . Também foram utilizados diversos valores para os parâmetros a e b da equação (5).

A conclusão é que, para qualquer nível considerado, os valores de $\Delta l_{\text{máx}}$ não diferem dum modo significativo.

Igualmente calcularam os deslocamentos verticais em vários níveis em função da altura do aterro acima de cada nível (por exemplo para $h = 0,25 H$ determina os deslocamentos verticais ao nível h provocados pelo aumento da altura da camada entre h e H ou seja $0,75 H$). As relações obtidas a partir da equação (12) são ligeiramente não lineares muito embora a relação entre σ e ε para o material seja acentuadamente não linear na correspondente gama de pressões. O valor de m_v pode ser obtido como já foi indicado. Para a equação (13) a relação entre a altura do aterro acima de h e o deslocamento vertical é, obviamente, linear. Na Fig. 5 apresentam-se graficamente os resultados para o caso em que b é nulo e em que, por uma questão de comodidade nos cálculos, se adoptou para a , γ e H , o valor unitário. As mesmas conclusões podem ser tiradas admitindo uma compressibilidade variável da forma

$$m_v = \frac{1}{c \sigma + d} \quad (14)$$

em que a relação entre ε e σ é do tipo exponencial. Penman et al. concluíram assim que é reduzido o erro resultante da utilização da equação simplificada (13) para a previsão dos deslocamentos desde que se atribua a m_v um valor adequado.

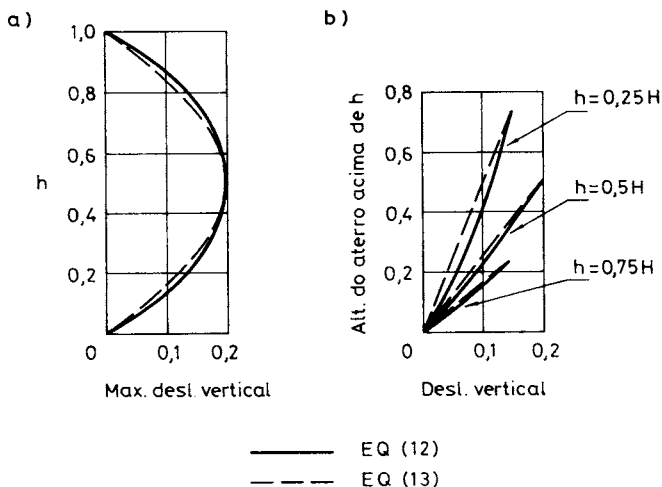


Fig. 5 – Deslocamentos verticais internos numa camada (segundo Penman et al., 1971).

a) Deslocamentos verticais máximos a vários níveis.

b) Relação entre os deslocamentos verticais a vários níveis e a altura do aterro acima de cada nível.

Esse valor da compressibilidade equivalente será o que dá um deslocamento final correcto num ponto situado a meia altura da camada.

Estas duas conclusões sugerem que o estudo da deformação de uma barragem utilizando um valor constante da compressibilidade equivalente não dá origem a erros significativos ainda que sejam não lineares as relações tensão-deformação do material.

Seguidamente descreve-se um processo de calcular um deslocamento vertical num ponto qualquer A no interior da camada. Poder-se-á assim ter um termo de comparação para os deslocamentos calculados a partir da consideração de um m_v constante, isto é, aplicando a equação (13). Através de ensaio dispõe-se da relação para o material

$$\varepsilon_v = f(\sigma_v)$$

O enrocamento subjacente ao nível A é dividido em sub-camadas cuja compressão é calculada com base na equação (15) tendo em atenção a tensão numa sub-camada σ_{vi} quando o aterro tem uma altura correspondente ao ponto A e a tensão σ_{vf} no final da construção. A extensão correspondente ao incre-

mento de σ_{vi} para σ_{vf} é então determinada a partir da curva (ϵ_v , σ_v) obtida em laboratório (eq. 15). A deformação vertical de todas as sub-camadas pode calcular-se do mesmo modo e o somatório desses deslocamentos dá o deslocamento do ponto A. A definição da compressibilidade equivalente para a camada obtém-se dividindo a extensão vertical média entre o ponto A e o fundo da camada pelo acréscimo de tensão vertical, considerando que o ponto A se situa a meio da camada.

Penman et al. (op. cit.) tomando como exemplo a barragem de Scamonden na secção instrumentada (70 m de altura), compararam os assentamentos obtidos da utilização duma compressibilidade equivalente constante com os obtidos pelo método do somatório dos deslocamentos e que se acabou de descrever. Basearam-se numa determinação laboratorial da relação entre σ_v e ϵ_v para calcular o valor da compressibilidade equivalente. Os assentamentos finais a diferentes alturas calculados pela aplicação da equação (13) e determinados pelo método do somatório dos deslocamentos verticais, são praticamente coincidentes.

Também Pells (1971) obteve, para a barragem de Bridle Drift, uma boa coincidência entre os valores teóricos dos assentamentos no final da construção obtidos da equação (13) e os valores observados.

Para aplicação ao cálculo dos assentamentos, durante a construção duma barragem de enrocamento, pode considerar-se a secção tipo dividida em fatias verticais.

Calcula-se então a compressibilidade equivalente de cada uma dessas fatias a qual será diferente quando elas exibam alturas diferentes (o aterro é por hipótese homogéneo). Há então que converter esses valores de m_v nas constantes elásticas E e ν .

Os ensaios de compressão unidimensional dão o valor de K_0 . Ora para um material elástico, pode determinar-se o coeficiente de Poisson, ν

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (16)$$

e como numa compressão confinada o módulo Young E se relaciona com a compressibilidade $m_v = (\Delta \epsilon_v / \Delta \sigma_v)$ pela expressão

$$E = \frac{1}{m_v} \left(1 - \frac{2 \nu^2}{1 - \nu} \right) \quad (17)$$

tem-se que, conhecido o valor de K_0 dos ensaios de compressão unidimensional, se pode converter m_v nas constantes elásticas pretendidas.

Outra via seria a partir da conhecida relação de Jaky (1948)

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad 18)$$

que combinada com a equação (16) daria

$$v = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad 19)$$

o que permitiria determinar E e v com base no ângulo de atrito. Deve no entanto ter-se em atenção as dificuldades na previsão do valor de φ exibido pelo enrocamento no protótipo.

Do exposto verifica-se que convertendo m_v em E pode obter-se a variação do E em função da altura h do enrocamento,

$$E = f(h) \quad 20)$$

O conceito de compressibilidade equivalente conduz assim à idealização duma barragem constituída por um material que, em qualquer secção vertical, tem uma compressibilidade constante em profundidade. O valor desta é determinado pela altura final do aterro (equação 20) de tal modo que, na zona dos paramentos, vai diminuindo gradualmente até ao pé dos taludes. Pode pois efectuar-se um cálculo elástico pelo método dos elementos finitos considerando uma malha em que é possível distinguir sucessivas fatias verticais. Aos elementos de cada uma destas fatias serão atribuídos valores constantes de E e v.

Resta verificar se o comportamento dos enrocamentos (fundamentalmente não-elástico, com extensões irreversíveis e com incrementos de extensão não só dependentes dos incrementos de tensão mas também do estado e história de tensões) nas condições de tensão que se verificam nos aterros (geralmente não correspondentes à compressão unidimensional) pode ser previsto por uma teoria elástica baseada em resultados obtidos de ensaios de compressão unidimensional.

Na realidade em diversas barragens de enrocamento inglesas tais como as de Scammonden (Penman et al., 1971), Llyn Brianne (Penman e Charles, 1973) e Winscar, uma análise pelo método dos elementos finitos nos moldes descritos tem fornecido resultados que se ajustam bem aos cuidadosamente observados durante a construção através duma aparelhagem por vezes extremamente sofisticada (Charles, 1976). Eisenstein (1974) também exprimiu a opinião que estes métodos mais simples têm dado melhores resultados do que o recurso a técnicas mais complicadas. Tem-se assim que não obstante certos contrastes que à

primeira vista poderiam ser desencorajadores, os métodos apresentados se revelam bastante promissores.

A confirmá-lo está o facto de Penman e Charles (1975) terem publicado recentemente as previsões para os deslocamentos da membrana de betão asfáltico do paramento de montante da barragem de Winscar, após o primeiro enchimento. Trata-se, de acordo com a classificação das previsões em engenharia civil apresentada por Lambe (1973), duma previsão tipo A (antes do acontecimento) o que, se não permite, obviamente, verificar o método, demonstra a confiança que nele os autores depositam.

Charles (1976), num trabalho de grande interesse, investigou sobre os motivos pelos quais os parâmetros tensão-deformação deduzidos dos ensaios de compressão unidimensional permitem uma tão razoável previsão das deformações dos maciços de enrocamento. Assim, analisou primeiramente as trajectórias de tensão típicas observadas em aterros de materiais não coesivos, tendo em seguida estudado laboratorialmente o comportamento, no respeitante a deformações, dum material modelo de um enrocamento quando submetido a ensaios de corte em compressão triaxial para diferentes relações constantes $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$.

Relativamente à primeira parte pôde concluir que é muito grande a variedade de trajectórias de tensão pelo que a realização de ensaios para deduzir adequados parâmetros tensão-deformação, com trajectórias de tensão muito cingidas às do protótipo, é tarefa particularmente difícil. Também as grandes rotações que se verificam nas tensões principais do aterro real são difíceis de simular nos ensaios comuns de laboratório. Finalmente pode concluir-se que as trajectórias de tensão nos maciços de enrocamento se caracterizam por grandes acréscimos da tensão média, p , acompanhados por ligeiras modificações na relação $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$. Esta verificação é muito importante na investigação em causa visto que sendo os ensaios de compressão unidimensional caracterizados por um estado de tensão em que $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$ é praticamente constante, este tipo de ensaio surge naturalmente como um bom ponto de partida.

Os ensaios triaxiais conduzidos sobre um material modelo de enrocamento e interpretados com base na teoria elástica, fornecem razoáveis previsões da extensão volumétrica, ϵ_v , em função de p e de ϵ_3 / ϵ_1 em função de $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$ para uma gama de valores de σ_1 / σ_3 compreendida entre 1,25 e 3. Mesmo quando as trajectórias de tensão se afastaram duma relação $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$ constante, quer aumentando com $\bar{\sigma}_3$ constante, quer diminuindo com $\bar{\sigma}_1$ constante, os ensaios de compressão unidimensional permitiram ainda uma razoável previsão do com-

portamento global do ponto de vista da deformação.

Acrescenta-se ainda que o ensaio de compressão unidimensional satisfaz, além dos condicionamentos triaxiais ($\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$), os de extensão plana ($\epsilon_2 = 0$), pelo que parece plausível que os parâmetros elásticos dele derivados possam prever igualmente o comportamento resultante de trajectórias de tensão em condições de extensão plana.

Finalmente em situações próximas da rotura, as deformações previstas pelas técnicas que se vêm descrevendo mostram-se inadequadas. Os ensaios revelaram que se podem considerar nesse caso as zonas em que o coeficiente de segurança, F , seja menor ou igual a 1,2. No entanto os resultados de observação de tensões em barragens e respectiva análise sugerem que F é superior a 1,2 em quase toda a zona dos maciços de enrocamento.

Dos estudos de Charles pode pois concluir-se da fundamentação para os bons resultados na previsão de deslocamentos durante a construção com base em parâmetros elásticos deduzidos de ensaios de compressão unidimensional. Trata-se duma abordagem simples mas na realidade só serão possíveis significativas melhorias se se recorrer a técnicas sofisticadas de ensaio laboratorial envolvendo condições de extensão plana e formas de avaliar o efeito das rotações na direcção das tensões principais.

3.2.2. – Fase correspondente ao primeiro enchimento

As análises descritas permitem, como já foi focado, prever as deformações durante a construção duma barragem de aterro de enrocamento de qualquer tipo e também, após o enchimento dum albufeira, quando a barragem de enrocamento tem uma cortina a montante.

Para o caso em que haja submersão do enrocamento (barragens com núcleo central, por exemplo) haverá que ter em atenção que se geram deformações na estrutura (Alberro et al., 1976) devidas a

- a) saturação do maciço estabilizador de enrocamento de montante o que provoca rotura de elementos de rocha e seu consequente reajustamento.
- b) diminuição do peso específico do mesmo maciço devido à acção da impulsão.
- c) impulso da água sobre o núcleo impermeável.

Embora estes fenómenos ocorram simultaneamente tem-se verificado que nas barragens de enrocamento, quando se inicia o enchimento, é mais notório o descrito em a) dando origem a um deslocamento da barragem para montante.

À medida que o enchimento prossegue o efeito c) induz deslocamentos para jusante que se contrapõem aos deslocamentos provocados pelo efeito a). Os deslocamentos devidos a b) manifestam-se muito lentamente.

Seguidamente descreve-se uma possível forma de representar, pelo método dos elementos finitos, estes três efeitos.

Efeito da saturação do enrocamento da zona de montante

Alberro e Léon (1971-a e 1971-b) apresentaram o modelo representado na Fig. 6 para simular o efeito da saturação e cuja validade é experimentalmente verificada pelo facto de muitos solos sofrerem, por saturação, um colapso de uma magnitude tal que o índice de vazios atingido é muito semelhante ao que se obteria sujeitando o material pré-saturado às mesmas cargas.

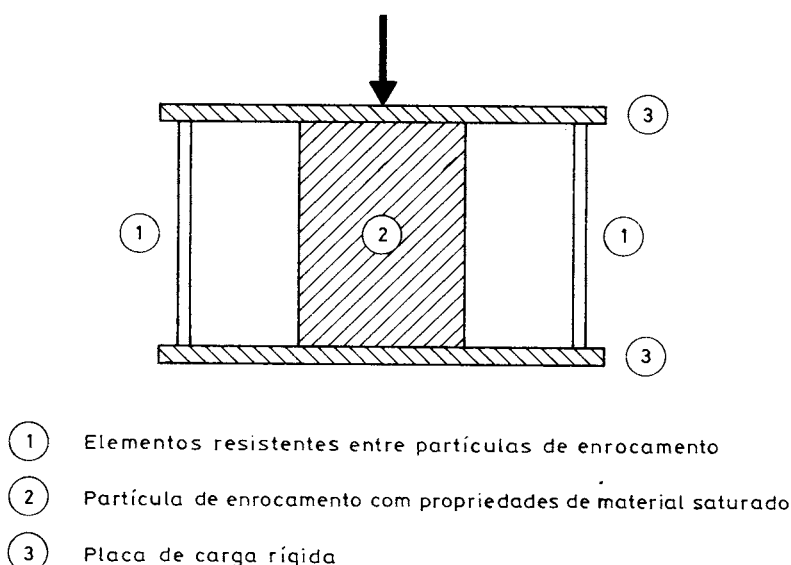


Fig. 6 – Modelo de um elemento de enrocamento no estado seco (segundo Alberro et al., 1976).

Quando da saturação, os elementos resistentes do modelo rompem, transferindo-se toda a carga aplicada para o núcleo. Para quantificar o incremento de carga que sofre o elemento de enrocamento saturado é necessário conhecer as propriedades do enrocamento saturado para o que se torna necessário realizar

ensaios edométricos.

Sendo E e ν o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material no estado seco tem-se que, para um dado nível de tensões σ_1 e σ_3 e atendendo ao confinamento lateral

$$\sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_1$$

A extensão axial ε_1 será

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - 2 \nu \sigma_3) = \frac{1}{E} \left(1 - \frac{2 \nu^2}{1 - \nu}\right) \sigma_1 \quad (22)$$

Derivando a eq. (22) vem

$$\frac{d\varepsilon_1}{\varepsilon_1} = \frac{dE}{E} + \frac{d \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right)}{\left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right)} + \frac{d\sigma_1}{\sigma_1}$$

Quando se procede à saturação do material, mantendo σ_1 constante, verifica-se que σ_3 não varia, pelo que ν não é afectado pela saturação.

Assim

$$\frac{d\varepsilon_1}{\varepsilon_1} = - \frac{dE}{E} \quad (23)$$

e como

$$dE = E_{\text{sec}} - E_{\text{sat}}, \quad d\varepsilon_1 = de \quad \text{e} \quad \varepsilon_1 = e_0 - e$$

em que E_{sec} e E_{sat} são os módulos de elasticidade do material seco e saturado, respectivamente, e_0 é o índice de vazios inicial, e o índice de vazios final antes da saturação e e o decréscimo do índice de vazios induzido pela saturação, vem

$$E_{\text{sat}} = E_{\text{sec}} \left(1 - \frac{de}{e_0 - e}\right) \quad (24)$$

Designado por $(\delta)_e$ a matriz deslocamento dos nós do elemento considerado, $[B]$ a que relaciona as extensões e os deslocamentos do elemento e $[D]_{\text{sec}}$

a de elasticidade do material no estado seco, será

$$\begin{aligned}(\epsilon)_{\text{sec}} &= [B] (\delta)_e \\ (\sigma)_{\text{sec}} &= [D]_{\text{sec}} [B] (\delta)_e\end{aligned}\quad 25)$$

em que $(\epsilon)_{\text{sec}}$ e $(\sigma)_{\text{sec}}$ são as matrizes de extensão e tensão do elemento no estado seco, respectivamente. O núcleo do material saturado do modelo será submetido a um estado de tensão igual a

$$(\sigma)_{\text{sat}} = [D]_{\text{sat}} [B] (\delta)_e \quad 25 a)$$

em que $[D]_{\text{sat}}$ é a matriz elasticidade do elemento no estado saturado.

As tensões absorvidas pelos elementos resistentes do modelo são portanto

$$(\sigma)_{\text{sec}} - (\sigma)_{\text{sat}}$$

e as forças exteriores equivalentes a estas tensões são

$$(F)_{\text{eq}} = [B]^T (\sigma)_{\text{sec}} - (\sigma)_{\text{sat}} \quad t \Delta \quad 26)$$

em que t e Δ são a espessura e a área do elemento, respectivamente.

Os resultados experimentais permitem quantificar o valor de $[de/(e_0 - e)]$ na eq. (24) pelo que

$$\begin{aligned}E_{\text{sat}} &= K E_{\text{sec}} \\ v_{\text{sat}} &= v_{\text{sec}}\end{aligned}\quad 27)$$

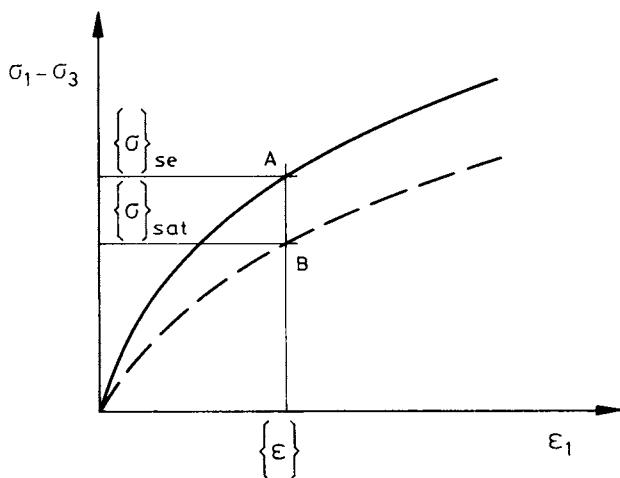
Atendendo às eq. (25) e (25 a) e à eq. (26) vem

$$(F)_{\text{eq}} = [B]^T [D]_{\text{sec}} [B] (\delta)_e - [D]_{\text{sat}} [B] (\delta)_e \quad t \Delta$$

logo, em virtude da relação entre os módulos de elasticidade traduzida pela eq. (27)

$$(F)_{\text{eq}} = (1 - K) [B]^T (\sigma)_{\text{sec}} \quad t \Delta \quad 28)$$

O elemento de enrocamento no estado seco, submetido a um estado de tensão representado pelo ponto A da Fig. 7, suportará, após a saturação, tensões iguais à soma das representadas pelo ponto B e as induzidas pelas forças equivalentes anteriormente calculadas.



$\sigma_1 - \sigma_3$	Diferença entre tensões principais, em kgf/cm ²
ϵ_1	Extensão principal máxima
—	Curva tensão-extensão do enrocamento no estado seco para uma pressão de confinamento σ_3
- - -	Curva tensão-extensão do enrocamento no estado saturado para a mesma pressão de confinamento σ_3
A	Estado no final da construção
B	Estado no final do primeiro enchimento

Fig. 7 – Comportamento de um elemento de enrocamento sob o efeito da saturação (segundo Alberro et al., 1976).

Efeito da diminuição do peso específico devido à submersão do enrocamento de montante

Como consequência do enchimento da albufera, os esforços efectivos que actuam no maciço de enrocamento de montante e nos materiais adjacentes das zonas de transição e filtros, diminuem, provocando um fenómeno de descarga. Não se podem assim utilizar os módulos de deformabilidade correspondentes à fase de construção (aumento contínuo da carga). Tem de haver assim uma hipótese complementar sobre as características tensão-deformação na descarga.

A maioria dos materiais aumenta de volume na descarga. Essa expansão depende essencialmente do módulo de deformabilidade na descarga que se pode

considerar igual ao módulo tangente inicial da curva tensão-extensão axial, obtida com σ_3 constante. Para saber qual o módulo adequado a cada elemento define-se o processo de carga como aquele em que σ_1/σ_3 aumenta e de descarga, aquele em que aquela relação diminui.

Com base nestes considerandos é o seguinte o modo de proceder para ter em atenção o efeito da submersão:

- a) aplicar nos nós da zona de montante forças concentradas equivalentes à impulsão nessa zona.
- b) calcular o respectivo efeito supondo que os módulos de elasticidade dos elementos são os correspondentes ao estado de tensão no final da construção (primeira iteração).
- c) comparam-se as tensões assim obtidas com as anteriores em termos da relação $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$.
- d) o módulo da deformabilidade de qualquer elemento que haja sofrido descarga devido à impulsão admite-se igual ao módulo tangente inicial da curva tensão distorsional-extensão correspondente.
- e) com esses valores do módulo de deformabilidade aplicam-se de novo nos nós as cargas concentradas devidas à impulsão, calculando-se as tensões correspondentes.
- f) repetem-se os passos b) a e) tantas vezes quantas as necessárias para assegurar que os resultados de iterações sucessivas sejam aproximadamente iguais.

Efeito do impulso da água sobre o paramento de montante do núcleo

Para ter em conta o efeito desta solicitação procede-se de forma análoga à do cálculo do efeito da impulsão.

A sobreposição dos efeitos que se acabam de descrever não é estritamente válida dado que se trata de materiais com comportamento não linear. Assim o processo mais adequado seria o de calcular as variações de tensão e extensão na barragem numa forma incremental, isto é, procedendo ao enchimento por etapas sucessivas. Verifica-se no entanto, na prática, que a magnitude das forças que derivam do enchimento é reduzida quando comparada com a das devidas à fase de construção, pelo que se pode considerar, sem perda apreciável de precisão, o enchimento numa só fase.

3.2.3 – *Outros modelos de cálculo*

Outros modelos (como os elasto-plásticos, por exemplo) e outras situações (designadamente a análise do comportamento do núcleo de barragens de aterro de enrocamento tentando quantificar a influência de parâmetros tais como a posição em relação aos maciços estabilizadores de enrocamento, grau de compactação e teor em água de colocação, etc.) têm vindo a ser estudados por diversos autores. Frequentemente os resultados são comparados com os elementos disponíveis sobre o comportamento das barragens para avaliar sobre a adequabilidade do modelo e correspondentes parâmetros reológicos. Assim referem-se os trabalhos de Naylor (1975) recorrendo a modelos tais como o elástico não-linear e o elasto-plástico baseado nos “estados críticos” e aplicando-os a uma barragem (fictícia), com um núcleo central, em situação muito próxima do equilíbrio limite. Concluiu que as deformações para estados de tensão vizinhos da cedência são muito dependentes das características do modelo não-linear, sugerindo que um modelo elástico linear pode dar melhores previsões do que um modelo não-linear deficientemente concebido.

Sharma et al. (1975), numa análise do comportamento de barragens de enrocamento com núcleos verticais ou inclinados, concluíram que, sobretudo na transição para montante dos núcleos inclinados, a mobilização das tensões tangenciais é muito elevada sendo frequentes as situações de rotura. Tal facto derivaria da hipótese de continuidade ao longo da interface transição-enrocamento onde, na realidade, se deve dar um certo deslizamento. Sugerem que o comportamento dessa zona seria adequadamente representado por um elemento de junta em vez dos elementos parabólicos utilizados.

Skermmer (1973), comparando os dados da observação da barragem de El Infiernillo (México) com os resultados duma análise pelo método dos elementos finitos (m.e.f.) utilizando parâmetros dos solos com características não lineares, verificou que havia um bom ajustamento das transições do núcleo e dos enrocamentos lançados, outrotanto não sucedendo nas zonas dos enrocamentos compactados. Sublinhou que um melhor conhecimento do comportamento do solo do ponto de vista de deformação, traria imensos benefícios para a análise de estruturas de aterro pelo m.e.f..

O mesmo autor (1975) refere estudos relativos à barragem de Mica (Canadá) em que, face às deformações medidas, se ajustam os parâmetros que traduzem a deformabilidade dos materiais, de molde a que os resultados

do cálculo se ajustem aos valores observados. Na aplicação do m.e.f. recorreu a um processo incremental de elasticidade variável, com os valores E e ν variando com a tensão confinante e distorsional.

No caso dos maciços estabilizadores (areia e burgau) os valores de E obtidos são muito mais elevados (500 Kgf/cm^2) que os deduzidos dos ensaios de laboratório e o autor sugere que tal se deveria a facto da compactação com cilindros vibradores de materiais granulares produzir materiais com uma rigidez não susceptível de ser reproduzida pela compactação em laboratório. Friza também que a situação ideal seria a de as barragens serem construídas com núcleo e maciços de enrocamento com deformabilidades semelhantes, o que na prática, reconhece, é quase impossível de obter.

Kulhawy e Gurtowski (1976) efectuaram um estudo paramétrico no sentido de investigar a relação entre a geometria das barragens de enrocamento com núcleo e a reologia dos materiais (enrocamento mais ou menos deformáveis e núcleo com vários teores em água de compactação) com o grau e sentido de transferências de tensões entre o núcleo e os maciços estabilizadores e o potencial de fracturação hidráulica. Entre as conclusões assinala-se que as barragens que exibem menor potencial de fracturação (menor probabilidade de se verificar esse fenómeno) são as que têm taludes pouco inclinados, núcleos espessos e inclinados, maciços estabilizadores medianamente compactados e núcleos compactados do lado seco. Resta acrescentar que a transferência de tensão do núcleo para os maciços favorece a fracturação hidráulica (horizontal transversal e vertical transversal) e que nesses casos se verifica que, perto do coroamento, há uma inversão no sentido da transferência das tensões dos maciços para o núcleo. Os autores apontam este fenómeno como o responsável pelo aparecimento de fendas longitudinais nas zonas do núcleo perto do coroamento.

Tendo presente não só a experiência genérica com modelos elásticos lineares (assunto a que se fez referência com um certo pormenor) como com os modelos elásticos não-lineares e elasto-plásticos (aspecto que se abordou numa óptica qualitativa), escrevia Burland muito recentemente (1978) que “não há vantagens em executar análises de deformações não-lineares muito sofisticadas se não se determinaram com precisão as tensões “in situ” ou se se despreza a variação do módulo tangente inicial com a profundidade. Além disso a incorporação da não-linearidade e de outros aspectos mais complexos não se traduz necessariamente em melhores previsões. Quando a utilização duma certa relação não-linear pode parecer razoável ao ser aplicada a trajectórias de tensão

simples obtidas em laboratório, a mesma relação pode revelar-se perfeitamente inadequada quando se trata das complexas variações de tensão que ocorrem nos maciços reais”. Burland não se refere especificamente a barragens de aterro de enrocamento mas todo o anteriormente exposto indica ser pertinente estender as suas considerações a este campo da engenharia geotécnica.

Como se pode verificar, os recentes métodos de cálculo permitem a previsão de deformações e de tensões. Tais métodos baseiam-se em modelos matemáticos sucessivamente melhorados no sentido de traduzirem numa forma mais conveniente o comportamento reológico dos materiais dos aterros.

Para além dos parâmetros a introduzir nos modelos levantarem a questão da adequabilidade da sua determinação por via experimental, acontece que, como já se referiu, o refinamento dos modelos nem sempre se verifica compensador do ponto de vista prático.

O facto a salientar é que o projectista passa a dispor duma informação quantitativa das tensões e das deformações. Como o objectivo último do projecto é a optimização da relação custo-segurança há que dispor de critérios de análise das tensões e deformações numa perspectiva da referida optimização. Mas de momento a apreciação da informação quantitativa que os novos métodos fornecem é apenas de natureza qualitativa.

Na realidade uma das componentes do conjunto ou cadeia de procedimentos que constituem um projecto de engenharia é a experiência. É essa experiência que vai permitir o cálculo do coeficiente de segurança admissível para uma dada estrutura, uma medida que é conseguida muitas vezes com dificuldade e unicamente após inúmeras tentativas (Harr, 1977). É o caso dos métodos de equilíbrio limite, por exemplo, onde a experiência é tão determinante na fixação dum coeficiente de segurança admissível obtido pelos referidos métodos.

Se é evidente que a falta de experiência com uma dada estrutura de solo, sob a acção de solicitações desconhecidas, não permite estimar o grau de confiança com que um método de cálculo convencional pode ser aplicado a situações ainda por verificar (Harr, op. cit.), a aplicação de métodos novos, com dados e resultados diferentes dos tradicionais, levanta também a questão dos critérios aplicáveis à determinação dum coeficiente de segurança admissível.

Como já se referiu a experiência é um dos elos da cadeia de procedimentos que dão forma a um projecto de engenharia. E, como salienta Harr (op. cit.), a resistência de uma cadeia é a do elo menos resistente.

4 – FLUÊNCIA

Como já foi referido no capítulo anterior os deslocamentos nas barragens de aterro prolongam-se para além do final de construção e são fundamentalmente provocados, nos aterros de enrocamento, por um reajustamento dos blocos de rocha. Há uma certa analogia com a consolidação secundária ou secular dos solos e, tal como nestes últimos, também a fluência nos enrocamentos não deixa de ser um fenómeno contemporâneo com a fase de construção.

Mas como não há nenhum excesso de pressão neutra associado, mesmo no caso do enrocamento saturado, a deformação resultante é fluência, diferindo literalmente do fenómeno da consolidação tal como foi descrito por Terzaghi.

Estes assentamentos têm reflexo na fixação da folga e no tratamento a dar a zonas de aterros adjacentes a estruturas rígidas ou onde os assentamentos diferenciais possam ter repercussões negativas no comportamento desses mesmos aterros (fissuração, principalmente em elementos rígidos de estanqueidade).

Na Fig. 8 apresenta-se a evolução dos assentamentos no coroamento de três barragens de enrocamento lançado (Salt Springs, Dix River e Bear Creek) e quatro de enrocamento compactado, figurando ainda os de uma barragem de aterro de solo (Selset) para comparação (Penman, 1971). Os assentamentos registados incluem não só os da própria consolidação dos aterros com os devidos a eventuais assentamentos da fundação e às extensões horizontais geradas no corpo da barragem.

Sowers et al. (1965) sugeriram que os assentamentos pós-construção poderiam ser estimados a partir da expressão:

$$\delta\epsilon = \alpha (\log t_2 - \log t_1) \quad 29)$$

em que $\delta\epsilon$ é a extensão verificada entre os tempos t_1 e t_2 . Segundo os mesmos autores e com base na observação de 14 barragens o valor de α variaria entre 0,2 e 0,7. Os resultados da Fig. 8 indicam que a inclinação das curvas, logo dos valores de α , cresce com o tempo, mas a hipótese de um α constante já dá uma indicação dos assentamentos esperados.

Em laboratório, 70 a 90% da compressão verificada em 24 horas pode ocorrer alguns minutos após a aplicação da carga e pode ser encarada como assentamento imediato, muito embora não seja distinto do processo global. O assentamento a longo prazo é normalmente representado em função do logaritmo do tempo, resultando muitas vezes um andamento linear (Parkin, 1977).

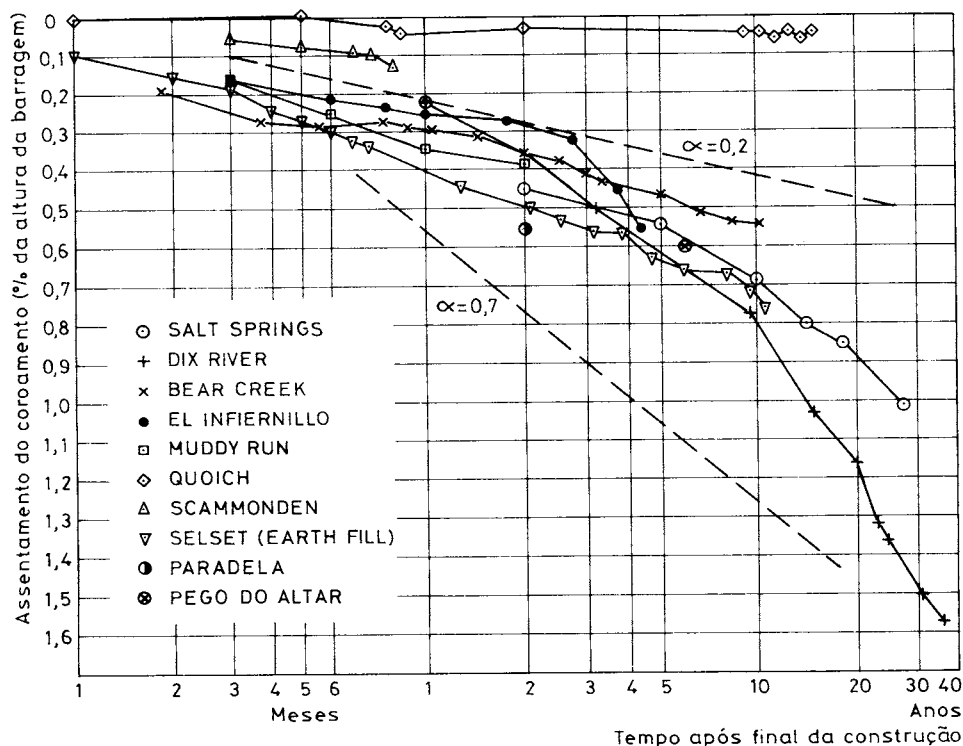
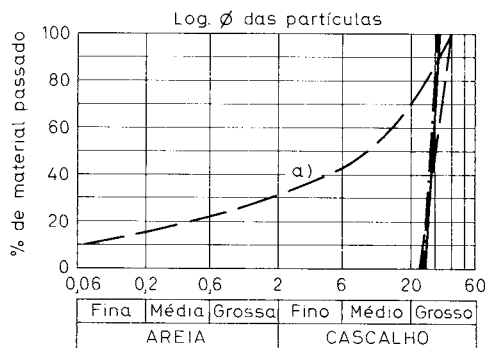
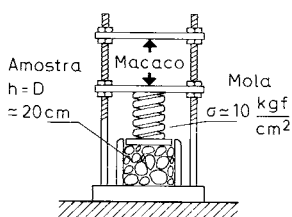
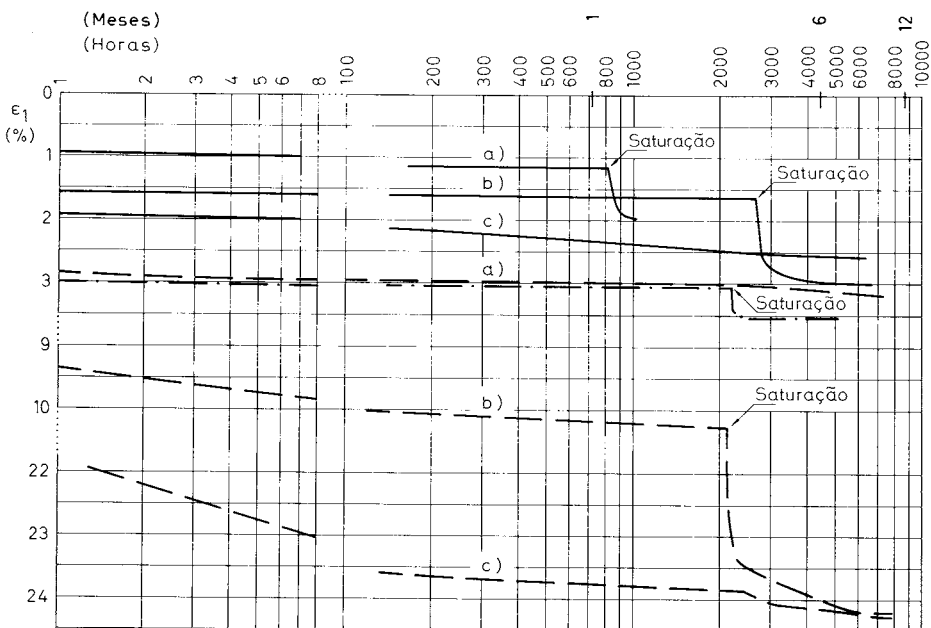


Fig. 8 – Assentamentos do coroamento de algumas barragens de aterro de enrocamento, após a fase de construção (segundo Penman, 1971).

Na Fig. 9 apresentam-se resultados de ensaios de fluência em curso no LNEC e que abrangem um período de tempo que nalguns ensaios se aproxima de um ano.

Como pode verificar-se nestes ensaios o valor de α da expressão (29) parece ser menor do que o deduzido da observação do comportamento das barragens. De acordo com Sowers et al. (1965) os valores de α em laboratório são geralmente metade dos valores de campo. Não adiantam explicação para o facto, mas uma possível é a de que o ensaio no laboratório introduz menores tensões tangenciais (é um ensaio tipo K_0) do que as que se instalam nas barragens (onde pode haver apreciáveis extensões horizontais). A diferença nos valores de α estaria assim ligada a uma deficiente simulação da situação real, da qual só se aproximaria razoavelmente para os elementos de volume situados na zona central da barragem.



- $G = 2,66$ — GABRODIORITO — { a) Seco ($e_0 = 0,69$)
 (Pedreira de Sines) { b) Seco ($e_0 = 0,69$)
 c) Saturado ($e_0 = 0,69$)
- $G = 2,60$ — CALCÁRIO — Seco ($e_0 = 0,73$)
 (Pedreira de S. Gens, Montemor-o-Velho)
- $G = 2,65$ — XISTO — { a) $w_{comp} = \text{opt. (c/ finos, } e_0 = 0,37)$
 (B gem de Meimoa) { b) Seco ($e_0 = 0,78$)
 c) Saturado ($e_0 = 0,83$)

Fig. 9 – Ensaio de fluência (L.N.E.C.).

A representação semi-logarítmica e respectiva interpretação tem sido posta em causa. De acordo com Penman (1971), por exemplo, α tenderia a aumentar com o tempo. Também se verifica que o traçado dos gráficos é frequentemente indefinido (Parkin, op. cit.). É o caso da origem dos tempos que, no caso da expressão (29), se admitiu ser a correspondente à construção de metade da barragem. Deste modo os resultados são muitas vezes indefinidos, susceptíveis de mais do que uma interpretação, pelo que as previsões a longo prazo são sujeitas a um certo grau de incerteza.

É interessante verificar que os valores dos assentamentos numa barragem de terra (Selset) não são muito diferentes dos das barragens de enrocamento. Como curiosidade incluem-se os assentamentos das barragens de Paradela e Pego do Altar ao fim de 2 a 6 anos, respectivamente (Fig. 8).

Muito recentemente Priscu et al. (1978) utilizaram, para uma previsão de assentamentos, uma relação tensão-extensão baseada num modelo visco-elástico-plástico, tendo igualmente desenvolvido uma técnica para a sua exploração através do método dos elementos finitos. Essa relação tensão-extensão, dependente do tempo com que pretendem descrever o processo de deformação do aterro numa barragem de enrocamento, baseia-se no modelo mecânico representado na Fig. 10a).

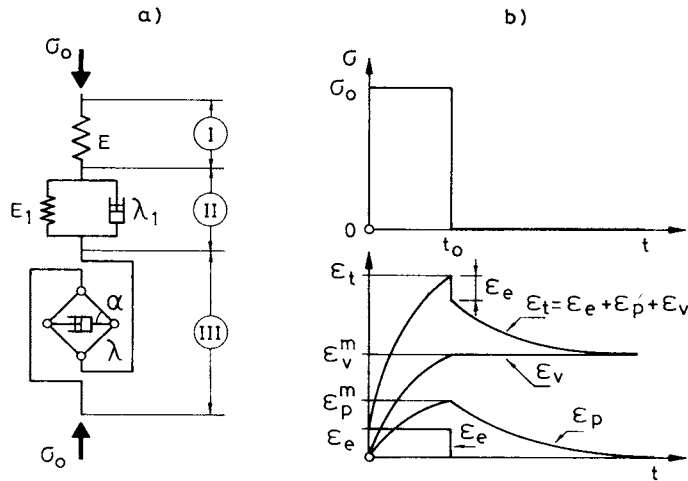
O elemento de Hooke traduz as deformações elásticas do enrocamento e é quantificado através do módulo de elasticidade, E , dependente da natureza da rocha. O modelo de Kelvin reproduz os deslocamentos plásticos recuperáveis. Quando submetido a cargas alternadas origina os ciclos histeréticos em diagrama (σ , ϵ) evidenciando assim a capacidade de dissipação de energia do modelo. É caracterizado pelos parâmetros E_1 e λ_1 , ambos dependentes da natureza da rocha. Finalmente o sistema de barras articuladas associadas ao elemento de Maxwell é o modelo com que se reproduzem os movimentos devidos à fluência. São irreversíveis, evanescendo no tempo para tensões de compressão e tendendo para infinito para tensões tangenciais. Utiliza os parâmetros α e λ . O primeiro caracteriza a capacidade do enrocamento, variável com a tensão e o tempo (no modelo, quanto maior α menor a força que actua no elemento de Maxwell). Na natureza, o grau de compactação determina o número de contactos entre blocos, logo as tensões que se instalam nesses contactos, logo ainda as deformações. O parâmetro λ caracteriza a resistência ao esmagamento das zonas de contacto e o amolecimento progressivo da rocha.

As componentes da extensão reproduzidas pelos três modelos, bem como

a extensão reproduzida pelo conjunto, estão representadas na Fig. 10b) para o caso dum maciço de enrocamento carregado a tensão constante durante um período limitado que preceda a descarga.

Para aplicação deste modelo há que determinar experimentalmente (em laboratório e “in situ”) os parâmetros E , E_1 e λ_1 já descritos e um quarto, C , denominado factor de fluxo viscoso, que é função de λ e α .

Por esta via os autores calcularam os assentamentos da barragem de enrocamento de Lesu (Roménia) terminada em 1972. Embora se trate de uma análise à posteriori e com parâmetros deduzidos dos assentamentos medidos, é interessante o ajustamento conseguido entre os valores medidos e os valores obtidos no cálculo.



- a) Modelo mecânico
- b) Componentes da extensão
- Ⓘ Modelo de Hooke
- Ⓜ Modelo de Kelvin
- Ⓢ Modelo da fluência decrescente no tempo
- e Elástico
- p Plástico
- v Fluxo viscoso

Fig. 10 – Modelo visco-elástico-plástico (segundo Priscu et al., 1978).

Como se pode verificar o fenómeno da fluência nos enrocamentos é muito complexo e difícil de abordar através do estabelecimento de apropriadas equações constitutivas, sendo ainda necessários um grande esforço no domínio dos ensaios de laboratório e de campo de molde a obter parâmetros mais adequados e precisos.

5 – BREVE REFERÊNCIA ÀS MODERNAS TENDÊNCIAS DO PONTO DE VISTA CONSTRUTIVO

A tendência moderna na construção de aterros de enrocamento é compactá-los com cilindros vibradores pesados de modo a obter um maciço pouco deformável e a reduzir assim a interacção com os filtros. A eficiência deste procedimento depende principalmente da granulometria. A exploração das pedreiras produz geralmente um material mal graduado ($3 < C_u < 5$) o qual, mesmo compactado em camadas de espessura inferior a 0,6 m, pode exibir compressibilidade elevada (Alberro e Marsal, 1976). A rotura de elementos (Marsal, 1972) devido à magnitude das forças de contacto, no caso de barragens altas, origina reajustamentos importantes da estrutura granular durante a construção. Pode ainda acrescentar-se o efeito da primeira submersão do enrocamento (barragens de aterro de enrocamento com núcleo) que origina rotura adicional das partículas, a qual depende das características mineralógicas e mecânicas da rocha utilizada (Marsal, op. cit.). O mesmo material quando bem graduado, em igualdade de condições, exhibe fractura muito menor de grãos dado que são notavelmente menores as forças de contacto. Daí que se recomende a utilização de cascalhos arenosos nos maciços estabilizadores permeáveis ou proceder ao processamento do produto da pedreira recorrendo a britadeiras e crivos de grande dimensão.

Há também que repensar os critérios de compactação dos filtros. Uma boa compactação dos filtros dum núcleo numa barragem de enrocamento pode traduzir-se uma elevada concentração de tensões nessa mesma zona. Com a ajuda do método dos elementos finitos é possível quantificar o módulo de deformabilidade inicial, o que permite estabelecer a densidade relativa correspondente de molde a propiciar uma transferência gradual de tensões do núcleo para os maciços estabilizadores (Alberro e Marsal, op. cit.).

Relativamente ao adicionamento de água durante a compactação de enrocamentos, tanto os ensaios de laboratório como as medições “in situ” eviden-

ciaram duma forma nítida que enrocamentos secos submetidos a um dado estado de tensão e após terem atingido uma situação de equilíbrio, sofrem, com a molhagem, subsequentes deformações. A quantidade de água necessária para minimizar aquele efeito depende do tipo de rocha, podendo variar entre os 150 a 300 litros por metro cúbico de aterro compactado. Recentemente, a adição de água durante a colocação em aterro dos enrocamentos é uma condição sempre exigida nas especificações construtivas (Wilson e Marsal, 1978).

6 – ALGUNS ELEMENTOS DE NATUREZA ESTATÍSTICA SOBRE ACIDENTES E DETERIORAÇÕES DE BARRAGENS DE ATERRO DE ENROCAMENTO

Como já foi salientado a experiência é um factor muito importante no dimensionamento das barragens de aterro de enrocamento. Um dos processos de contactar com a experiência, ainda que limitada, é analisar os casos de mau comportamento das obras. Julgou-se pois conveniente apresentar alguns elementos de natureza estatística obtidos de um trabalho recentemente efectuado no âmbito do Comité de Deteriorações de Barragens da Comissão Internacional das Grandes Barragens (1979). Esses elementos, relativos a barragens de aterro de enrocamento, foram colhidos por Veiga Pinto (1979) a partir do referido relatório, o qual abrange todos os tipos de barragens. O número de acidentes relatados em barragens de aterro de enrocamento é de 96.

Assim, e no que diz respeito à relação entre a percentagem de acidentes e deteriorações e a época de construção da barragem, tem-se

QUADRO 6.I

ANO DE CONCLUSÃO DA BARRAGEM	% DO TOTAL DOS ACIDENTES RELATADOS
Antes de 1940 (inclusivé)	24
1940 a 1960 (inclusivé)	13
1960 a 1970 (inclusivé)	42
Depois de 1970	21

Quanto à zona de localização do acidente os resultados estão transcritos no quadro 6.II.

QUADRO 6.II

ZONA DA LOCALIZAÇÃO	% DO TOTAL DOS ACIDENTES RELATADOS
Órgãos hidráulicos (descarga e desvio)	44
Corpo da barragem	31
Fundação da barragem	19
Maciços naturais envolventes da albufeira	-6

No que diz respeito ao tipo de acidentes ter-se-á o quadro 6.III.

QUADRO 6.III

TIPO DE ACIDENTE	% DO TOTAL DOS ACIDENTES RELATADOS
Deficiências nos órgãos hidráulicos de descarga	44
Erosão interna e percolação na fundação	17
Passagens de água através das cortinas do paramento de montante	13
Erosão interna e percolação no núcleo	8
Mau comportamento do enrocamento de protecção	7
Deslizamentos ou percolações nos maciços naturais envolventes da albufeira	6
Deslizamentos dos taludes do corpo da barragem incluindo os do núcleo em construção	3
Assentamento excessivo da fundação	2

Quanto à possível incidência dos acidentes em determinados períodos da vida das barragens de aterro de enrocamento é interessante consultar o quadro 6.IV.

QUADRO 6.IV

PERÍODO DA VIDA DA BARRAGEM EM QUE OCORREU O ACIDENTE	% DO TOTAL DOS ACIDENTES RELATADOS
Primeiros cinco anos	22
Não identificados	22
Construção	20
Primeiro enchimento	20
Após os primeiros cinco anos	16

Estes elementos resultam de um inquérito em que se admite que tenham sido detectados cerca de metade dos acidentes e deteriorações em todas as barragens (de todos os tipos) existentes.

Sublinhando a prudência com que estes elementos devem ser interpretados não pode deixar de referir-se, no respeitante às barragens de aterro de enrocamento, a elevada percentagem de acidentes ou deteriorações relacionados com os órgãos hidráulicos, a importância dos problemas de percolação e erosão interna, quer na fundação quer no núcleo, a extremamente reduzida incidência de escorregamentos nos taludes das barragens e a importância de um bom comportamento destes nos primeiros anos da vida operacional dos aproveitamentos.

Quanto ao período em que os acidentes teriam tido uma maior incidência poderia dizer-se, com base nos resultados do quadro 6.I, que teria sido entre os anos de 1960 a 1970. Na realidade trata-se de uma época em que estava em pleno desenvolvimento a construção de grandes barragens de aterro de enrocamento (altura da ordem dos 100 m ou superiores). Como a percentagem indicada no quadro 6.I é em relação ao total dos acidentes e não ao número de barragens construídas nesses períodos a interpretação anterior dos resultados do quadro 6.I só seria em parte suportada atendendo à pequena percentagem de acidentes após os primeiros cinco anos (quadro 6.IV). De qualquer modo é interessante notar como a percentagem de acidentes ou deteriorações baixa a partir de 1970, parecendo evidenciar os resultados dum relativo domínio de alguns dos problemas associados às grandes barragens de aterro de enrocamento: deformabilidade e homogeneidade dos maciços de enrocamento, deformabilidade relativa entre núcleo e maciços, tecnologia das cortinas de impermeabilização nos paramentos de montante, fracturação hidráulica, filtros, etc. Procurando analisar um pouco mais a natureza dos acidentes na própria barragem chega-se ao

QUADRO 6.V

TIPO DE ACIDENTE OU DETERIORAÇÃO NO CORPO DA BARRAGEM	% DO TOTAL DOS ACIDENTES RELATADOS
Passagem de água na cortina de montante	43
Erosão interna e percolação do núcleo	25
Mau comportamento do enrocamento de protecção	21
Deslizamento dos taludes incluindo os do núcleo durante a construção . .	11

quadro 6.V, apresentando-se por sua vez no quadro 6.VI uma análise estatística tentando relacionar os efeitos da percolação no núcleo e da passagem de água através da cortina de montante, com o período de vida da barragem.

QUADRO 6.VI

ACIDENTE COM PERCOLAÇÃO NO NÚCLEO E COM A CORTINA ESTANQUE A MONTANTE (PERÍODO DE OCORRÊNCIA)	% DO TOTAL DOS ACIDENTES RELATADOS
Primeiro enchimento	37
Não identificados	26
Primeiros cinco anos	21
Após os primeiros cinco anos	11
Durante a construção	5

Parece confirmar-se a importância do comportamento do núcleo no que respeita à percolação e à erosão interna, bem como da cortina relativamente à passagem de água devido à fissuração ou mau comportamento de juntas; e que, quando essas deficiências se verificam, tendem a produzir-se durante ou imediatamente após o primeiro enchimento. Na realidade a última grande solicitação estática que pode provocar apreciáveis deformações na estrutura é o primeiro enchimento. Daí que sejam de evitar enchimentos rápidos, principalmente quando há contraste entre as deformabilidades do núcleo e dos maciços estabilizadores. No caso do núcleo ser mais deformável pode não ter ainda consolidado para tensões elevadas devido à transferência destas, para os maciços adjacentes, durante a fase de construção. Como de acordo com Nobari et al. (1973) as tensões do núcleo não são praticamente afectadas por um enchimento rápido, as pressões de água da albufeira podem assim exceder as baixas tensões instaladas no núcleo, dando origem à fracturação hidráulica ou à formação de fendas através das quais se podem desenvolver fenómenos de “piping”. Na hipótese do núcleo ser mais rígido está-se perante situação inversa, com instalação de sobretensões no núcleo que podem dar origem a plastificações ou, no caso dum material rígido, a fendilhações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBERRO, J. A. e J. L. LÉON T. (1971-a) – “Estado de esfuerzos y deformaciones en la presa La Villita”. Pub. n.º 298, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- ALBERRO, J. A. e J. L. LÉON T. (1971-b) – “Análisis y comportamiento de un dentellón de concreto”. IV Cong. Panamericano de Mec. de Suelos e Ing. de Cimentaciones, Vol. 2, Puerto Rico, pp. 275-291.
- ALBERRO, J. A., J. L. LÉON T. e M. A. GUZMAN (1976) – Contribuição para “Comportamiento de presas construídas en México”. Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, México.
- ALBERRO, J. e R. MARSAL (1976) – “Earth and rockfill dams”. Contribución al 12th Int. Cong. on Large Dams. Instituto de Ingeniería, México, pp. 539-571.
- BERTRAM, G. E. (1976) – “Field tests for compacted rockfill”. Embankment-dam Engineering, Casagrande Vol., John Wiley & Sons, New York, pp. 1-19.
- BECKER, E., C. K. CHAN e H. B. SEED (1972) – “Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plain strain and triaxial compression tests”. Report n.º TE 72-3, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley.
- BISHOP, A. W. (1952) – “The stability of earth dams”. Ph. D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London.
- BURLAND, J. B. (1978) – “Application of the finite element method to prediction of ground movements” in “Developments in Soil Mechanics – 1”. Editado por C. R. Scott, Applied Science Pub. Ltd., London, Chap. 3, pp. 69-101.
- BUSK, G. (1967) – “Load-bearing tests on rockfill”. AB Vibro-Verken, Ref. n.º 8012 Eng.
- CASTAN, M. (1975) – “Remblais rocheux expérimentaux”. Bulletin de Liaison des Lab. des Ponts et Chaussées, n.º 79, Sept.-Oct., pp. 55-61.
- CHARLES, J. A. (1976) – “The use of one-dimensional compression tests and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments”. Canadian Geot. Journal, Vol. 13, n.º 3 Agosto, pp. 189-200.
- CLOUGH, F. e R. J. WOODWARD (1976) – “Analysis of embankment stresses and deformations”. Journal of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE, Vol. 93, NO. SM 4, July.
- Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs
- International Commission on Large Dams (1979) – “Deterioration cases collected and their preliminary assessment”. Oct.
- DUNCAN, J. M. e C. Y. CHANG (1970) – “Non-linear analysis of stress and strain in soils”. Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 96, NO. SM5, September, pp. 1629-1653.
- EISENSTEIN, Z. (1974) – “Application of finite element method to analysis of earth dams”. State-of-the-art Report, First Braz. Sem. App. Finite Elem. Method in Soil Mech., Rio de Janeiro.
- GOODMAN, L. E. e C. B. BROWN (1963) – “Dead load stresses and instability of slopes”. Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 93 NO. SM4, July.

- HARR, M. E. (1977) – “Mechanics of particulate media”. Mc Graw-Hill Inc., USA, pp. 405.
- JAKY, J. (1948) – “Pressure in silos”. Proc. of the Second. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rotterdam, Vol. 1, pp. 103-107.
- KONDNER, R. L. e J. S. ZELASKO (1963) – “A hiperbolic stress-strain formulation for sands”. Proc. of the Second Pan American Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brasil, Vol. I, pp. 289-324.
- KULHAWY, F. H. e T. M. GURTOWSKI (1976) – “Load transfer and hydraulic fracturing in zoned dams”. Proc. of the ASCE. Journal of the Geot. Eng. Div., GT 9, September, pp. 963-974.
- LAMBE, T. W. (1973) – “Thirteenth Rankine Lecture: Predictions in Soil Engineering”. Geotechnique, Vol. 23, n.º 2, June, pp. 149-202.
- LAUFFER, H. e W. SCHÖBER (1964) – “The Gepatsch rockfill dam in the Kauner valley”. ICOLD, Proc. of the Eight Int. Congress on Large Dams. Edinburgh, vol. III, Q. 31, R4.
- LAWTON, F. L. e M. D. LESTER (1964) – “Settlement of rockfill dams”. Proc. of Eighth Int. Cong. on Large Dams, Edinburgh, vol. III, Q31, R2.
- LEPS, T. M. (1970) – “Review of shearing strength of rockfill”. Journal of the Soil Mech. and Found. Div., Proc. of the ASCE, Vol. 96 NO. SM4, July, pp. 1159-1170.
- LTNEC (1973) – “Prospecção e estudo das terras para eventual utilização na barragem do Sabugal”. Lisboa, Novembro.
- LTNEC (1974) – “Acompanhamento da construção da barragem de Massingir”. Lisboa, Janeiro.
- LTNEC (1979) – “Barragem de Beliche. Reconhecimento geotécnico por valas”. Lisboa, Maio.
- LTNEC (1979) – “Barragem de Meimoa. Aterro experimental”. Lisboa, Junho.
- MARSAL, R. J. (1972) – “Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas”. Pub. n.º 306, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- MELO, F. G. de e E. MARANHA DAS NEVES (1971) – “Utilização de materiais desagregáveis em barragens de terra”. 3.ªs Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Luanda e Lourenço Marques.
- NAYLOR, D. J. (1975) – “Numerical models for clay core dams” in “Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams” editado por D. J. Naylor, K. G. Stagg e O. C. Zienkiewicz. Proc. of an Int. Symp., Swansea, U. K.
- NIEBLE, C., J. SILVEIRA, F. MIDEA (1974) – “Some experiences on the determination of the shear strength of rockfill materials”. Sec. Int. Cong. of the Int. Ass. of Eng. Geology, Vol. I. São Paulo.
- NITCHIPOROVITCH, A. e L. RASSKAZOV (1969) – “Shearing strength of coarse shell materials”. Specialty session n.º 13. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., México pp. 211-216.
- NOBARI, E. S., K. LEE e J. M. DUNCAN (1973) – “Hydraulic fracturing in zoned earth and rockfill dams”. Contract Report S-73-2, U. S. Army of Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Jan.

- PALMA CARLOS, A. (1955) – “Valeurs prévues et valeurs observées pur les tassments des enrochements du barrage Salazar, pendant e après sa construction”. Proc. 5th Int. Cong. on Large Dams, Vol. III pp. 245-259.
- PELLS, P. J. N. (1971) – “The instrumentation of the Bridle Drift rockfill dam”. Die Siviele Ingenieur in Suid-Afrika, October, pp. 355-362.
- PARKIN, A. K. (1977) – “The compression of rockfill”. Australian Geomechanics Journal, pp. 33-39.
- PENMAN, A. D. M. (1971) – “Rockfill”. Current Paper 15/71, Building Research Station, Dep. of Envir., U. K.
- PENMAN, A. D. M. e J. A. CHARLES (1973) – “Constructional deformations in a rockfill dam”. Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 99, SM2, pp. 139-163 ou Building Research Station, Current Paper n.º 19, pp. 1-28.
- PENMAN, A. D. M. e J. A. CHARLES (1975) – “The quality and suitability of rockfill used in dam construction”. Building Research Station. Current Paper, 87/75. October, ou Proc., 12th Int. Cong. on Large Dams. México 1976. pp. 533-556.
- PENMAN, A. D. M., J. B. BURLAND e J. A. CHARLES (1971) – “Observed and predicted deformations in a large embankment dam during construction”. Proc. of the Inst. of Civil Eng., May, Vol. 49, pp. 1-21.
- PETROV, G. N., L. S. REIFMAN e G. G. SELIVERSTOV (1969) – “Monitoring rock density”. Hydrotechnical Construction, n.º 6, Junho, pp. 523-526 (traduzido de Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo, n.º 6, June, pp. 24-26).
- POUSSE, L. e J. MOLBERT (1964) – “Essais de mise en oeuvre d'enrochements au Mont-Cenis”. ICOLD, Proc. of the Eight Int. Congress on Large Dams, Edinburgh, vol. III, Q31, R1.
- PRISCU, R., S. IONESCO e D. STEMATIU (1978) – “A new model for movement analysis of rockfill dams”. L'Energia Elettrica, n.º 1, pp. 24-29.
- SHARMA, H. D., G. C. NAYAK e J. B. MAHESHWART (1975) – “Nonlinear analysis of high rockfill dams with vertical and inclined cores” in “Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams”, editado por D. J. Naylor, K. G. Stagg e O. C. Zienkiewicz. Proc. of an Int. Symp., Swansea, U. K.
- SKERMER, N. A. (1973) – “Finite element analysis of El Infernillo dam”. Canadian Geotechnical Journal, vol. 10, N.º 2, May, pp. 129-144.
- SKERMER, N. A. (1975) – “Mica dam embankment stress analysis”. Proc. of the ASCE. Journal of the Geot. Eng. Div., GT 3, May, pp. 229-242
- SOWERS, G. F., R. C. WILLIAMS e T. S. WALLACE (1959) – “Compressibility of broken rock and settlement of rockfills”. Proc. of the Sixth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal, Vol. 2, pp. 561-565.
- SOYDEMIR, C. e B. KJAERNSLI (1979) – “Deformations of membrane-faced rockfill dams”. Proc. of the Seventh European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brighton, vol. 3, pp. 281-284.

VEIGA PINTO, A. A. (1979) – “Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento”. Geotecnia, n.º 27.

VEIGA PINTO, A. A. (1979) – Comunicação interna. LNEC, Lisboa.

WILSON, S. D., e R. J. MARSAL (1978) – “Current trends in design and construction of embankment dams”. Trabalho enviado aos Comités Nacionais da ICOLD.