

50 ANOS DE INVESTIGAÇÃO SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE ATERRO

50 years of research on the structural behaviour of embankment dams

Emanuel Maranha das Neves^a, Laura Caldeira^b

^a Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

^b Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal

RESUMO – Assinalam-se, no domínio das barragens de aterro, as contribuições dos autores para os desenvolvimentos ocorridos em Portugal no período de tempo decorrido desde a criação da Revista Geotecnia até aos dias de hoje. Têm a ver, em última análise, com o desempenho estrutural das barragens face às ações relevantes.

ABSTRACT – The involvement of the authors in the developments concerning embankment dams that occurred in Portugal since the launching of the first issue of *Revista Geotecnia* to the present days are referred to. They are mainly focussed on the dam's structural behaviour due to the relevant actions.

Palavras chave – Barragens de aterro, Investigação, Comportamento estrutural.

Keywords – Embankment dams, Research, Structural behaviour.

1 – ANTECEDENTES: AS BARRAGENS PORTUGUESAS ATÉ AO INÍCIO DA DÉCADA DE 70

No pós-guerra e em consequência desta, verificaram-se, a nível mundial, impressionantes progressos nos equipamentos para a escavação, transporte, espalhamento e compactação dos materiais naturais usados nas barragens de aterro. Os *scrapers* (na escavação e transporte) e os cilindros vibradores (na compactação) tiveram um papel primordial nesses progressos. Houve assim lugar para o uso de solos com percentagem significativa de partículas de dimensão elevada, que incorporavam principalmente xistos e grauvaques alterados, bem como um aumento da altura das camadas a compactar, originando assim uma evolução das técnicas de compactação e do seu controlo (Folque e Maranha das Neves, 1967).

A avaliação da segurança baseava-se então na determinação de coeficientes de segurança global relativos a deslizamentos. Não era dado grande relevo à contribuição dos filtros para a segurança. A previsão de deformações estava fora de causa, especulando-se apenas, recorrendo a métodos empíricos, sobre deslocamentos a longo prazo (Folque, 1968).

Consoante a finalidade da obra, foram diferentes as entidades que as promoveram: na produção de eletricidade, as Concessionárias de aproveitamentos hidroelétricos e, para fins hidroagrícolas, uma entidade estatal (JAOHA, posteriormente DGSH).

E-mails: emanuelmaranhadasneves@gmail.com (E. Neves), laurac@lnec.pt (L. Caldeira)

ORCID: orcid.org/0000-0001-5395-8560, orcid.org/0000-0002-9164-2118

No âmbito destas últimas, construíram-se, a partir de 1938, doze barragens de aterro, uma de betão e três mistas. Merece referência a barragem de terra de Santa Clara (Figura 1a).

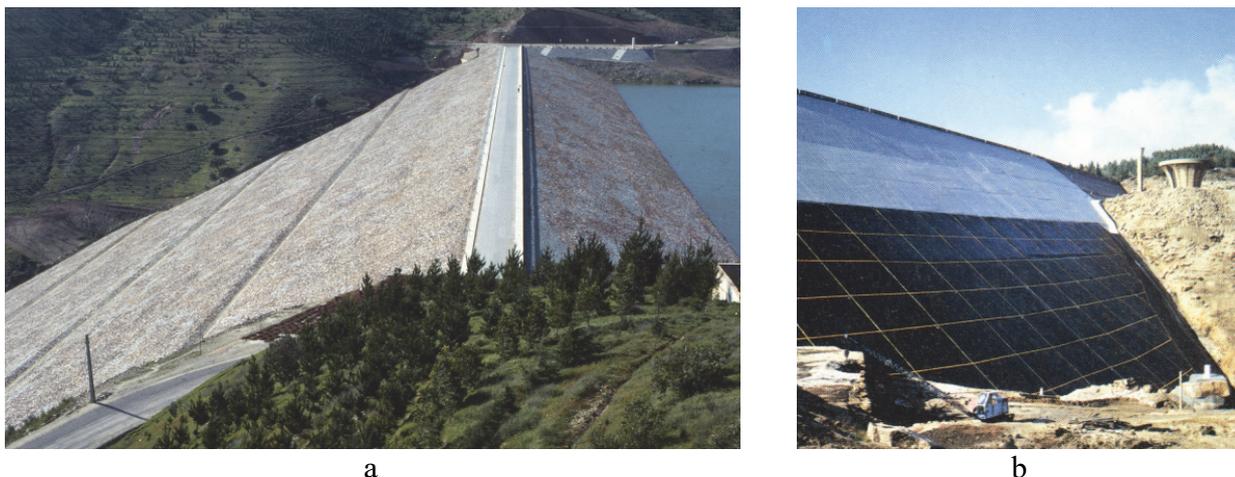


Fig.1 – Barragens de aterro: a) Santa Clara (1968), a barragem de terra mais alta (86 m); b) Paradela (1958), a mais alta barragem no mundo de enrocamento lançado (112 m).

A decisão quanto ao tipo de barragem teve por base uma seleção de soluções, como mostra a variedade de projetos construídos. Já no caso das Concessionárias, salvo duas exceções, foram invariavelmente construídas barragens de betão. Essas exceções foram duas obras de aterro de enrocamento lançado, com o paramento de montante revestido por uma laje de betão armado e com juntas verticais e horizontais: as barragens de Paradela (1958, Figura 1b) e Vilar (1966).

Sabe-se, desde os anos 60 do século passado, que nas barragens mais altas de enrocamento lançado, a sua funcionalidade era seriamente afetada por fluência dos aterros. Foi o caso, entre outros, de Paradela. Mas com o aparecimento do enrocamento compactado esse problema foi ultrapassado. Na verdade, utilizando enrocamento colocado em camadas e com abundante adição de água (Figura 2a) e compactado com cilindros vibradores (ver Figura 2 b), aumentou em flecha o número de barragens deste tipo, muitas delas entre as mais altas do mundo.

Como última nota, refira-se que a conceção de todas as barragens construídas pela JAOHA e DGSH se deveu apenas à engenharia portuguesa, sendo de salientar a barragem de enrocamento de Pego do Altar, com um revestimento do paramento de montante constituído por placas de aço



Fig. 2 – Construção de um aterro de enrocamento compactado: a) a técnica indispensável para a adequada colocação e molhagem duma camada de enrocamento; b) cilindros vibradores para a compactação da camada de enrocamento.

inoxidável, com juntas elásticas (Figura 3a), e a de Vale do Gaio, com aterro de solo na zona de montante e de enrocamento a jusante, separados por uma cortina inclinada de betão betuminoso (Figura 3 b), conceção jamais usada previamente. Estas barragens, ambas terminadas em 1949, são historicamente consideradas, a nível mundial, marcos de inovação quanto à sua conceção estrutural.

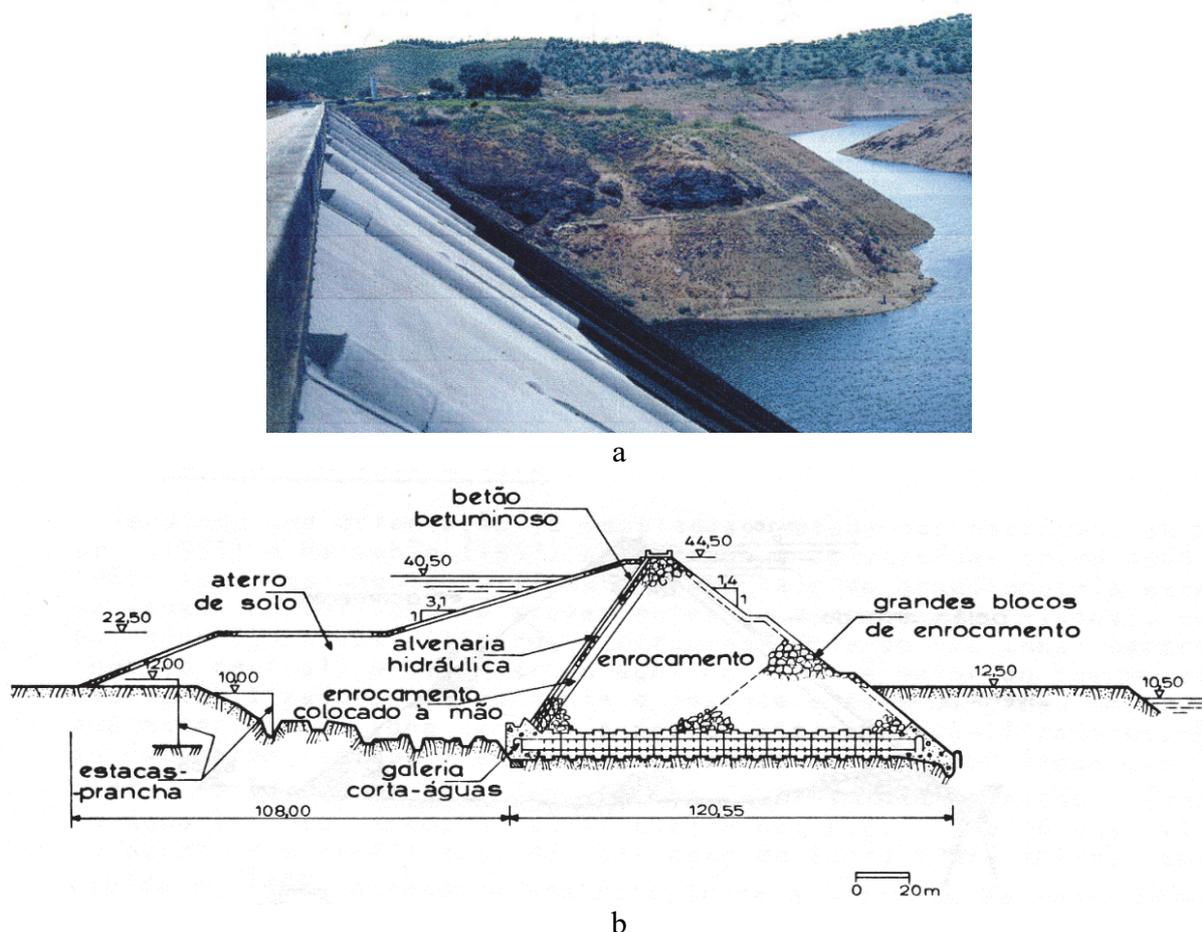


Fig. 3 – Barragens de aterro de concepção notável terminadas em 1949: a) barragem de Pego do Altar; b) barragem de Vale do Gaio.

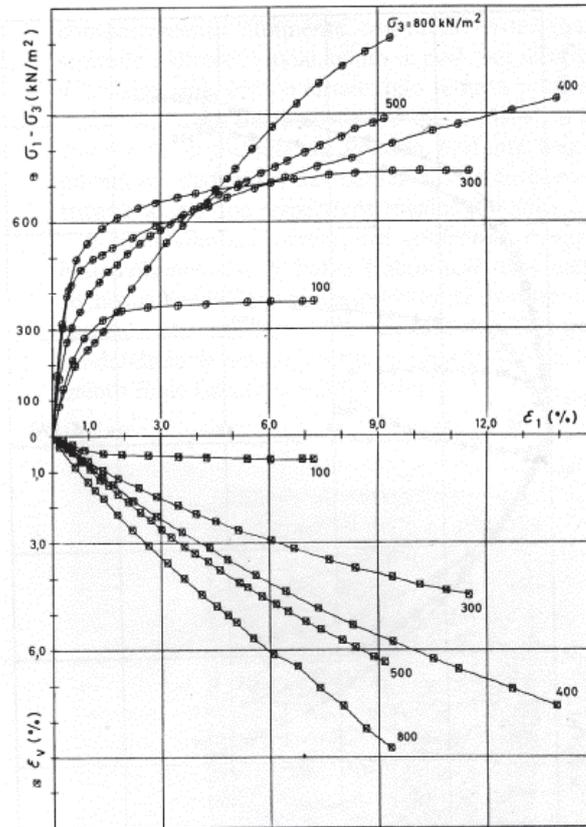
Já no caso das barragens das Concessionárias, muitas delas foram projetadas por estrangeiros. Foram nove no período em questão, algumas de grande altura (Castelo do Bode e Venda Nova, por exemplo).

2 – A PREVISÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE TERRA-ENROCAMENTO E DE ENROCAMENTO

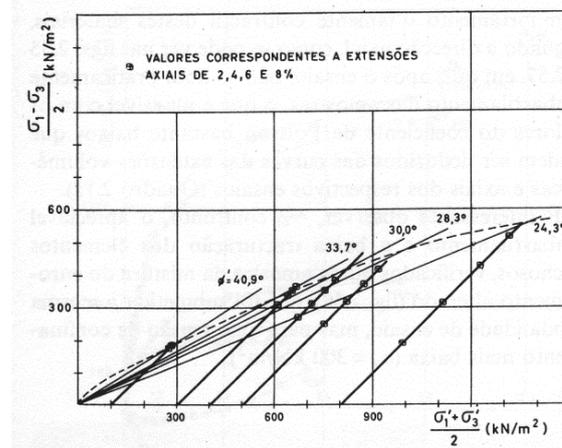
Quando uma argila ou uma areia sofrem variações de volume específico resultantes da alteração da tensão efetiva, continuam a ser, do ponto de vista das suas partículas sólidas, o mesmo material. O material sólido é o mesmo, mas as modificações do volume específico conferem-lhe propriedades mecânicas diferentes. No caso de um enrocamento, não só há alteração do volume específico, como o próprio material se torna um outro em resultado da fracturação e esmagamento. Este facto introduz um grau adicional de dificuldade na interpretação do comportamento dos enrocamentos (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1977). Tal dá corpo à Mecânica dos Enrocamentos, já que estes materiais não se encaixam em qualquer dos materiais arquétipo da Mecânica dos Solos: as argilas e as areias (Maranha das Neves, 2002). Na Figura 4, estão bem

patentes os efeitos da fracturação nos resultados dos ensaios triaxiais de grande dimensão em enrocamento alterado molhado da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983).

Os estudos relativos à reologia dos enrocamentos vieram a centrar-se principalmente em torno da barragem de terra-enrocamento de Beliche (Figura 5a). De facto esta barragem, de conceção notável, foi também usada, de forma planeada, como uma poderosa ferramenta para investigação em todos os domínios que pudessem contribuir para a possibilidade de prever o seu desempenho. Os enrocamentos eram constituídos por xistos e grauvaques com grau de alteração muito variável.



a

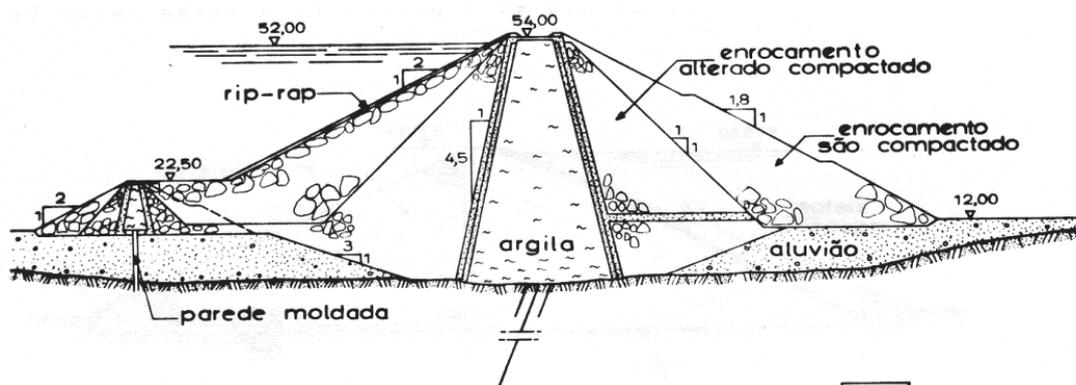


b

Fig. 4 – Resultados de ensaios triaxiais drenados que evidenciam o papel da fracturação; a) para os valores iniciais de σ_1 , o aumento da tensão média mostra a alteração do padrão normal da resposta devido à fractura, alteração de padrão que não se verifica no que respeita a ϵ_v ; b) em resultado dos fenómenos descritos em a), pode ver-se a acentuada diminuição de ϕ' com o aumento da tensão média.



a



b

Fig. 5 – Barragem de aterro zonada de Beliche. a) vista geral; b) corte transversal central.

Um aspeto importante do projeto prende-se com a adoção de uma rigidez relativa, entre o núcleo e maciços estabilizadores, suscetível de minimizar uma indesejável transferência de tensões do núcleo para os maciços e, conseqüentemente, de um aumento da probabilidade de ocorrência de fracturação hidráulica no núcleo (Figura 5b). Tal objetivo foi obtido compactando, na zona mais interna dos enrocamentos, camadas de 1 m de espessura usando apenas o equipamento de colocação. Esta rigidez pôde ser quantificada em obra e foram realizadas análises numéricas prévias para justificar esta decisão na fase de projeto.

Durante a construção, as pressões da água intersticial no núcleo atingiram níveis piezométricos mais elevados do que os níveis da água do reservatório cheio, comportamento favorável, com vista ao controlo da fracturação hidráulica durante o enchimento. Durante a vida operacional verificaram-se assentamentos importantes, sobretudo na zona de montante do coroamento. Anos depois, uma atualização dos dados hidrológicos implicou uma revisão da segurança hidráulica e estrutural, tendo sido feitas pequenas alterações no descarregador e um alteamento na zona de montante do coroamento, como é bem visível na Figura 5a (Maranha das Neves *et al.*, 1994).

A barragem de Beliche despertou internacionalmente um grande interesse dos investigadores dedicados ao comportamento de barragens de terra-enrocamento. Este permanente interesse por Beliche ficou a dever-se à disponibilização, não só dos resultados de um conjunto de ensaios em material de enrocamento recorrendo a notáveis equipamentos de grande dimensão (Veiga Pinto,

1983), tanto de deformação 1D (figura 6a), como de corte em compressão triaxial (Figura 6b), bem como aos resultados de observação que abrangem a construção, o enchimento e, posteriormente, a exploração da barragem durante vários anos.

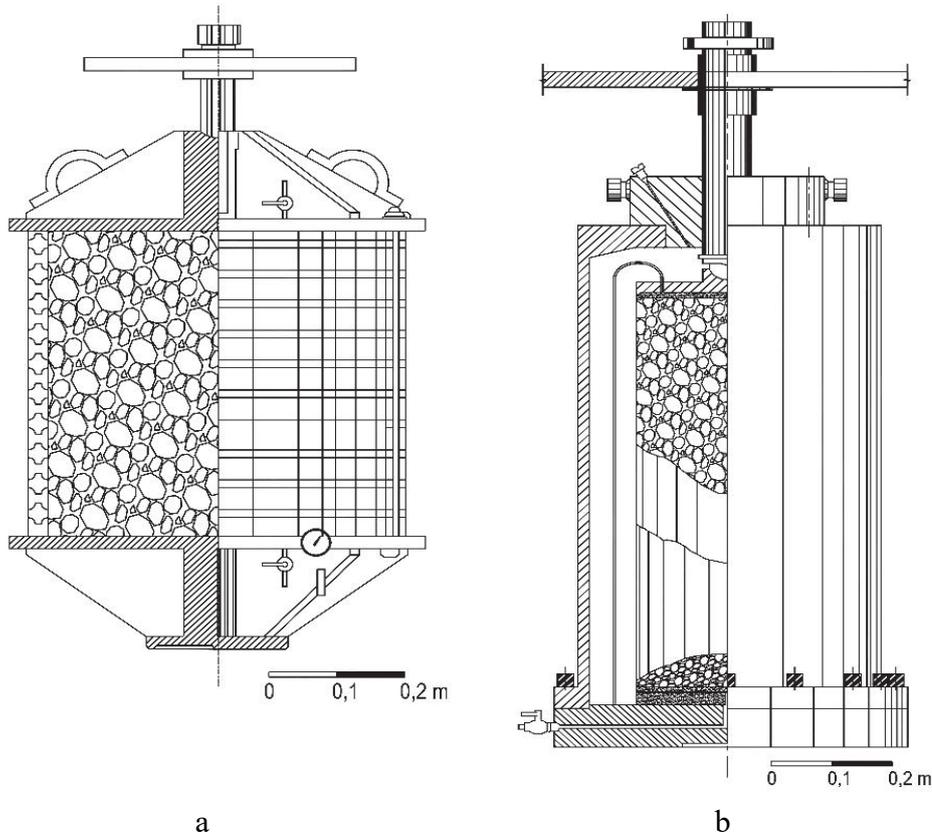


Fig. 6 – Equipamento de ensaio de grandes dimensões: a) câmara de ensaio de deformação 1D e medição da tensão lateral; b) câmara de ensaio de corte em compressão triaxial.

2.1 – Modelação do comportamento das barragens com modelos hipoeelásticos

Num procedimento original nestes domínios, foram desenvolvidas e publicadas previsões para a fase de construção, simultânea e independentemente, em duas instituições de investigação: o LNEC e a Universidade de Swansea (UK). Ambas recorreram a modelos de comportamento hipoeelástico, mas usando diferentes métodos analíticos: no caso do LNEC, aos modelos de Duncan e Chang (1970), e $EC-K_0$ (Veiga Pinto, 1983), e, relativamente à Universidade de Swansea, ao modelo $K - G$ (Naylor *et al.*, 1981).

Nestes modelos, no que se refere ao seu uso nos enrocamentos, há que tornar clara a legitimidade, nessa altura, de usar indiferentemente tensões totais ou efetivas na modelação da fase de construção. Se estão submersos, aplica-se naturalmente o princípio das tensões efetivas. No caso contrário não era possível estabelecer qualquer analogia com as tensões efetivas instaladas nos solos não saturados. De facto, da aplicação da equação de Bishop a esses solos, a qual relaciona o tensor das tensões efetivas, σ'_{ij} , e das tensões totais, σ_{ij} , resulta que $\sigma'_{ij} > \sigma_{ij}$. Já no caso de enrocamentos parcialmente saturados (está a referir-se a água nos vazios do enrocamento e não nos vazios da rocha), dada a elevada dimensão dos vazios, a sucção é irrelevante. Logo, independentemente do grau de saturação dos enrocamentos, ter-se-á $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij}$. Mais à frente, em 2.6, voltar-se-á a este assunto.

As previsões de comportamento realizadas são consideradas do tipo A (ou seja, previsão antes do acontecimento), já que foram divulgadas ainda na fase inicial de construção da barragem. Não

se tem conhecimento, nesta área, dum procedimento deste tipo a nível internacional. As previsões das duas instituições foram, em geral, concordantes (Naylor *et al.*, 1986). Mas diferiram algo do comportamento real em parte porque se veio a verificar um inesperado enchimento parcial significativo da albufeira durante a construção.

Os problemas das estruturas de enrocamento relacionam-se sobretudo com a deformação. É raro a estabilidade ser uma questão condicionante. Daí a relevância dos fenómenos de colapso e de fluência. Baseado nos modelos atrás descritos, o colapso, durante o primeiro enchimento, foi também calculado na barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983).

Interessante, pelos seus resultados e originalidade, foi o ensaio de colapso, em dimensões reais, realizado durante a construção da barragem de Beliche (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1988). Que seja do conhecimento dos autores nunca foi realizada uma experiência deste tipo. Assim, na zona central da barragem, entre as cotas 30 e 40 m, procedeu-se à colocação do enrocamento alterado, com o seu teor em água natural, no maciço estabilizador de jusante (Figura 7).

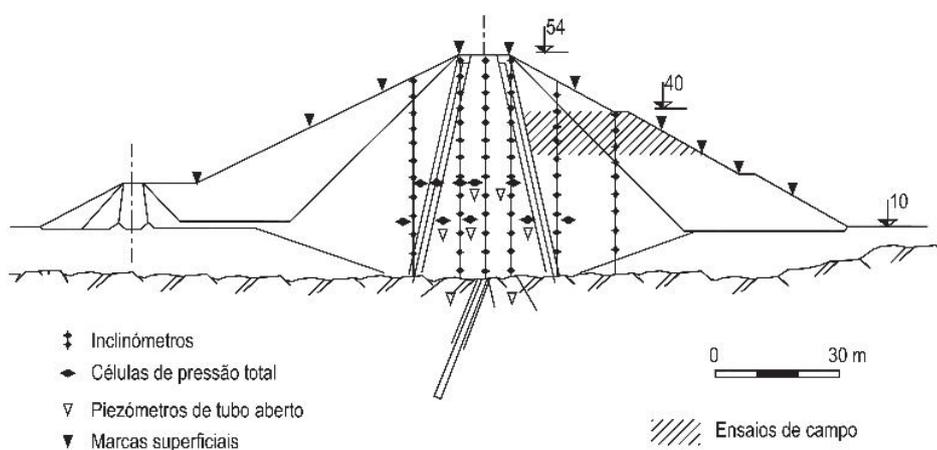


Fig. 7 – Localização do equipamento de observação na secção central transversal e localização do ensaio de colapso

Atingida a cota 40 m, procedeu-se à inundação do aterro em causa, a partir da sua superfície, com um volume de água de cerca de 20% do volume de aterro inundado e mediram-se os correspondentes assentamentos. Verificaram-se, quase de imediato, importantes deslocamentos verticais que tenderam a estabilizar durante as 24 horas seguintes. Em média, a deformação vertical foi igual a 1,24% no enrocamento alterado e a 0,12% no enrocamento são, este colocado normalmente. O cálculo dos deslocamentos neste ensaio de campo de grande dimensão foi efetuado com os modelos hiperbólico e $EC-K_0$, e com os parâmetros do enrocamento obtidos em ensaios triaxiais e de compressão 1D, de grande dimensão. Na Figura 8 comparam-se os assentamentos medidos e calculados.

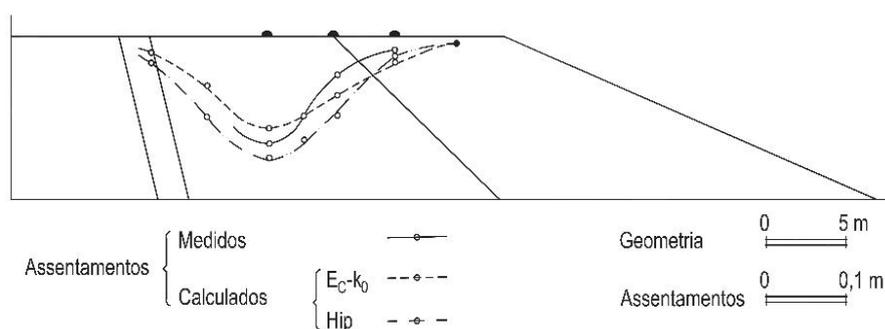


Fig. 8 – Assentamentos medidos e calculados devidos ao colapso no ensaio de campo

Como os ensaios realizados na câmara de compressão 1D permitem medir, durante a saturação geradora de colapso, a deformação vertical ε_1 e a evolução de K_0 , mostrou-se também, pela primeira vez (Figura 9), a falta de consistência da hipótese, de aceitação generalizada, de o coeficiente de Poisson ser considerado constante durante o colapso (Maranha das Neves e Veiga Pinto, op. cit.).

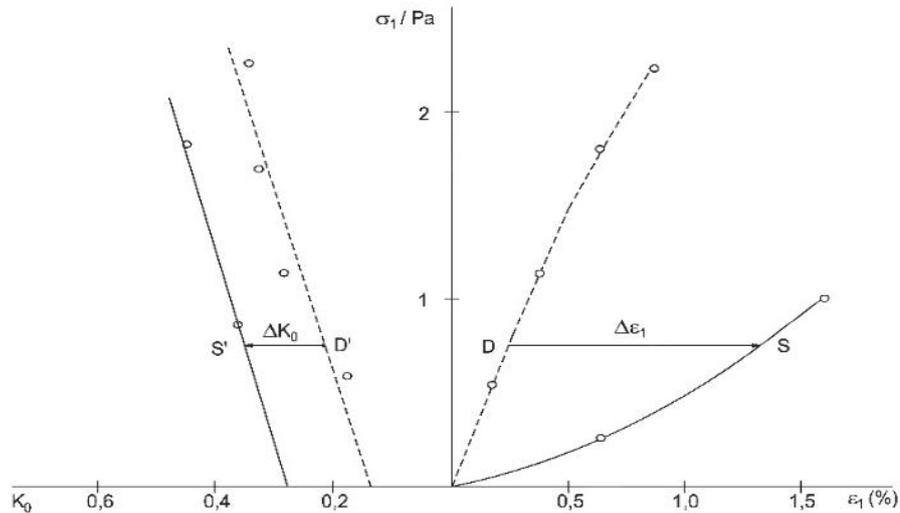


Fig. 9 – Resultados dos ensaios de compressão 1D em enrocamento alterado, com teor em água natural (D) e saturado (S), na gama de tensões do ensaio de campo (P_a = pressão atmosférica).

Relativamente ao colapso, devem ainda referir-se os ensaios de laboratório que permitiram um interessante resultado ao nível do comportamento micro estrutural. Realizaram-se ensaios de compressão 1D envolvendo as seguintes operações: compressão do solo com o teor em água natural, inundação e medição do correspondente colapso, compressão no estado saturado, desmontagem do provete, secagem e análise granulométrica. Verificou-se que, não obstante alguma alteração granulométrica, os valores dos parâmetros do modelo se mantiveram constantes. Posteriormente alteraram-se os procedimentos, efetuando a secagem mantendo o provete montado e sem alteração da tensão instalada (ver Figura 10).

Verificou-se que, neste caso, quando se saturava a amostra não se observava qualquer colapso. Mas este material (que não tinha exibido colapso), após ser desmontado, seco e voltado a montar, revelou uma deformação de colapso igual à que tinha exibido inicialmente (Mateus da Silva,

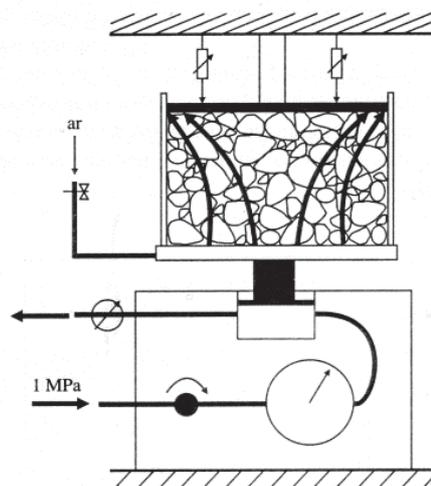


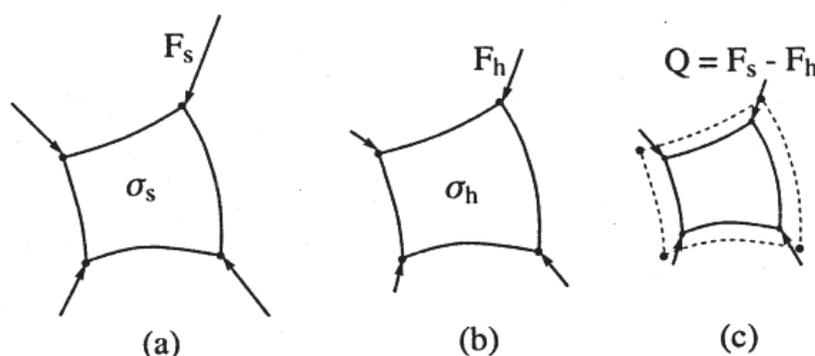
Fig. 10 – Utilização de um fluxo de ar para secagem do provete de enrocamento sem alterar a sua estrutura

1996). Demonstrou-se, assim, inequivocamente, a natureza irreversível dos fenómenos localizados nos pontos de contacto entre partículas de enrocamento, (e as deformações que originam), fenómenos esses nos quais a água tem um importante papel.

2.2 – Modelação do comportamento das barragens com modelos elastoplásticos com endurecimento

Em fins da década de 80, os modelos hipoeásticos começavam a dar lugar aos elastoplásticos com endurecimento. Mas nem por isso os aprofundados ensaios e a observação na barragem de Beliche perderam utilidade. Com vista ao uso destes novos modelos, Naylor *et al.* (1989) generalizaram o procedimento anterior (baseado em trajetórias de tensão correspondentes aos equipamentos onde são ensaiados os materiais) para um estado geral de tensão, podendo assim aplicar-se a qualquer equação constitutiva.

Este último procedimento usado no cálculo numérico do colapso envolve a determinação das forças, que se desenvolvem nos nós de cada elemento (F_s , Figura 11a), nós estes mantidos fixos quando o material passa de não saturado a saturado.



$$Q = F_s - F_h = \int B^T (\sigma_s - \sigma_h) dv$$

Fig. 11 – Idealização do efeito de saturação (B é a matriz das derivadas da função de forma, sendo Q calculado para todos os elementos saturados para obter a força total a ser aplicada).

Esta alteração provoca retração que, impedida de ocorrer, origina o aparecimento de forças nos nós (F_h , Figura 11b). Libertando os nós, as forças $Q = F_s - F_h$ vão deformar o elemento, originando a variação de volume que caracteriza o colapso (Figura 11c). Admita-se, para calcular o estado de tensão σ_h após relaxação, que o elemento, inicialmente descarregado, atinge, após carregamento no seu estado não saturado, a tensão, σ_s , (trajetória representada na Figura 12a) e vai ocupar precisamente a fronteira onde estão aplicados os sistemas imaginários de fixação.

Admita-se agora a saturação a partir da situação inicial e sujeite-se o elemento a seguir a mesma trajetória de deformação do elemento não saturado (ver Figura 12 b). Neste caso ajustar-se-á às fronteiras fixas e a correspondente trajetória de tensão é a representada por $\overline{\sigma}_h$ na Figura 12a em que σ_h é a tensão após saturação antes de libertar as fronteiras estando em equilíbrio com as forças nodais F_h (Figura 11b).

Na Figura 13 apresenta-se uma imagem do conjunto de equipamentos concebidos e construídos no LNEC (Quintela, 1994), os quais, utilizados num ensaio triaxial de grandes dimensões, permitem impor uma dada trajetória de deformação.

Deste modo pode submeter-se um provete, após saturação, a uma dada trajetória de tensão, registando a trajetória de deformação resultante. Seguidamente, ensaia-se outro provete, igual ao anterior antes de ser saturado, impondo-lhe a trajetória de deformação do provete saturado. Ao atingir-se o final desta trajetória de deformação, pode quantificar-se a tensão responsável pela

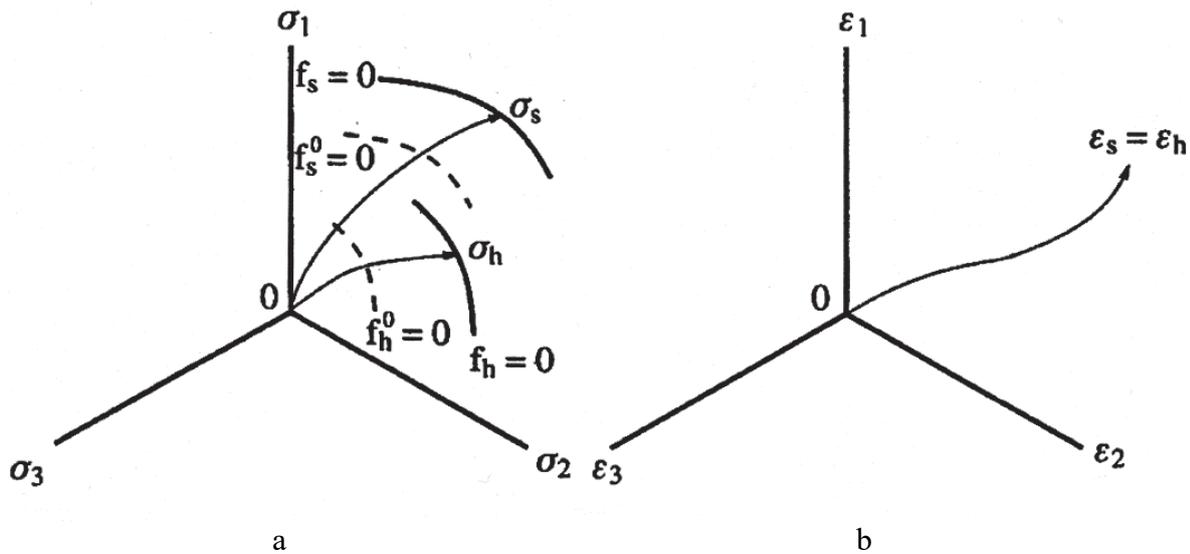


Fig. 12 – Cálculo das deformações de colapso por aplicação do *MEF* quando se usa uma lei elastoplástica com endurecimento: a) trajetória de tensão do material não saturado (σ_s) e saturado (σ_h); b) trajetórias de deformação do material não saturado e saturado (iguais).

deformação de colapso. Mimetizam-se, através de um procedimento físico, as operações de cálculo numérico da deformação de colapso usadas no modelo elastoplástico.

Um exemplo do uso dum modelo elastoplástico baseado nos estados críticos, em termos de tensões efetivas, foi a sua aplicação num reexame do comportamento da barragem de Beliche (Naylor *et al.*, 1997). As pressões intersticiais na água medidas no núcleo, constituíram uma parte dos dados. Foram, assim, simulados os assentamentos devidos ao colapso, incluindo os devidos ao enchimento parcial que ocorreu durante a construção. A distribuição de tensões calculada evidenciou a transferência de tensões dos enrocamentos para o núcleo, confirmando que tinham sido atingidos os objetivos do projeto, os quais visavam otimizar a segurança da barragem relativamente à fracturação hidráulica.



Fig. 13 – Ensaio triaxial de grande dimensão, em que é possível impor uma trajetória de deformação

É de referir ainda uma utilização do modelo de Lade, o qual conjuga duas superfícies de cedência, uma aberta e não associada e outra fechada e associada, aplicado à fase de construção duma barragem zonada fictícia mas com os parâmetros mecânicos dos materiais usados na barragem de Beliche (Santos Pereira, 1992).

Outra abordagem consistiu na utilização de modelos visco-elasto-plásticos em que se admite que os respetivos parâmetros mecânicos variam linearmente entre os valores exibidos pelo material com teor em água inicial (de colocação) e os correspondentes à saturação. Na Figura 14 apresentam-se os resultados deste modelo, quando aplicado à barragem de Beliche (Mateus da Silva e Maranha das Neves, 1997).

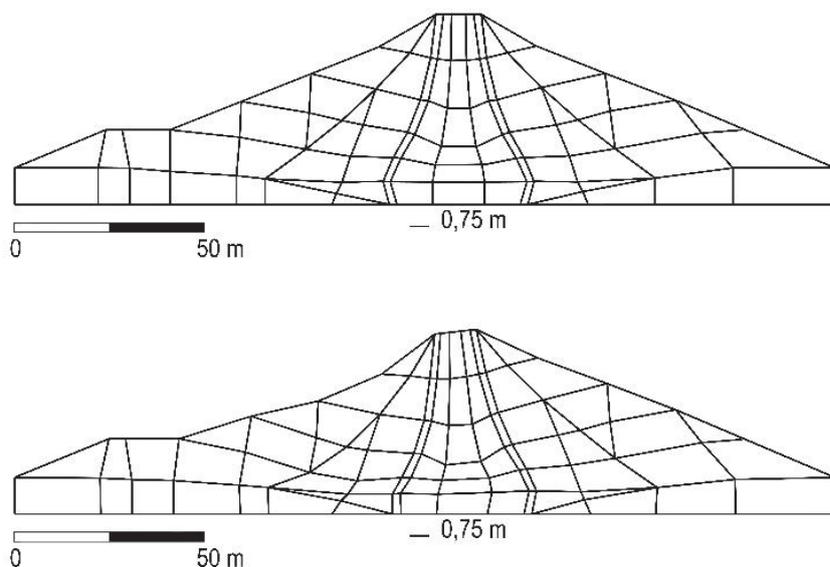


Fig. 14 – Barragem de Beliche. Malhas de elementos finitos deformadas. Em cima, no fim da construção e, em baixo, no fim do primeiro enchimento (sobretudo o efeito do colapso)

Em termos internacionais, os numerosos artigos publicados e as muitas teses de doutoramento que se debruçaram sobre a barragem de Beliche vieram a constituir uma valiosa fonte de informação, sobretudo no que respeita ao comportamento dos enrocamentos, e uma contribuição para a evolução das equações constitutivas usadas na análise do comportamento estrutural das barragens de terra-enrocamento.

Refiram-se finalmente, como contribuições importantes para a formação na modelação do comportamento das estruturas geotécnicas, a introdução da mecânica dos estados críticos dos solos saturados (Maranha das Neves, 1975, 2013), e dos solos não saturados (Maranha das Neves, 2016) e, mais recentemente, uma explanação sobre a utilização de equações constitutivas aplicáveis na modelação de solos saturados e não saturados (Maranha das Neves e Caldeira, 2018).

2.3 – Modelação do comportamento sísmico de barragens de aterro

Com vista à modelação do comportamento sísmico de barragens de aterro, foi realizado um importante trabalho experimental de caracterização, com base em ensaios com o equipamento de corte simples existente no LNEC e em condições monotónicas e cíclicas, dos materiais de duas barragens venezuelanas: Borde Seco, com 122 m de altura e um núcleo central espesso, e a de Las Cuevas, com 99 m de altura e um núcleo central muito esbelto. Ambos os empreendimentos se situam nos Andes, em zonas de elevada sismicidade (com acelerações horizontais de pico máximas, em afloramento rochoso, superiores a 0,4 g). Com o mesmo objetivo e idênticos procedimentos se procedeu também à modelação do comportamento sísmico da barragem do Alvito, em Portugal (Caldeira *et al.*, 1995).

Foram determinadas as propriedades cíclicas dos materiais constituintes em termos de módulo de distorção, de coeficiente de amortecimento, de coeficiente de pressões intersticiais, de razão de tensões e de deformações residuais pós cíclicas. A Figura 15 apresenta as curvas obtidas para a variação do módulo de distorção (G/G_{max}) e do coeficiente de amortecimento (D), em função da distorção (γ) dos materiais destas barragens. A Figura 16 apresenta a distribuição das deformações distorcionais potenciais da barragem de Las Cuevas após a ocorrência do sismo próximo, avaliadas com base em modelação numérica e nas deformações residuais determinadas nos ensaios cíclicos.

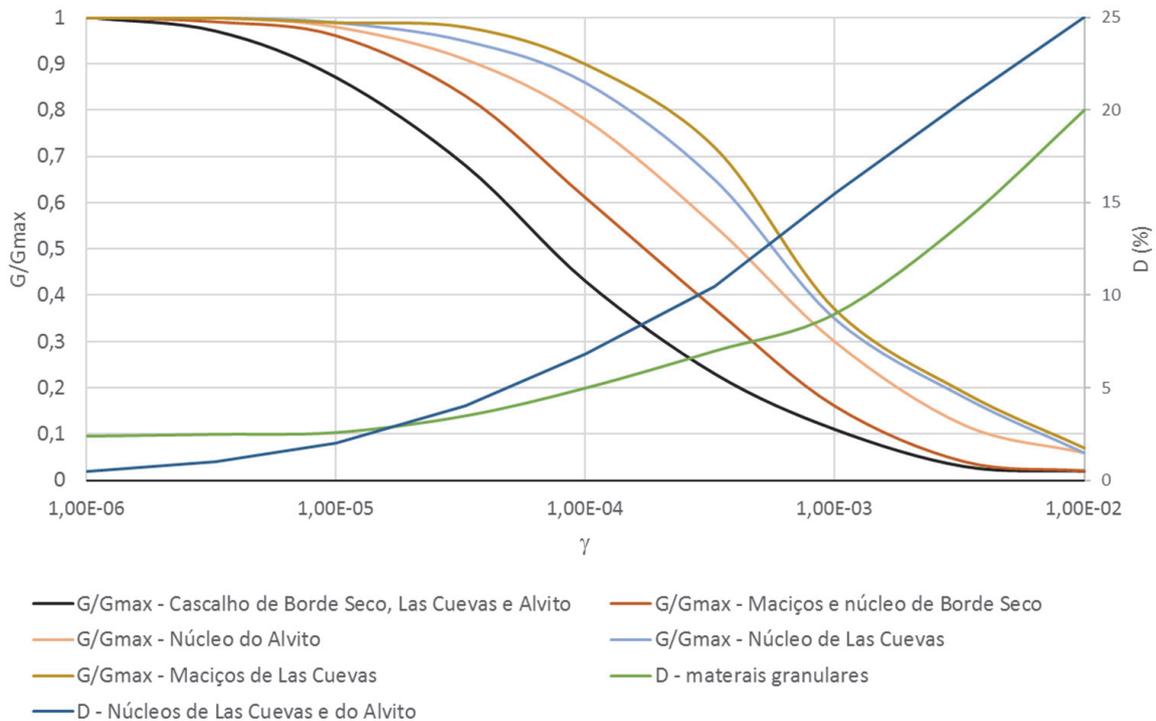


Fig. 15 – Caracterização dos materiais das Barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito em termos de módulo de distorção e coeficiente de amortecimento (Caldeira *et al.*, 1995).

Para avaliação do comportamento sísmico destas barragens foi desenvolvido um programa de elementos finitos para a análise de equilíbrios planos, com movimentos sísmicos impostos, sendo o comportamento não linear dos solos modelado pelo método de resposta complexa. A integração cronológica das equações de equilíbrio é obtida por recurso às transformações direta e inversa.

Para a redução do número de análises a efetuar na determinação da resposta sob ações sísmicas moderadas, que permitem a aplicação do método linear equivalente, foi desenvolvida e implementada uma abordagem estocástica.

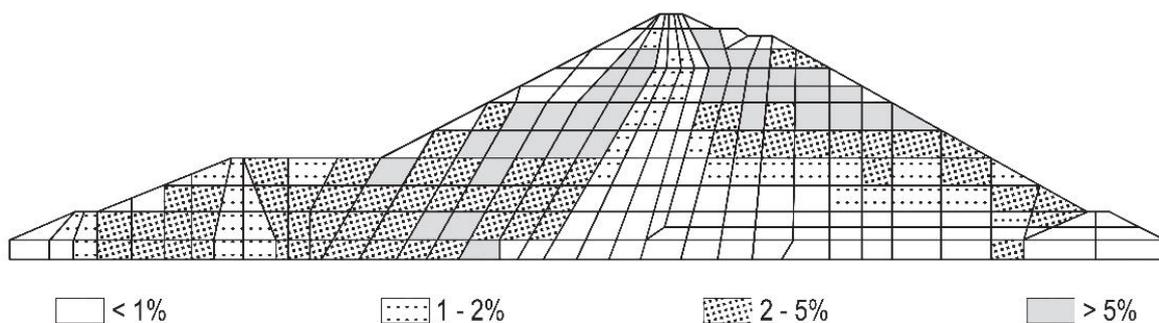


Fig. 16 – Deformações distorcionais potenciais da barragem de Las Cuevas após o sismo próximo.

Um aspeto crucial neste tipo de análise reside na escolha da distribuição estatística dos máximos das respostas, pelo que se torna importante validar os resultados obtidos por via estatística através da sua comparação com os resultados médios de análises determinísticas (Caldeira e Bilé Serra, 1997). Tal comparação foi efetuada, mediante a hipótese de a evolução cronológica de qualquer grandeza envolvida constituir um processo de banda estreita, na avaliação da segurança sísmica da barragem do Alvito. A Figura 17 apresenta os valores máximos, médios e mínimos do número equivalente de ciclos obtidos através de análise no tempo (no mínimo 30) comparados com os valores determinados numa única abordagem estocástica para a barragem do Alvito sob a ação sísmica longínqua.

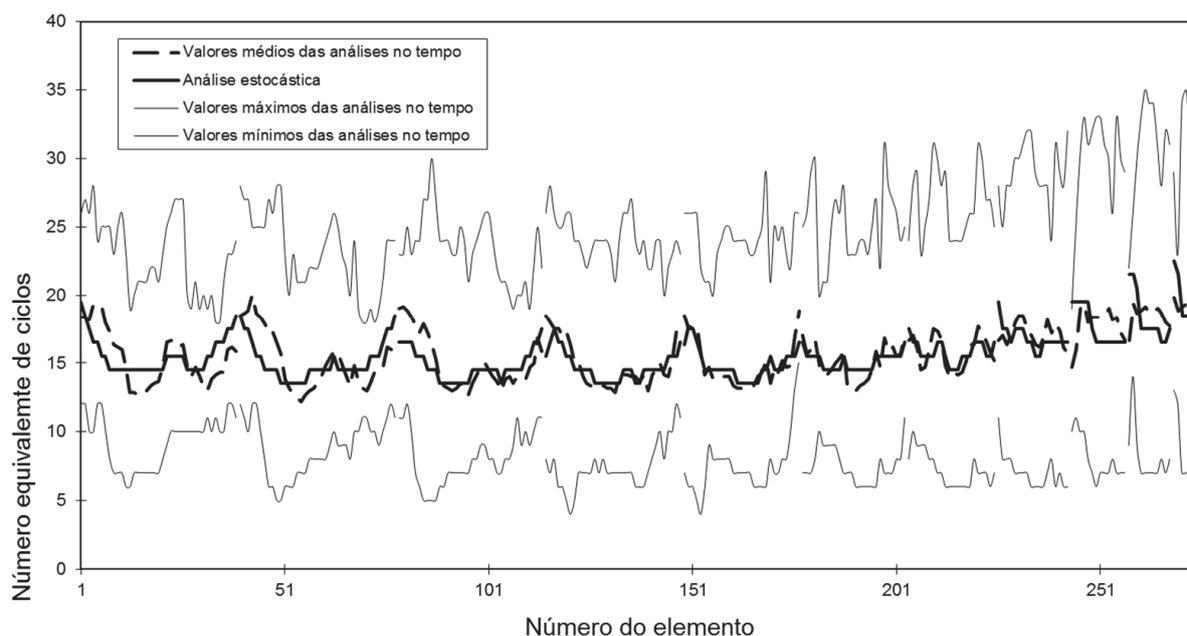


Fig. 17 – Número de ciclos uniformes equivalentes determinados através de abordagens determinística e estocástica.

Para a modelação do comportamento mecânico dos solos, quando atuados por ações de carácter cíclico, foi escolhido, devido à sua grande versatilidade, o modelo elastoplástico de multi-superfícies (anisotrópicas do tipo Drucker-Prager – Figura 18) com endurecimento cinemático e lei de fluxo não associada. Foi realizado o desenvolvimento de diversas aplicações destinadas à

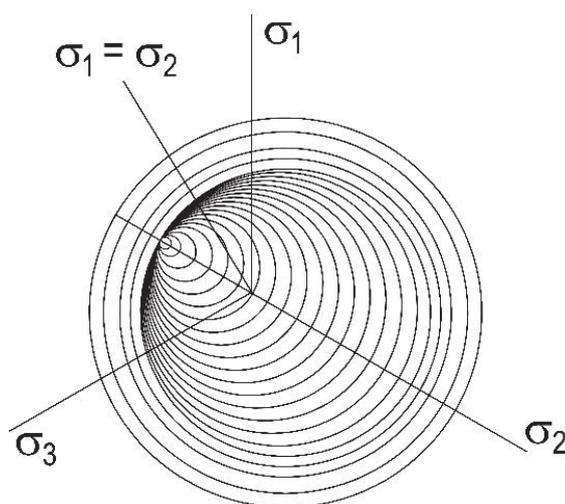


Fig. 18 – Modelo elastoplástico de multi-superfícies usado para ações cíclicas e não monotónicas.

integração constitutiva do equilíbrio num ponto de tensão, que permite simular o estado de tensão tridimensional a partir de um conjunto de parâmetros constitutivos e de uma sequência cronológica de estados de deformação tridimensionais.

2.4 – Modelação do comportamento de barragens com misturas de solo e enrocamento

O uso de materiais não tradicionais como as misturas de solo e de enrocamento (*Soil Rockfill Mixtures – SRM*), por razões económicas e ambientais, na construção de aterros coloca alguns novos desafios em termos de técnicas de construção e do seu controlo, e para a determinação das características do aterro resultantes do método de compactação. Estas características experimentam variações importantes de acordo com a percentagem das frações granulométricas existentes. Geralmente, este tipo de materiais resulta da escavação de maciços rochosos sem recurso a explosivos, e pode abranger partículas de grandes dimensões (superiores a 0,50 m). Por outro lado, as deformações medidas associadas a estes materiais têm sido superiores ao esperado.

Para melhorar o conhecimento bastante insuficiente do comportamento hidromecânico das SRM em barragens de aterro, foi realizado, pela primeira vez, um programa experimental deste tipo de material natural, abrangendo misturas com frações grossas (constituídas por partículas com

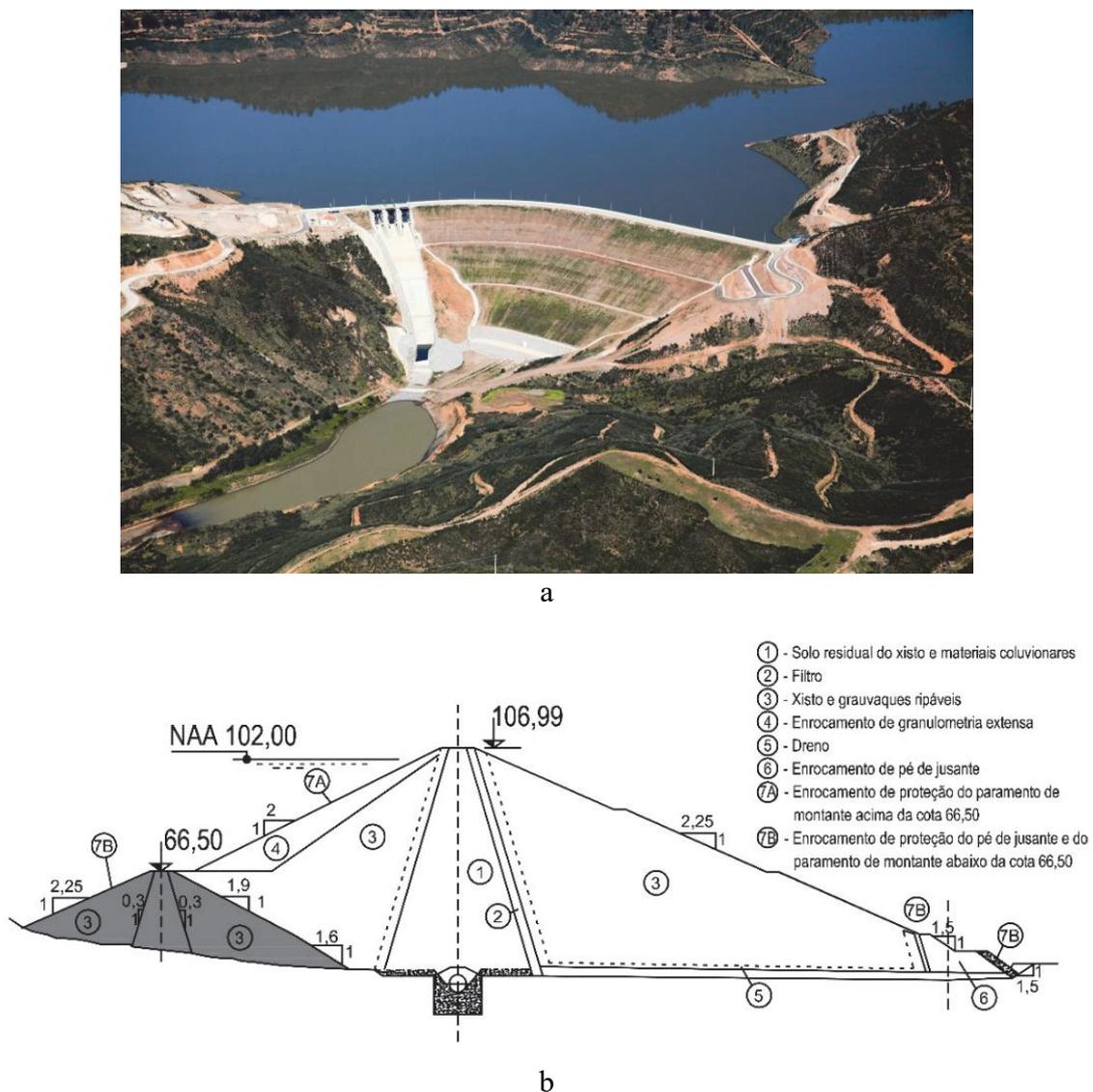


Fig. 19 – Barragem de Odelouca: a) vista geral; b) secção transversal da barragem.

dimensão superior a 19 mm) compreendidas entre 30 e 70%. Foram realizados ensaios de determinação das propriedades índice, de compressão isotrópica e K_0 , de corte em compressão triaxial não drenada e ensaios de permeabilidade sobre os materiais dos maciços estabilizadores utilizados na barragem de Odelouca (Brito *et al.*, 2018).

A barragem de Odelouca (Figura 19) é zonada, tem 76 m de altura e é constituída por um núcleo de solos argilosos e maciços estabilizadores de xisto alterado com uma fração significativa de partículas de grandes dimensões.

Devido à ausência na bibliografia de modelos constitutivos especialmente desenvolvidos e testados para SMR, foi desenvolvido um novo modelo constitutivo para estes materiais, designado

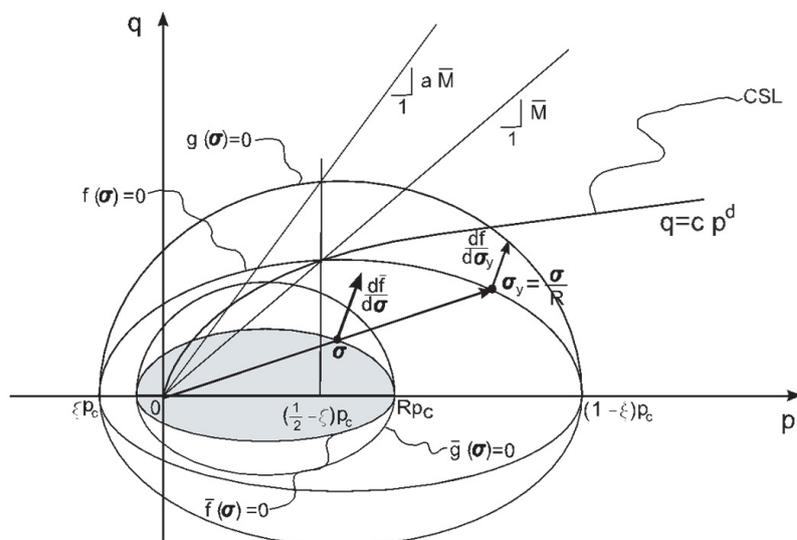


Fig. 20 – Superfície de subcarga e de potencial plástico e linha de estados críticos do modelo *Subloading Surface SRM*.

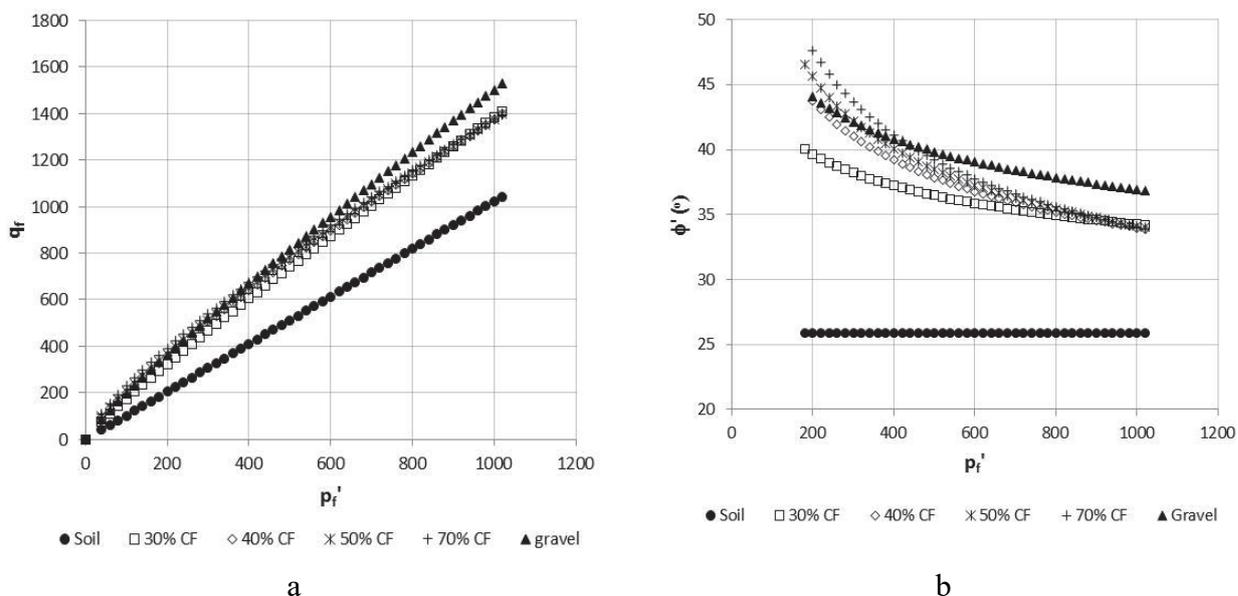


Fig. 21 – Comportamento mecânico das SRM na barragem de Odelouca; a) envoltentes de rotura e b) ângulo de atrito equivalente em função da tensão média efetiva para todas as SMR, para a sua fração fina (solo) e a sua fração grosseira (enrocamento). A pressão média efetiva (p'_f) e a resistência ao corte (q_f) estão expressas em *kPa*.

por modelo *Subloading Surface SRM* (Brito *et al.*, 2018 b), o qual é uma extensão do Modelo *Cam Clay Modificado* com o conceito de superfície de subcarga (*Subloading Surface*).

Este modelo permite a ocorrência de deformações plásticas no interior da superfície de cedência, induzindo uma transição suave do comportamento elástico para o plástico, é não associado, apresenta uma secção no plano deviatórico não circular e admite uma linha de estados críticos curva (Figura 20). Foi calibrado com base nos resultados do programa experimental referido anteriormente (Figura 21), sendo capaz de reproduzir razoavelmente bem a resposta das amostras de SMR da barragem de Odelouca, considerando a variabilidade intrínseca dos provetes ensaiados.

2.5 – Modelação da rotura em geomateriais

Para testar a eficiência da introdução da viscosidade como elemento regularizador na captação dos fenómenos de localização através de modelos numéricos (Loret e Prevost, 1990) e a sua sensibilidade ao modelo constitutivo adotado, com recurso ao programa DYNAFLOW, foi modelado o comportamento de um provete retangular (Caldeira, 1994), de solo homogéneo saturado, com comportamento visco-elasto-plástico, axialmente solicitado, em estado plano de

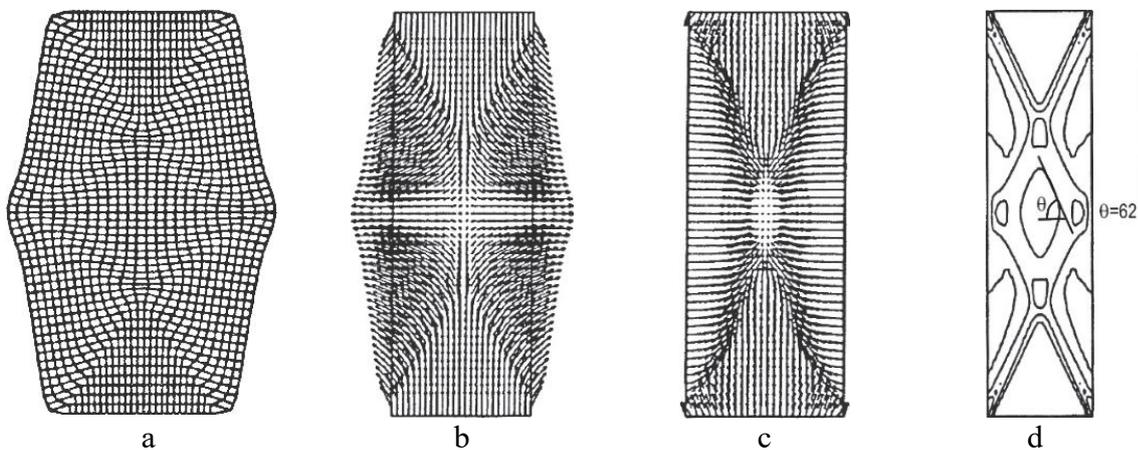


Fig. 22 – Localização de um provete retangular, axialmente solicitado, com recurso ao critério de cedência de Matsuoka (Caldeira, 1994): a) malha deformada; b) campo de deslocamentos da fase sólida; c) campo de deslocamentos da fase líquida; d) contornos de distorção

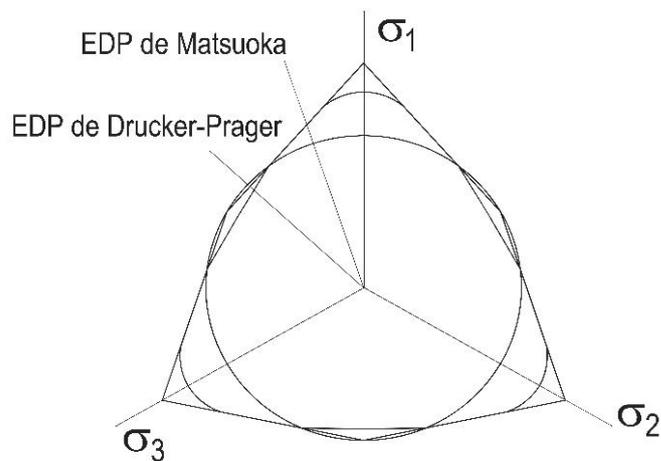


Fig. 23 – Tangência das superfícies de cedência de Drucker-Prager e de Matsuoka com a superfície de cedência de Mohr-Coulomb em trajetórias plásticas em estado plano de deformação

deformação (Figura 22). Com vista à aferição dos critérios regulares em relação ao critério de cedência de Mohr-Coulomb, compararam-se os critérios de cedência de Mohr-Coulomb, de Drucker-Prager e de Matsuoka, estabeleceram-se as trajetórias plásticas em estado plano de deformação (Figura 23) e determinaram-se os parâmetros dos critérios de Drucker-Prager e de Matsuoka a considerar para que a plastificação se verifique simultaneamente com aplicação destes critérios e do critério de Mohr-Coulomb.

2.6 – Modelação tendo em conta o estado de não saturação dos materiais geotécnicos

Como se viu anteriormente, este tema foi primeiramente desenvolvido, no caso das barragens, com vista à quantificação das deformações de colapso resultantes da submersão dos aterros.

Na realidade, no caso dos solos, a condição de não saturação introduz um problema muito importante, que é o de saber como se deve considerar e quantificar a tensão efetiva nesse estado. O facto mais relevante é que o conceito de tensão efetiva não pode ser dissociado de considerações de natureza microestrutural.

De facto, a estrutura do solo sempre desempenhou um papel importante no comportamento resistente dos solos saturados. Trata-se agora de introduzir o conceito de microestrutura e dos seus microvazios, como um aspeto particular relevante de esse todo que é a estrutura.

É verdade que os solos podem não exibir microestrutura (uma areia siliciosa ou um silte, por ex.), isto é, só têm macrovazios, ou, mais simplesmente, vazios. Os efeitos capilares nesses vazios, onde se localiza a totalidade da água que o solo contém, constituem a contribuição da sucção para a tensão efetiva.

Já no domínio das argilas, sobretudo plásticas, os agregados de partículas, com os seus microvazios, constituem microestruturas. Neste tipo de solos, só uma fração da água de saturação total é que explica de facto a ação da água em tensão. Isto é, só uma fração da sucção atual deve ser considerada nas equações constitutivas que descrevem o comportamento desses solos não saturados.

Quanto aos enrocamentos, a problemática da não saturação põe-se em moldes completamente diferentes. Por um lado, o grau de saturação dos vazios não determina qualquer efeito no comportamento mecânico do enrocamento, dado o efeito evidente da dimensão dos vazios no valor das tensões capilares. Este aspeto já foi salientado em 2.1.

Mas a não saturação passa a ter um importante papel no comportamento mecânico dos blocos do enrocamento, ao transferir a sua atuação para os vazios da própria rocha. Instala-se nestes uma sucção que é função da humidade relativa instalada nos vazios do enrocamento, a qual, em conjunto com o estado de tensão total reinante, tem um papel importante na tenacidade (resistência à fractura) da rocha. Ora, como se viu em 2, a fracturação da rocha tem marcada repercussão no comportamento mecânico do enrocamento. Não pode deixar de se chamar a atenção para o facto de, no caso da rocha (material sólido frágil), a sua rotura estar a ser abordada no âmbito da mecânica da fractura (Maranha das Neves e Caldeira, 2018).

Na prática, os conceitos acabados de mencionar estão na base dos notáveis desenvolvimentos, no domínio dos solos, ocorridos a partir dos anos 90 (Alonso *et al.*, 1990), os quais permitiram, com a introdução do modelo elastoplástico com endurecimento, BBM, a reprodução dos efeitos de trajetórias de tensão e/ou de sucção.

No caso dos enrocamentos, os conhecimentos começados a divulgar no início deste século com a proposta de um modelo fenomenológico em que as variáveis relevantes eram a tensão e sucção totais (Oldecop e Alonso, 2001), constituíram uma contribuição fundamental para a mecânica dos enrocamentos, nomeadamente com a introdução do conceito de fractura do elemento rocha acabado de referir atrás.

A modelação com estas ferramentas do comportamento, em todas as fases da sua vida, da barragem de Beliche, constituiu um trabalho notável (Alonso *et al.*, 2005), sendo interessante, entre muitos outros aspetos, a justificação da relação observada entre as deformações a longo

prazo nos maciços estabilizadores e a pluviosidade. E que quando a humidade relativa atinge, pela primeira vez, o valor de 100% nos vazios dos blocos do enrocamento, cessam definitivamente as deformações com origem climática.

A investigação neste domínio em Portugal incidiu sobre o comportamento hidromecânico de aterros de rochas brandas evolutivas compactadas, dada significativa degradação destas quando sujeitas a ciclos de carga e/ou sucção. Os modelos aplicáveis a aterros de solos ou de enrocamento não são suscetíveis de reproduzir um comportamento que se revela tão complexo. Os estudos consistiram na experimentação e modelação de ensaios laboratoriais realizados com a própria rocha (Figura 24a) e com a rocha compactada (Figuras 24b e 24c), quando submetidas a trajetórias de tensão e de sucção (Cardoso *et al.*, 2012), e na elaboração de dois modelos constitutivos capazes de descrever os ensaios com os dois materiais (Cardoso *et al.*, 2013).

O modelo desenvolvido para o elemento de rocha considera a sua degradação física através de um parâmetro de dano. O modelo proposto para a rocha compactada, incorpora o aplicado à própria rocha, sendo elastoplástico com endurecimento e amolecimento, definido em tensões totais e que inclui a sucção como variável de estado. Recorre a funções de interação para quantificar a interdependência entre aqueles dois níveis estruturais. Não se conhecem outros modelos deste tipo.

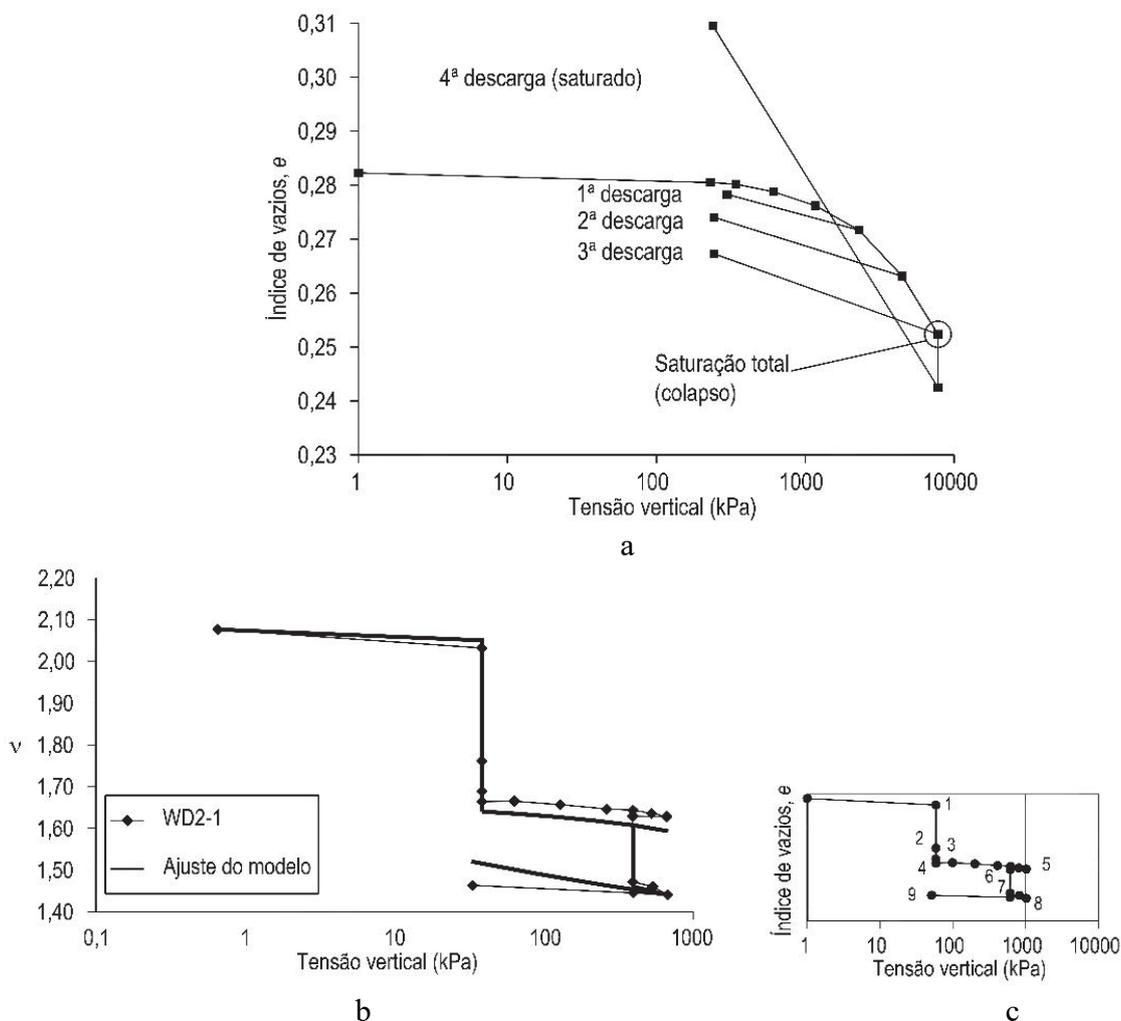


Fig. 24 – Ensaios com margas e sua modelação. a) ensaio edométrico de margas, com s (sucção) = 120 MPa, o qual evidencia os danos das propriedades mecânicas devido aos ciclos de carga-descarga e de sucção (e =índice de vazios); b) modelação de um ensaio edométrico das margas compactadas (v =volume específico); c) trajetória de tensão correspondente ao ensaio apresentado em b).

Muito embora o uso de uma rocha tão degradável como a estudada não se recomende no caso de uma barragem de aterro, toda investigação facultada conhecimentos relevantes para o caso em que se recorra a rochas brandas não tão mecanicamente penalizáveis como as margas investigadas.

2.7 – A segurança e a funcionalidade das barragens

Como corolário deste ponto 2 dedicado à modelação do comportamento estrutural das barragens de aterro, seria lógico abordar a utilização das ferramentas aí descritas com um objetivo de enorme importância: o dimensionamento destas estruturas geotécnicas com base no conceito dos estados limite (*LSD – Limit State Design*). Não podendo fazê-lo por razões de espaço, resta referir que a investigação nesta área abrangeu não só as estruturas geotécnicas em geral (Maranha das Neves, 1994) mas não deixou de incidir de forma muito marcada e com repercussões regulamentares no projeto de barragens de aterro. Esta orientação tem vindo a ser seguida desde o fim da década de 80 (Maranha das Neves, 1991 e 1991b) até aos dias de hoje, com relevo mais recente para a adequada utilização dos coeficientes parciais quando se recorre a análises numéricas (Caldeira e Maranhã das Neves, 2014).

3 – A CONTRIBUIÇÃO DOS FILTROS PARA A SEGURANÇA DAS BARRAGENS DE TERRA-ENROCAMENTO

Em meados da década de 80 teve início uma importante alteração na abordagem da segurança das barragens de terra-enrocamento: os filtros críticos, assumiram o papel de primeira linha de defesa liderante nesta matéria. É neste contexto que se abordam as investigações que se seguem.

3.1 – Observação direta do processo erosivo nas paredes das fendas e critérios de dimensionamento de filtros críticos

Esta investigação debruçou-se sobre a erosão por escoamentos concentrados das paredes de fendas em núcleos de barragens zonadas. Visou não só os aspetos de natureza microestrutural que caracterizam essa erosão, como também, agora numa abordagem macroestrutural, os critérios para dimensionamento de filtros críticos. Demonstrou-se que as velocidades do escoamento nas fendas, com espessuras milimétricas, são necessariamente muito baixas (velocidades iniciais nos ensaios entre 2 a 5 cm/s). Os ensaios envolveram diferentes solos, filtros, espessuras e orientações da fenda.

Foi concebido um equipamento - designado *CET (crack erosion test)* - que permitiu, pela primeira vez, a observação direta da própria erosão nas paredes da fenda e do transporte dos materiais erodidos até à face do filtro. Visualizaram-se, também, os mecanismos de filtragem na

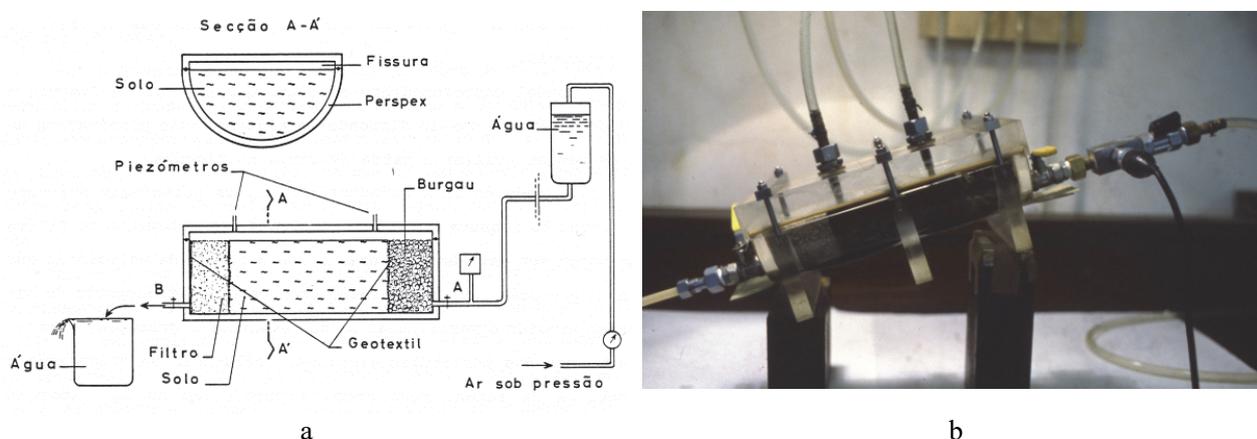


Fig. 25 – CET (*crack erosion test*): a) esquema do equipamento usado no ensaio; b) fotografia de um ensaio num solo residual de xisto.

interface solo-filtro (Maranha das Neves, 1987 e 1991, e Maranha das Neves e Oliveira, 1990). Houve ensaios que se prolongaram por cerca de 30 dias, para estudar os efeitos do tempo. Nas Figuras 25a e 25b, podem ver-se um esquema do *CET* e uma imagem do ensaio de uma fenda transversal inclinada para jusante.

No caso de ocorrer transporte das partículas do núcleo, determina-se a dimensão das partículas do material do núcleo retidas na sua interface com o filtro, das que penetram e permanecem no filtro e das que são arrastadas para jusante deste órgão. Na Figura 26 podem ver-se fotografias ao microscópio com a indicação da dimensão das partículas nas três localizações acabadas de indicar.

Observou-se o que se passava na interface do núcleo com o filtro e o papel que algumas das partículas desse solo poderiam eventualmente desempenhar no funcionamento do filtro. A Figura 27 mostra, por exemplo, uma película formada com partículas do núcleo na interface, a qual controla a continuação da erosão daquele órgão (*filtration*). Como pode ver-se neste caso, no interior do filtro não ocorrem quaisquer partículas do núcleo.

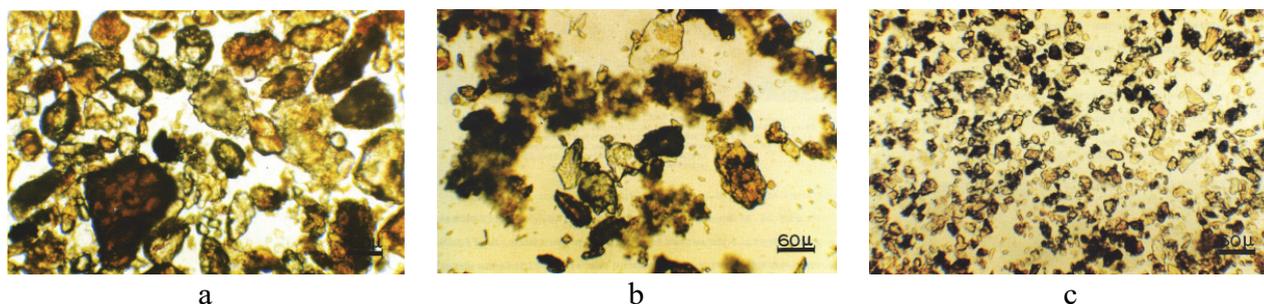


Fig. 26 – Fotografias ao microscópio, consoante a sua localização: a) areias finas e siltes grossos acumulados à superfície do filtro; b) siltes médios a grossos e alguma argila no interior do filtro; c) siltes finos a médios, vestígios de siltes grossos em suspensão na água que passou através do filtro

Para além das contribuições ao nível microestrutural, estes ensaios confirmaram, por uma via diferente, os critérios de dimensionamento de filtros críticos de Sherard e Dunnigan (1989). Foi igualmente investigado o mecanismo de preenchimento de fendas do núcleo com material arenoso colocado a montante do núcleo (*crack filling*), concluindo-se que, para as situações estudadas, e não obstante as baixas velocidades de escoamento, é elevada a probabilidade de preenchimento da fenda.

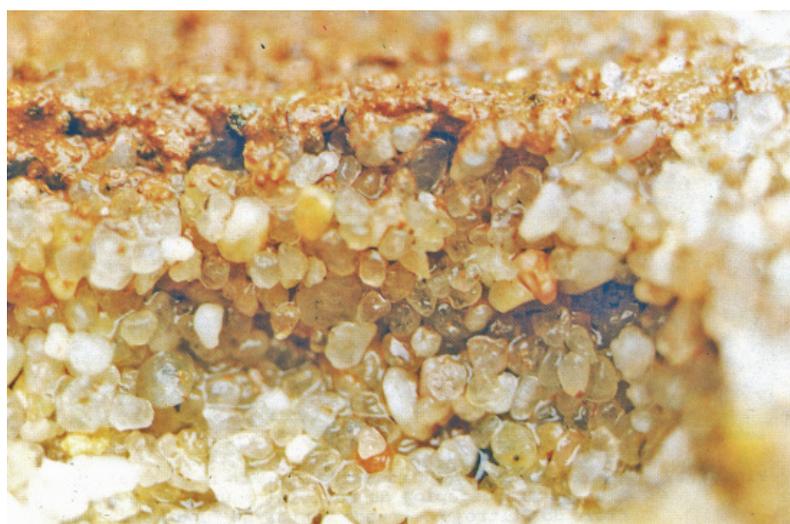


Fig. 27 – Macrofotografia mostrando partículas de solo do núcleo na interface com o filtro (*filtration*). Essas partículas já não ocorrem no interior do filtro.

De salientar, a nível internacional, o reconhecimento de ter sido a primeira vez que se procedeu à observação direta dos mecanismos atrás descritos. De acordo com a ICOLD (1994), os resultados da investigação constituíram uma verificação independente dos critérios atuais de dimensionamento de filtros.

Relativamente ao *crack filling*, são por vezes levantadas dúvidas, dadas as baixas velocidades do escoamento da água que se verificariam nesse processo, de que a areia dum filtro a montante do núcleo possa ser transportada para preencher uma fenda (ver Figura 28). Mas, ainda de acordo com a ICOLD (op. cit.) esta investigação *demonstrou que uma areia média uniforme, com $D_{100} = 0,5 \text{ mm}$ e $D_{15} = 0,3 \text{ mm}$ será transportada através de fendas de 2,5 e 5mm de espessura com uma velocidade da água nas fendas, tão baixa quanto 1,5 cm/s.*

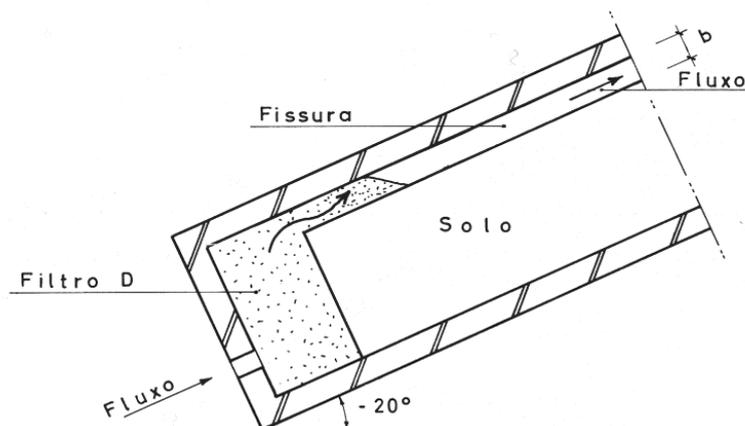


Fig. 28 – Esquema do ensaio do preenchimento com areia numa fenda inclinada de -20° com a horizontal (Maranha das Neves, 1991)

3.2 – Investigação experimental sobre critérios de limitação da progressão da erosão interna em fendas

Para estudar o efeito que os materiais de montante podem ter na limitação do escoamento através de fissuras do núcleo em barragens de aterro zonadas, foi desenvolvido um novo ensaio, bem como os respetivos procedimentos (Correia dos Santos, 2014 e Correia dos Santos *et al.*, 2014).

A Figura 29 apresenta a célula de ensaio concebida (com um diâmetro interno de 280 mm). É constituída por diferentes troços que são sequencialmente justapostos, materializando o material a montante do núcleo (com um comprimento até 250 mm), o material do núcleo (com um comprimento até 170 mm) e uma câmara a jusante para a recolha do material erodido, cuja extremidade de jusante, em acrílico, permite a visualização da saída das partículas arrastadas pelo fluxo.

A Figura 30 apresenta um esquema da montagem e da execução deste tipo de ensaios. Para a sua realização faz-se um furo no centro e ao longo da espessura do núcleo de modo a simular a ocorrência de uma fuga concentrada. Para ter em conta a possibilidade das fendas, em alguns materiais, se propagarem para montante, o furo também atravessa o material nessa zona. Ao provete assim obtido é aplicada uma perda de carga selecionada. Medem-se, durante o ensaio, os níveis nos piezómetros instalados em três locais: a montante, no contacto entre o material a montante e o material do núcleo e a jusante do material do núcleo (ver Figura 30). O caudal é igualmente medido durante o ensaio. São também registadas com uma câmara digital, através da placa transparente da extremidade, imagens das partículas transportadas e a turbidez do efluente.

Os resultados deste ensaio permitem a identificação de quatro tipos de comportamento (Correia dos Santos *et al.*, 2017): paragem ou decaimento do fluxo devido ao colapso do tubo a



Fig. 29 – Célula de ensaio do LNEC usada no ensaio de erosão para avaliação da capacidade de limitação da progressão da erosão interna nas fendas (Correia dos Santos, 2014).

montante (comportamento tipo F1), aumento do fluxo até a um valor limite (comportamento tipo F2), desaceleração temporária da erosão do núcleo (comportamento tipo F3), e progressão severa da erosão (comportamento tipo F4). A Figura 31 mostra a evolução do caudal para cada tipo de comportamento e ilustra o aspeto típico dos provetes no final do ensaio.

O comportamento Tipo F2 ocorre quando o material a montante não é erodível para a carga hidráulica aplicada. O aumento inicial do caudal é devido à erosão do tubo no núcleo, com diminuição de perda de carga ao longo do núcleo e com um ligeiro aumento da perda de carga ao longo do material a montante. Consequentemente, a tensão de corte na superfície do tubo no

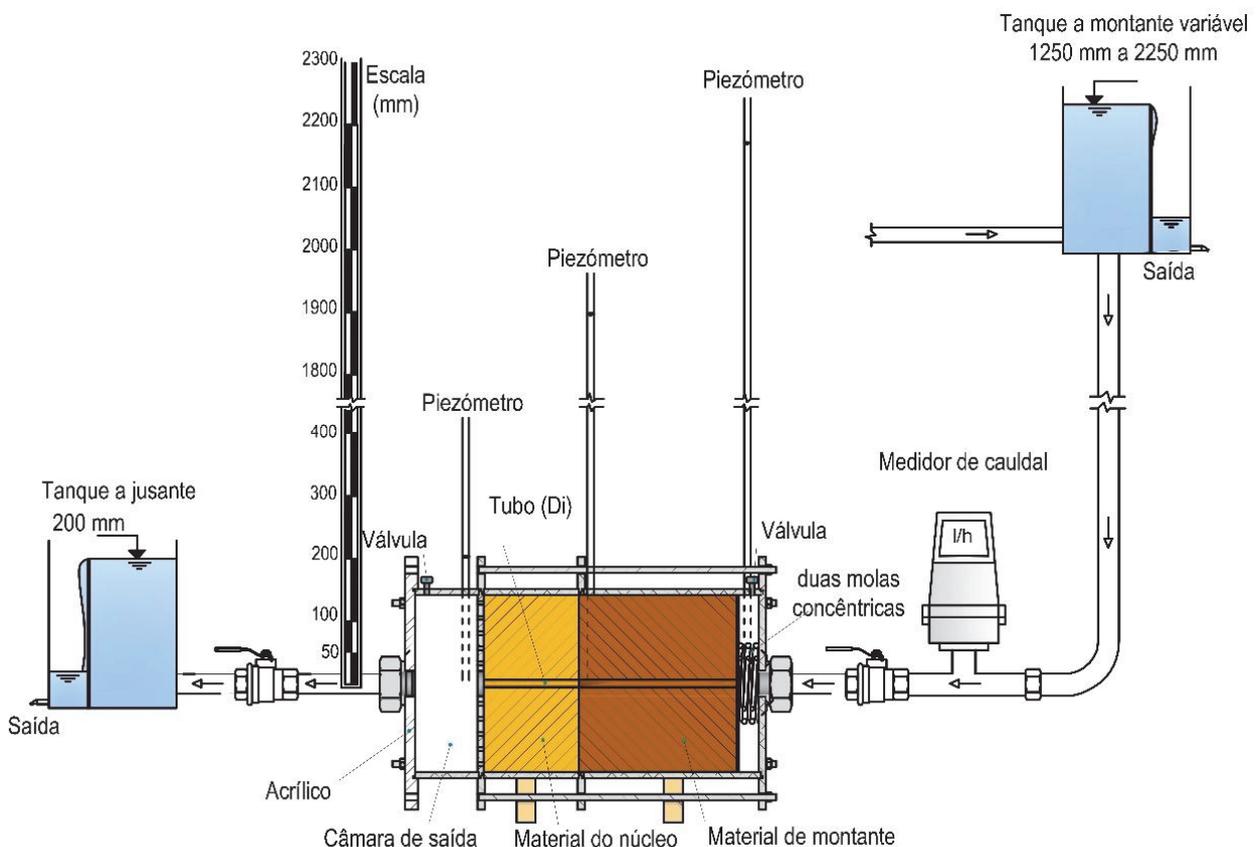


Fig. 30– Esquema de montagem e de execução do ensaio de erosão para avaliação da limitação de fluxo.

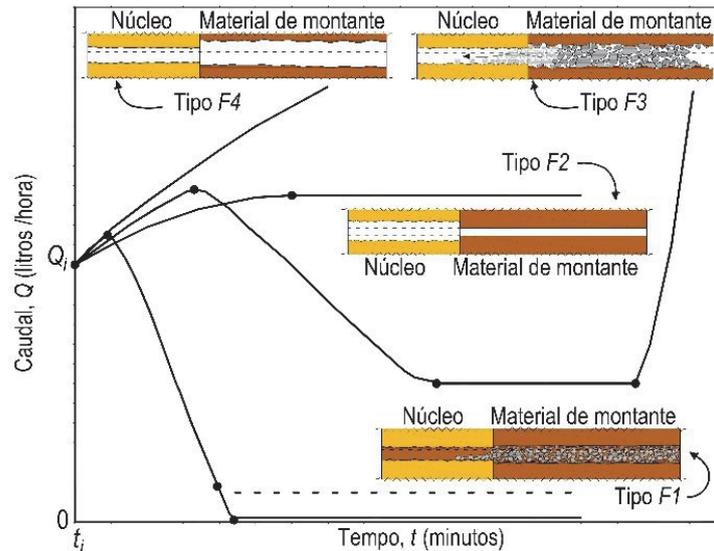


Fig. 31– Tipos de comportamentos observados nos ensaios de erosão para avaliação da limitação de fluxo (Correia dos Santos *et al.*, 2017).

núcleo desce até atingir valores inferiores à sua tensão de corte crítica, o que diminui substancialmente, ou até mesmo faz cessar, a sua erosão, do que resulta um caudal constante.

No comportamento tipo F3, após o aumento inicial do caudal, os finos do material a montante sofrem erosão a uma taxa superior à do núcleo, e seguidamente partículas com dimensão máxima superior ao diâmetro do tubo no núcleo. Essas partículas ficam presas na interface com o núcleo, resultando em quase estabilização do fluxo. No entanto, este escoamento é suficiente para erodir o núcleo, cujo tubo aumenta de dimensões e permite a passagem das partículas anteriormente retidas, produzindo-se um aumento do caudal sem qualquer restrição.

No comportamento tipo F4, o caudal aumenta continuamente a uma taxa muito rápida, principalmente devido a uma elevada taxa de erosão do material a montante, sem ocorrência de colapso do tubo do material nessa zona.

Os solos com comportamento do tipo F1 são considerados altamente capazes de interromper o processo de erosão ao longo de fugas concentradas, dado limitarem o caudal a valores praticamente nulos. Os solos com comportamento tipo F2 são eficazes em limitar o caudal e, assim, controlar a progressão da erosão ao longo de fissuras no núcleo. Os solos a montante que têm comportamentos dos tipos F3 e F4 não impõem qualquer limitação ao aumento do caudal que pode ocorrer ao longo de uma fissura no núcleo.

Foram também realizados estudos experimentais relacionados com o fenómeno que se tem estado a descrever e com incidência particular na natureza do solo de montante do núcleo (Correia dos Santos *et al.*, 2017 b), bem como ensaios visando um melhor conhecimento do processo de *crack filling* descrito em 3.1 (Correia dos Santos *et al.*, 2015).

4 – UMA SINGULARIDADE PORTUGUESA: A ESCOLHA DO TIPO DE BARRAGENS PARA A PRODUÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA

A realidade descreve-se brevemente: até hoje construíram-se apenas três barragens de aterro para a produção de eletricidade, a saber, Paradela (1958), pela HICA, Vilar (1966), pela HEZ e Lagoacho (1993), pela EDP.

Estatísticas publicadas pela ICOLD (2020), confirmam que as barragens de aterro, incluindo terra e/ou enrocamento, são de longe o tipo de barragem mais frequente.

E para refletir sobre o que se tem passado nos últimos 70 anos, no que respeita à opção por barragens de aterro com vista à produção de energia elétrica, analisou-se o que ocorreu em países

grandes construtores de barragens para produção dessa energia (Espanha, Noruega, Áustria, Brasil, Estados Unidos, etc.) e o que resulta dessa análise é que as barragens de aterro veem superando largamente as de betão.

Daí a pergunta: que razões há para esta singularidade portuguesa? É uma intrigante questão que sempre preocupou os autores, que têm, em vários *fora*, exposto a sua perplexidade e procurado por esclarecimentos que nunca surgiram, nem particular nem publicamente (Maranha das Neves, 1979, 2010, e Maranhã das Neves e Caldeira, 2010).

Por vezes ouve dizer-se que se escolhe uma solução em betão porque seria mais segura do que uma em aterro. Mas tal não é verdade, já que a percentagem de roturas é praticamente independente do tipo de barragem (ICOLD, 2020).

O que aquela afirmação encobre é uma falta de empenho das Concessionárias na procura de soluções técnicas relativas a barragens de aterro. Como é sabido, o LNEC surgiu fundamentalmente para apoio ao projeto e construção de barragens necessárias ao plano de eletrificação do país e, com menos evidência, na materialização dos planos de rega. Ao contrário de uma estreita ligação das Concessionárias com o LNEC no domínio das barragens de betão, tal não se verificou com o projeto de novas barragens de aterro.

De facto, no caso das barragens destinadas à irrigação, quer fossem de aterro, de betão ou mistas, estabeleceu-se, no que respeita ao corpo da barragem (a barragem propriamente dita), uma intensa colaboração entre a DGSH e o Departamentos de Geotecnia do LNEC. Mas, como atrás se disse, a colaboração com as Concessionárias, nunca se estabeleceu.

A única exceção ocorreu com a atrás referida barragem de Lagoacho (Figura 32a), quando, em 1984, a Direção de Produção do Centro da EDP solicitou aos Departamentos de Geotecnia e de Hidráulica do LNEC elementos sobre uma solução em enrocamento com cortina de betão a montante com vista a estudos prévios para decisão sobre a solução estrutural a adotar para essa barragem. Em resultado dessa consulta a EDP optou pela solução em enrocamento com cortina de betão a montante (Figura 32b), que veio a ser terminada em 1993, mas com projeto de execução e assistência técnica da Hidrotécnica Portuguesa.

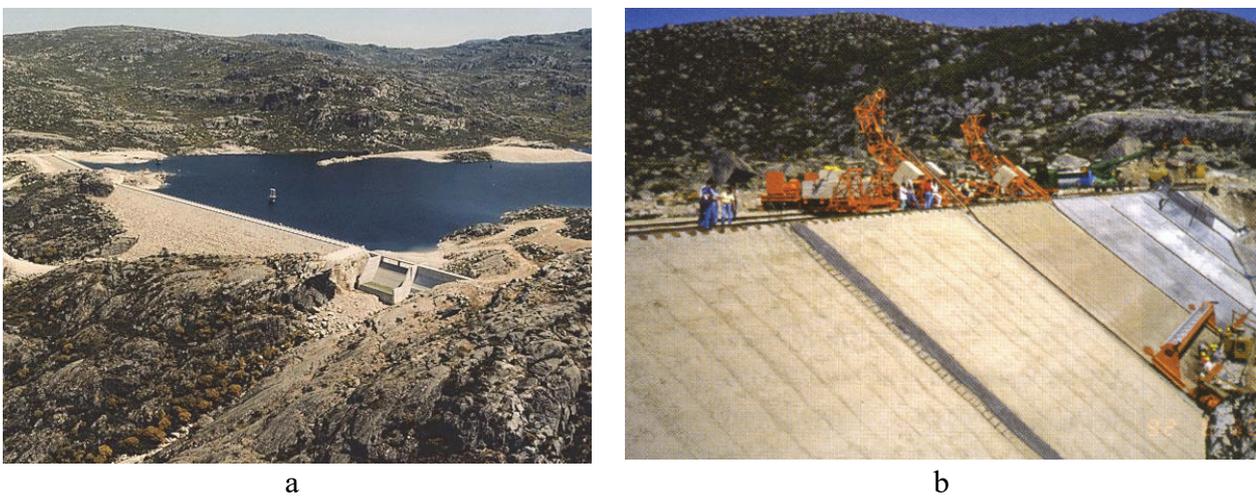


Fig. 32 – Barragem de Lagoacho, com 36 m de altura, localizada na Serra da Estrela: a) vista geral da barragem, que se situa à cota 1500 m, sendo a barragem portuguesa localizada a maior altitude; b) construção do revestimento do paramento da barragem em betão armado.

Resta acrescentar que, quanto às barragens de aterro portuguesas com outras finalidades que não a produção de eletricidade, estas foram inúmeras e de vários tipos, evidenciando um elevado domínio do estado da arte. Saliente-se, pela sua dimensão e complexidade, as numerosas barragens de aterro projetadas pela engenharia portuguesa no estrangeiro.

4.1 – Um exemplo de comparação de custos

A enorme difusão mundial das barragens de aterro radica muito nas vantagens económicas. Os autores fizeram uma comparação dos custos de duas barragens: Odivelas, 1972, de betão, em abóbadas múltiplas, com 55 m de altura e 544 m de comprimento na crista (Figura 33a) e Alvito, 1977, de aterro zonada, com 49 m de altura e 1105 m de comprimento na crista (Figura 33b). São pois obras sensivelmente da mesma altura, executadas no mesmo curso de água, distanciadas cerca de 20 km em linha reta, e com fundações geologicamente do mesmo tipo.

Para que a comparação tivesse significado calculou-se o custo da barragem de Odivelas, com uma solução em aterro semelhante à do Alvito, a preços de 1977 (dados fornecidos pelo INAG). Foram tidos em atenção os órgãos hidráulicos. As justificações e cálculos mostraram que, se na barragem de Odivelas se tivesse optado por uma solução em aterro, o custo teria sido aproximadamente metade do que realmente foi (Maranha das Neves e Caldeira, 2010).

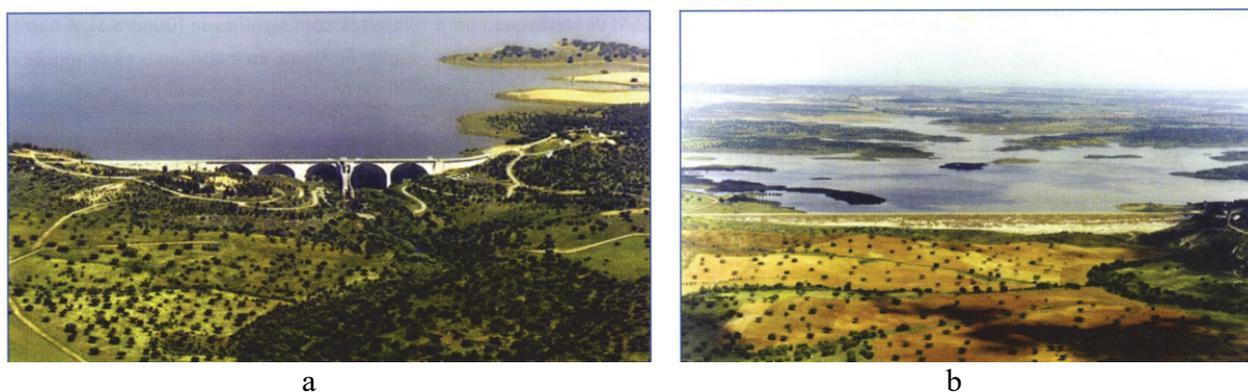


Fig. 33 – Vista das duas barragens, relativamente próximas, ambas na Ribeira de Odivelas: a) Odivelas (1972) e b) Alvito (1977)

Mas como se sabe assim se as decisões tomadas até hoje foram as melhores, se nunca se equacionaram as soluções mais usadas internacionalmente? É evidente que há situações que à partida dispensam esta comparação, como é, por exemplo, o caso das barragens a fio de água do Douro, da barragem de Coimbra, no Mondego, e a de Biver, no Tejo. Mas, entre tantas outras, quanto se teria gasto desnecessariamente?

Até hoje, a única referência a esta questão, surgiu numa conferência internacional sobre os aproveitamentos hidroelétricos portugueses: *Apesar dos aproveitamentos hidroagrícolas [...] não serem tão complexos como os hidroelétricos, [...] um ponto muito curioso, foi a preferência dominante pelas barragens de aterro nos esquemas de regadio, ao contrário das soluções em betão sempre preferidas nos escalões hidroelétricos*” (Braga da Cruz, 2010).

Ao comparar soluções para um aproveitamento hidroelétrico, deve ter-se presente que, qualquer que seja o tipo de barragem escolhido, todas as outras estruturas necessárias à produção de eletricidade (por vezes bem complexas) terão de existir independentemente de a barragem ser em betão ou em aterro.

Mas em relação à solução estrutural do corpo da barragem, porquê associar a complexidade à opção por uma barragem de betão em detrimento de uma barragem de aterro? Na realidade, a barragem de aterro é, quanto à fundamentação da sua conceção e ao projeto, tanto ou mais complexa que a barragem de betão, satisfaz as condições de segurança e ambientais exigíveis, é mais simples de construir, os problemas de fundação são menos severos, é normalmente menos onerosa e não usa cimento e aço, que, na sua produção, são dos materiais que maior quantidade de dióxido de carbono emitem. É, por isso, que em todo o mundo se constroem mais e mais altas barragens de aterro para produção de energia elétrica. Daí que a verificação do enviesamento da

situação portuguesa tem de ter uma explicação mais profunda do que apelidá-la apenas de uma curiosidade.

Por exemplo, a solução em abóbadas múltiplas caiu internacionalmente em desuso. A sua implementação corresponderia a uma vontade de levar a solução em betão até onde já não se justificava, mas acreditava-se, erradamente, que o betão lhes associava uma segurança que aparentemente as barragens em aterro não tinham. Assim, a barragem de Odivelas teria constituído uma experiência que se usou depois na Aguieira, sendo a experiência desta, por sua vez, estendida, nos estudos iniciais, à barragem do Alqueva (Silva Gomes *et al.*, 2004). Não poderiam as barragens da Aguieira e Alqueva ter tido soluções em aterro com menores custos e segurança idêntica? Não se sabe, pois esta questão nunca foi levantada em devido tempo. Não se argumente com as dimensões de Alqueva e da sua albufeira, já que pode mostrar-se que soluções em aterro de muito maior altura (altura nunca atingida pelas barragens de betão) foram construídas e se têm comportado bem.

4.2 – A degradação do betão

Trata-se das denominadas reações álcalis-sílica que ocorrem no betão, isto é, reações químicas entre formas de sílica presentes nos agregados e os iões alcalinos (álcalis) existentes na solução intersticial. Acontece que tais reações se manifestam algumas décadas após a construção, desencadeando efeitos deletérios importantes nas propriedades mecânicas do betão. Estes efeitos estão, de forma crescente, a manifestar-se no parque das barragens de betão portuguesas. Não sendo nosso propósito objetivar as ocorrências desta natureza (vultuosas despesas em reparações, abandono da barragem, por ex.), não pode deixar de se comparar estes estados de alteração progressiva do betão e seus graves reflexos nas barragens em operação com a estabilidade exibida pelos materiais naturais nas barragens de aterro.

Salienta-se, no entanto, que esta questão se encontra hoje científica e tecnicamente resolvida para as novas barragens, de modo semelhante como o enrocamento compactado já tinha resolvido, em meados do século passado, as questões da funcionalidade das barragens de enrocamento com cortina a montante.

4.3 – O betão, o aço e as alterações climáticas

Outro problema, não menos importante, tem a ver com as emissões de dióxido de carbono resultantes da produção do cimento e do aço e com o papel destas emissões nas alterações climáticas. Não considerar esta questão choca frontalmente, desde a década de 80, com a política internacional (e nacional) de descarbonização, já que as emissões associadas ao fabrico do cimento e do aço têm um peso muito significativo na globalidade das emissões.

5 – O FUTURO

No próximo futuro perfilam-se importantes questões, para as quais é necessário encontrar resposta e pô-la em prática. Destacam-se pela sua importância, as que se seguem.

No que diz respeito às barragens em geral deve ser adotada, por otimização, a solução estrutural que melhor satisfaça, no seu conjunto, as condições de segurança estrutural, impacto ambiental e climático e custo. Embora se esteja a referir o futuro, já há muito tempo, como se viu atrás, havia condições para que assim se devesse ter procedido.

As fundações, sobretudo no caso das barragens de betão, vão aumentar significativamente a probabilidade de ocorrência de situações de maior complexidade, já que os locais geotecnicamente mais favoráveis foram sendo selecionados e usados. Quer isto dizer que em futuros empreendimentos em Portugal, as fundações deverão concitar maior atenção no que respeita aos problemas relacionados com a segurança estrutural.

Dentre os problemas que se relacionam com a segurança e funcionalidade das barragens de aterro, destaca-se a erosão interna, fenómeno de grande complexidade, mas que não pode ainda ser adequadamente descrito recorrendo a fórmulas ou modelos numéricos. Merece uma atenção particular quando está associada a potenciais escoamentos concentrados resultantes da ocorrência de fendas no núcleo de barragens zonadas. Após o primeiro enchimento podem gerar-se no núcleo estados de elevada OC e onde estão instaladas reduzidas tensões efetivas e elevadas pressões na água intersticial (Caldeira, 2018). Há que investigar como essas situações podem não só gerar fendas como determinar o comportamento hidromecânico generalizado nas zonas do núcleo onde se manifestam os estados atrás descritos.

Para barragens existentes que apresentam anomalias ou não respeitam os critérios atuais de dimensionamento ou de segurança, perspetiva-se a necessidade de aplicação de abordagens de gestão de riscos, a qual constitui um processo estruturado de apoio à decisão e de avaliação, mediante a ponderação dos fatores em jogo, da importância relativa dos eventos. Este tipo de análise providencia uma técnica consistente de comparação da segurança relativa das estruturas e permite formalizar os critérios para o estabelecimento de prioridades. Em estruturas em que a perda de funcionalidade, total ou temporária, seja determinante, fornece um meio racional para a programação de operações de manutenção, de observação, de eventuais reparações e para a construção de equipamentos complementares ou alternativos (Caldeira, 2006).

Finalmente o grave problema das emissões de CO_2 resultantes do fabrico do cimento e do aço. É um facto que o uso do betão e do aço será predominante na construção de edifícios, pontes, etc., não se conhecendo de momento uma alternativa a essas estruturas. Mas tal não acontece com o corpo de uma barragem, onde a alternativa sempre existiu: em vez de betão e aço, os materiais naturais: solos e rochas!

6 – AGRADECIMENTOS

As investigações descritas neste trabalho foram orientadas pelos autores. Nas equipas que nelas trabalharam, como espectável, colaboraram muitos investigadores, cujos nomes não podem deixar de ser mencionados: A. Veiga Pinto, M. Mateus da Silva, Ana Quintela, C. Santos Pereira, J. P. Bilé Serra, J. R. Maranhã, Rafaela Cardoso, Andrea Brito, Ricardo Correia dos Santos e Maria de Lurdes P. Baptista.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*, Géotechnique, vol. 40, nº 3, 405-403
- Alonso, E.; Olivella, S.; Pinyol, N. (2005). *A review of Beliche Dam*, Géotechnique, vol 55, nº 4, 267-285.
- Braga da Cruz, L. (2010). *O património hidroelétrico no século XX em Portugal*, Conferência Internacional Aproveitamentos Hidroelétricos em Portugal. Um novo ciclo, FEUP, Porto, 4-5 de fevereiro, 77-89.
- Brito, A.; Caldeira, L.; Maranhã, J.R. (2018). *Hydromechanical Characterization of Soil-Rockfill Mixtures*. Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 30, Issue 7, July 2018.
- Brito, A.; Maranhã, J.; Caldeira, L. (2018b). *A constitutive model for soil-rockfill mixtures*. Computers and Geotechnics, Volume 95, March 2018, 46-56.
- Caldeira, L. (1994). *Análise Dinâmica de Barragens de Aterro. Métodos de Avaliação*, Ph. D. Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2 Volumes, (566+346 páginas).

- Caldeira, L. (2006). *Análise de Riscos em Geotecnia. Aplicação a Barragens de Aterro*, Programas de Investigação e de Pós-Graduação na Área Científica de Mecânica de Solos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, (248 páginas).
- Caldeira, L. (2018). *Internal erosion in dams*, XXXV Lição Manuel Rocha, Soils & Rocks, vol. 41, nº 3, 237-263.
- Caldeira, L.; Bilé Serra, J. (1997). *Seismic Re-Analysis of Alvito Dam*, Proceedings of the 19th Large Dams Congress, Florence, Italy, pp. 431-454.
- Caldeira, L.; Maranhã das Neves, E. (2014). *Segurança de Barragens*, Revista Brasileira de Barragens, nº 1, 46-51.
- Caldeira, L.; Sêco e Pinto, P.; Bilé Serra, J. (1995). *Seismic Response of Embankment Dams*, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics”, University of Missouri-Rolla, USA, 1995.
- Cardoso, R.; Alonso, E.; Maranhã das Neves, E. (2013). *A constitutive model for compacted expansive and bonded marls*, Géotechnique, vol. 63, nº 13, 1116-1130.
- Cardoso, R.; Maranhã das Neves, E.; Alonso, E. (2012). *Experimental behaviour of compacted marls*, Géotechnique, vol. 62, nº 11, 999-1012.
- Correia dos Santos, R. (2014). *Experimental Investigation on Limitation of the Progression of Internal Erosion in Zoned Dams*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisbon University, Portugal (302 páginas).
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranhã das Neves, E. (2014). *Laboratory test for evaluating limitation on flows during internal erosion in zoned dams*, Geotechnical Testing Journal, vol. 37, nº 3, 463-476.
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranhã das Neves, E. (2015). *Laboratory tests for evaluation crack filling during internal erosion in zoned dams*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 36, nº 6, November, 915-928
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranhã das Neves, E. (2017). *Factors limiting the progression of internal erosion in zoned dams: flow limiting by an upstream material*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., vol. 143, nº 1.
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranhã das Neves, E. (2017 b). *Experimental study on limitation of internal erosion in dams by upstream zones of well-graded soils*, Géotechnique, vol. 67, nº 6, 491-502.
- Duncan, J. M.; Chang, C. Y. (1970). *Non-linear analysis of stress and strain in soils*, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Found. Eng. Div., SM5, September, 1629-1653.
- Folque, J. (1968). *Anotações sobre barragens de terra*, Memória nº 312, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Folque, J.; Maranhã das Neves, E. (1967). *Compactação em xistos alterados usando cilindros vibradores*, 2^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Rio de Janeiro - S. Paulo, Agosto.
- ICOLD (1994). *Embankment dams. Granular filters and drains. Review and recommendations*, Bulletin 9, Paris.
- ICOLD (2020). *Dam failures. Statistical analysis*, Bulletin nº 188, Paris.

- Loret, B.; Prevost, J.H. (1990). *Dynamic strain localization in elasto-(visco-)plastic solids, Part I. General formulation and one-dimensional examples*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 83, Issue 3, 247-273.
- Maranha das Neves, E. (1975). *Os estados críticos e a utilização dos modelos elasto-plásticos e rígido-plásticos*, Curso 110-2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, março, 75-185.
- Maranha das Neves, E. (1979). *Os aterros de enrocamento. Tendências atuais e seu reflexo em Portugal*, Geotecnia 26, Lisboa, julho, 49-71.
- Maranha das Neves, E. (1987). *Filters. Report on Discussion Session 9: Filters*. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, 1987, vol. 3, 1367-1373.
- Maranha das Neves, E. (1991). *Comportamento de barragens de terra-enrocamento*, Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, maio, Lisboa (371 páginas).
- Maranha das Neves, E. (1991b). *Static behaviour of earth-rockfill dams*, Advances in Rockfill Structures, NATO ASI Series, Applied Sciences, vol. 200, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 375-447.
- Maranha das Neves, E. (1994) – *Estados limite e segurança em Geotecnia*, XI Lição Manuel Rocha, Geotecnia 72, Lisboa, novembro, 5-62.
- Maranha das Neves, E. (2002) - *Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos*, II Conferência Pacheco Silva, Soils & Rocks, Vol. 25, nº 3, sept-dec, 161-203.
- Maranha das Neves, E. (2010). *Porquê não se constroem barragens de aterro para a produção de energia elétrica? Preconceito ou desconhecimento?* Construção Magazine, nº 49, nov.-dez., 8-12.
- Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos solos dos estados críticos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (388 páginas).
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos estados críticos. Solos saturados e não saturados*, IST Press, Lisboa (528 páginas).
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2010). *Ponto da situação sobre as barragens de aterro*, Conferência Internacional de Aproveitamentos Hidroelétricos em Portugal. Um novo ciclo, FEUP, Porto, 4 e 5 de fevereiro, 187-202.
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2018). *As equações constitutivas na modelação geotécnica*, IST Press, Lisboa (385 páginas).
- Maranha das Neves, E.; Oliveira, L. C. (1990) – *Klufteronsions versuche zur Klärung der Erosionsvorgänge bei Rissen in Staudämmen*, Geotechnik, Organ der Deutschen Gesellschaft für Erd und Grundbau, Heft 2, 74-79.
- Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1977). *Enrocamentos. Atualização de conhecimentos, estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação*, Relatório LNEC, Proc. 53/16/5022, Lisboa, julho, 1-135.
- Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1988). *Modelling collapse on rockfill dams*, Computers and Geotechnics, vol.6, nº2, 131-153.
- Maranha das Neves, E.; Matias Ramos, C.; Veiga Pinto, A.; Teixeira Direito, F. (1994). *Safety improvement of Beliche Dam*, ICOLD, 18th Conference, Q.68, R. 67, Durban.
- Mateus da Silva, J. M. (1996). *Modelação do colapso e da fluência em aterros*, Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, julho (295 páginas).

- Mateus da Silva, M. S.; Maranha das Neves, E. (1997). *Modelling collapse effects*, Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering (eds. Azevedo et al.), Balkema, Rotterdam, 55-70.
- Naylor, D.; Maranha das Neves, E.; Mattar Jr., D.; Veiga Pinto, A. (1986). *Predictions of construction performance of Beliche dam*, Géotechnique, vol. 36, nº 3, September, 359-376.
- Naylor, D.; Maranha, J. R.; Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1997). *A back-analysis of Beliche Dam*, Géotechnique, vol. 47, nº 2, 221-233.
- Naylor, D.; Pande, G.; Simpson, B.; Tabb, R. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*, Pineridge Press Pub., Swansea (245 páginas)
- Naylor, D.; Tong, S. L.; Shahkarami, A. A. (1989). *Numerical modelling of saturation shrinkage*, 3th NUMOG, (eds S. Pietruszczak & G. N. Pande), Amsterdam, Elsevier, 636-648.
- Oldecop, L.; Alonso, E. (2001). *A model for rockfill compressibility*, Géotechnique, vol. 51, nº 2, 127-139.
- Quintela, A. (1994). *Ensaio de compressão triaxial. Equipamento para imposição automática de trajetórias de deformação*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa
- Santos Pereira, C. (1992). *Elastoplasticidade de meios particulados. Aplicação a fundações superficiais e barragens de aterro*, Tese de Doutoramento, IST, Universidade Técnica de Lisboa (270 páginas)
- Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P. (1989). *Critical filters for impervious soils*, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, nº7, July, 927-947.
- Silva Gomes, A.; Dias da Silva, J.; Pinheiro, A. (2004). *Barragens, Momentos de Inovação e Engenharia em Portugal no século XX*, Coordenação de Manuel Heitor, J. M. Brandão de Brito & Maria Fernanda Rolo, Vol. II, Dom Quixote, 820-859.
- Veiga Pinto, A. (1983). *Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento*, Tese apresentada para obtenção do grau de Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, julho (157 páginas). Prémio Gulbenkian de Ciência e Tecnologia, 1985.