

# SOLOS ARGILOSOS COMPACTADOS, MUITO SOBRECONSOLIDADOS E O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE ATERRO

Influence of compacted highly over-consolidated clayey soils on structural behaviour of embankment dams

Emanuel Maranha das Neves<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

**RESUMO** – Descreve-se o estado limite (rotura) de solos argilosos compactados (remoldados), fortemente sobreconsolidados e confinados por uma baixa pressão efetiva. O estado limite nestes solos e nas condições referidas, caracteriza-se pela fratura por tração, logo muito diferente do dos solos sobreconsolidados (rotura segundo planos de deslizamento) e dos solos normal ou ligeiramente sobreconsolidados (rotura de acordo com os modelos elastoplásticos com endurecimento). Mostra-se como o primeiro enchimento da albufeira de barragens de aterro é gerador de sobreconsolidações significativas. Evidenciam-se as razões das roturas por ocorrência de fendas de tração e analisa-se toda a consequente perturbação no corpo da barragem, com reflexos na segurança estrutural. São discutidos dois importantes acidentes em barragens resultantes da ocorrência de estados limite caracterizados pela ocorrência de rotura por fratura. Finalmente são feitas algumas incursões nos domínios do dimensionamento plástico de estruturas geotécnicas, nomeadamente barragens de aterro.

**ABSTRACT** – The limit state (failure) of compacted (disturbed) clayey soils highly over consolidated and under very low effective stresses is characterized by the occurrence of traction fractures, is described. It is very different of the limit states of over-consolidated soils (failure along sliding planes) and normally consolidated or lightly overconsolidated soils (failure according the elastoplastic hardening models). It is shown how the first dam reservoir fill up can generate significant overconsolidation of the embankment soil. The reasons for failures due to the occurrence of cracks are dealt with and the consequent structural disturbances are analyzed. Two accidents due to failures involving deep soil cracks are presented. Lastly, some thoughts about the geotechnical plastic design domain are introduced.

**Palavras Chave** – Barragens de aterro; solos argilosos fortemente sobreconsolidados; segurança estrutural; dimensionamento plástico.

**Keywords** – Embankment dams; highly overconsolidated clayey soils; structural safety; plastic design.

## 1 – INTRODUÇÃO

Aborda-se em primeiro lugar o comportamento, sob reduzidas tensões efetivas, de solos argilosos compactados (logo, remoldados), com elevado grau de sobreconsolidação tema a que não tem sido dedicada muita atenção. A razão próxima destas considerações sobre o comportamento destes solos argilosos e nas condições apontadas, tem a ver, neste caso, com o papel dos núcleos na segurança das barragens de aterro zonadas, designadamente as de terra-enrocamento.

---

E-mail: emanuelmaranhadasneves@gmail.com

ORCID: [orcid.org/0000-0001-5395-8560](https://orcid.org/0000-0001-5395-8560)

Seguidamente é apresentado um mapa constituído por um gráfico liquidez equivalente ( $v_\lambda$ ) versus obliquidade  $\eta(q/p')$ , o qual ajuda a descrever os comportamentos dos solos argilosos quando atingem um dos três tipos de estados limite considerados, isto é: (1) quando é atingida a superfície de estado de Roscoe (concentração de deformações plásticas distorcionais); (2) quando é atingida a superfície de estado de Hvorslev-Coulomb (planos de rotura por deslizamento); (3) quando é atingida a superfície de estado correspondente ao plano de resistência à tração nula (ocorrência de fendas de tração). É dedicada particular atenção aos conceitos em que se fundamenta o mapa apresentado, procurando tornar claras as razões porque é adotada esta representação em detrimento da mais vulgarmente usada baseada apenas nas tensões  $p'$  e  $q$ , normalizadas para  $p'_c$ .

Apenas com o objetivo duma informação complementar, são também tratadas as respostas desses solos nas suas trajetórias de estado para atingir qualquer daquelas três situações limite (estados de rotura).

Mostra-se de seguida que, nas barragens de aterro, pode ocorrer um aumento pronunciado do grau de sobreconsolidação dos solos do núcleo durante o primeiro enchimento da albufeira, aumentando assim a probabilidade do aparecimento de fendas de fratura. Salienta-se o importante papel desempenhado pela liquefação, desencadeada por elevados gradientes hidráulicos, nos mecanismos de rotura.

São apresentados importantes acidentes em duas barragens de aterro que conduziram a roturas das respetivas estruturas: o de uma barragem de aterro integrada nos diques de um depósito de abastecimento de água e o de uma barragem zonada, os quais confirmam os fundamentos práticos e teóricos tratados no presente artigo.

Com apoio do mapa apresentado inicialmente, são analisadas concretamente as dificuldades na modelação dos solos dum núcleo com as características indicadas anteriormente.

O artigo termina com reflexões sobre a segurança estrutural das barragens no caso de ser significativa a probabilidade de ocorrência de uma rotura no núcleo devido ao aparecimento de fendas de tração e finalmente discorre sobre a importante contribuição que o dimensionamento plástico pode proporcionar para a segurança destas obras.

Antes da descrição e análise do comportamento dos solos enunciado no título do artigo, chamar-se-á a atenção para os meios que para tal serão usados. Não pode deixar de sublinhar-se que todas estas matérias são tratadas com por base nos conceitos da teoria dos estados críticos, em detrimento da mecânica das tensões críticas (mecânica dos solos clássica).

Frequentemente, para evitar uma repetição enfadonha, é simplesmente usado o termo solo quando se está a referir a solos argilosos ou siltes argilosos sobrecompactados, já que são estes os materiais de que se analisa o comportamento mecânico e hidráulico. Procurou-se que nessa eventualidade a razão da simplificação seja evidente.

A definição de todos os símbolos e abreviaturas é apresentada no final.

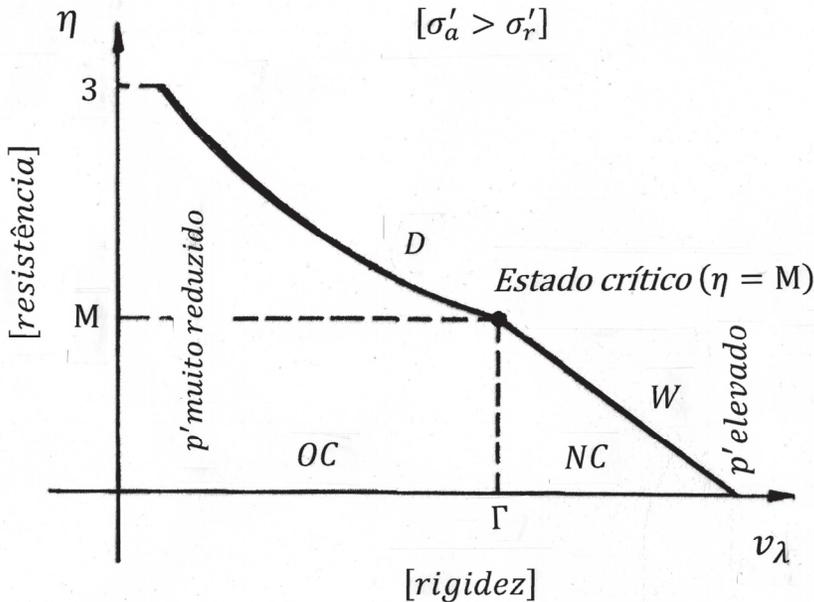
## **2 – COMPORTAMENTO DE SOLOS ARGILOSOS COMPACTADOS, MUITO SOBRECONSOLIDADOS**

Como breve nota introdutória deste capítulo saliente-se que a *MSEC* aborda os fenómenos estruturais de superfícies de deslizamento e de fraturas no solo e reconhece explicitamente que um solo é um agregado de partículas imbricadas e que desenvolvem atrito entre si e cujos regimes de comportamento dependem fundamentalmente da compacidade (ou do índice de vazios, ou do volume específico) e da pressão média efetiva.

Na introdução já foram mencionados os três tipos de comportamento que poderão ser exibidos nos estados limite pelos solos argilosos em questão. Seguidamente, após explicações sobre o mapa da Figura 1, mostra-se a sua utilização na caracterização desses três tipos de comportamento num estado limite (rotura), com particular ênfase no caso de ser atingida a superfície de estado correspondente ao plano de resistência à tração nula (ocorrência de fendas de tração).

## 2.1 – O espaço liquidez equivalente versus obliquidade para a descrição do comportamento do solo face à natureza do estado limite

Na Figura 1 pode ver-se o espaço normalizado liquidez equivalente ( $v_\lambda$ ) versus obliquidade ( $\eta$ ) que se pretende usar na descrição do comportamento mecânico e hidráulico de solos argilosos (incluindo as roturas rápidas), de um solo fortemente compactado.



**Fig. 1** – Mapa ( $v_\lambda, \eta$ ) do comportamento dum solo remoldado, para uma situação de compressão (adaptado de Schofield, 1980).

Pretende-se evidenciar o efeito da sobreconsolidação elevada quando a pressão efetiva é muito reduzida, podendo nesse caso a obliquidade da tensão atingir valores muito elevados.

O gráfico aí apresentado é referido, neste contexto, como um mapa, que como tal é definido como representação não só sobre aquilo que é suposto ser conhecido, mas que também pode ajudar a procurar o que ainda se desconhece (Schofield, 2005).

A liquidez equivalente,  $v_\lambda$ , é uma medida da liquidez e da compacidade de um agregado de grãos dum solo submetido a um dado estado de tensão. Como esta definição não se caracteriza pela clareza, ser-lhe-á dedicada uma atenção particular. Quanto a  $\eta$ , é uma medida da obliquidade da tensão nesse mesmo conjunto de partículas.

Num solo submetido a um ensaio triaxial, a sua compacidade varia com a distorção e à medida que o ensaio progride, o seu estado segue uma trajetória no mapa da Figura 1. Esta trajetória do ensaio pressupõe o valor constante de  $p'$  usado no ensaio.

Por uma questão de simplicidade, a Figura 1 apresenta apenas, em relação à original de Schofield, a situação de rotura que, num ensaio triaxial, respeita a condição de a tensão axial ( $\sigma'_a$ ) ser maior que a tensão radial ( $\sigma'_r$ ). É pois omitida a situação em que  $\sigma'_a < \sigma'_r$ . A quantificação de  $\eta$  na rotura é tratada no Apêndice. Recorde-se que se trata de uma situação limite de particular interesse neste artigo, uma vez que se pode traduzir pelo surgimento de fraturas.

### 2.1.1 – A relação entre os limites de consistência e a pressão efetiva de confinamento com vista à caracterização do comportamento do solo nos estados limite

É interessante, ao iniciar este ponto, ter presente que, não obstante grandes diferenças entre os materiais e as propriedades químicas da água, as pastas de solos argilosos com o mesmo índice de liquidez ( $I_L$ ) têm um comportamento mecânico qualitativamente semelhante.

E embora os conceitos de âmbito mecânico incorporados nos limites de consistência sejam frequentemente desvalorizados (provavelmente devido às técnicas de ensaio extremamente simples), um dos aspetos relevantes da *MSEC* foi a reabilitação desses tão úteis conceitos através de uma fundamentação teórica. Assim, ensaios como a determinação do limite de liquidez ( $w_L$ ) e do limite de plasticidade ( $w_P$ ), permitem quantificar a compressibilidade elastoplástica ( $\lambda$ ) e a resistência ao corte não drenada ( $s_u$ ) de solos argilosos não sensíveis (isto é, solos em que  $s_u$  *in situ* é praticamente igual ao  $s_u$  desse solo após ter sido remoldado). Estas relações quantitativas vieram confirmar as relações empíricas em uso.

As considerações que se seguem têm por objetivo evidenciar como os limites de consistência permitem avaliar o valor da compressibilidade elastoplástica,  $\lambda$ .

Um aspeto importante é ter presente que, nos ensaios para a determinação dos limites de consistência, o solo é sujeito a um remeximento contínuo, logo permanece no estado crítico (Schofield e Wroth, 1968). Podem preparar-se duas amostras *A* e *B* de modo a que as suas resistências,  $q_a$  e  $q_b$  respetivamente, satisfaçam a relação  $q_a/q_b = 100$ . Mas se os ensaios para determinação dos limites de consistência permitem medir essas resistências, outro tanto não sucede com a medição das pressões médias efetivas  $p'_a$  e  $p'_b$  instaladas no solo para os valores de  $q$  atrás referidos. Mas, de acordo com a *MSEC*, a equação que descreve o comportamento resistente no estado crítico

$$q = Mp' \quad (1)$$

permite ultrapassar as dificuldades na obtenção das tensões médias efetivas  $p'$  a partir do conhecimento das correspondentes resistências (ver Figura 2 a)). Outra equação fundamental da *MSEC* é a que descreve a compressibilidade elastoplástica no estado crítico:

$$v = \Gamma - \ln p' \quad (2)$$

a qual permite relacionar as tensões médias efetivas com o volume específico, tal como pode ver-se na Figura 2 b).

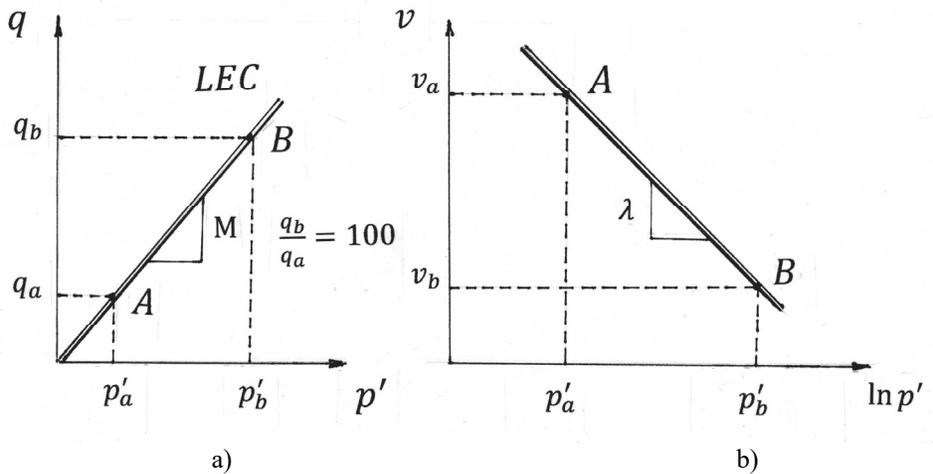
Mas sendo o objetivo correlacionar o índice de liquidez,  $I_L$ , e a tensão média efetiva,  $p'$  tal implica o conhecimento dos limites de consistência, expressos pelo teor em água. No fundo corresponde a uma simples substituição de  $v$  (volume específico) na ordenada da Figura 2 b) por  $w$  (teor em água).

Assim, conhecidos os teores em água de cada espécime *A* e *B*, ( $w_a$  e  $w_b$ ), admitindo que a densidade das partículas sólidas,  $G_s$ , é sensivelmente igual a 2,7, como  $e = G_s w$  e  $e_a - e_b = v_a - v_b$ , ter-se-á

$$v_a - v_b = G_s (w_a - w_b) \approx 2,7(w_a - w_b)$$

já que o solo está saturado e o teor em água está expresso em termos de uma relação ponderal e não em percentagem. Logo, torna-se evidente que a substituição de  $v$  por  $w$  na Figura 2 b) implica apenas uma mudança de escala na ordenada, a qual não afeta o tipo de relação (semi-log).

Mas, de acordo com a teoria dos estados críticos, tem-se que  $v = \Gamma - \lambda \ln p'$  e atendendo à Figura 2 b),



**Fig. 2** – Os estados críticos e os limites de consistência: a) modelo dos estados críticos com vista ao estabelecimento de uma relação entre as resistências medidas nos limites de consistência e as pressões médias efetivas correspondentes; b) determinação da compressibilidade elastoplástica,  $\lambda$ , a partir do conhecimento de  $p'_a$ ,  $v_a$ ,  $p'_b$  e  $v_b$  (adaptado de Schofield e Wroth, 1968)

$$v_a + \Gamma - \lambda \ln p'_a = \Gamma = v_a + \lambda \ln p'_b$$

pelo que

$$2,7(w_a - w_b) \approx v_a - v_b = \lambda \ln \frac{p'_b}{p'_a} = \lambda \ln 100 = 4,6 \lambda$$

logo

$$\lambda \approx 0,6 (w_a - w_b) \quad (3)$$

Beneficiando da modelação da evolução conjunta da resistência e deformação dos solos, pode quantificar-se a deformabilidade do solo *NC* a partir dos limites de consistência, os quais, como o próprio nome indica, se inserem no domínio da resistência.

Se arbitrariamente se escolher o estado *A* como correspondendo ao limite de liquidez e o estado *B* ao limite de plasticidade, pode escrever-se, atendendo à equação (3), a equação seguinte:

$$\lambda \approx 0,6 I_p \quad (4)$$

Preparando outras amostras com valores intermédios de  $p'_c$ , podem representar-se pontos intermédios na linha  $\overline{AB}$  no gráfico da Figura 3 (Schofield e Wroth, op. cit.). É o caso, por exemplo, da amostra *G*.

A figura mostra também, num sistema de eixos  $I_L$  versus  $\ln p'$  que o valor da pressão crítica  $p'_c$ , é igual a 5 kPa para o limite de liquidez,  $w_L$ , e o valor de 500 kPa para o limite de plasticidade,  $w_P$ , logo uma razão de 100 (dois ciclos logarítmicos) (Skempton e Northey, 1953).

Atendendo à definição do índice de liquidez ( $I_L$ ), pode determinar-se a posição da amostra *G* na gama dos valores de  $w$  situados entre *A* e *B*. Pode então acrescentar-se um segundo conjunto de

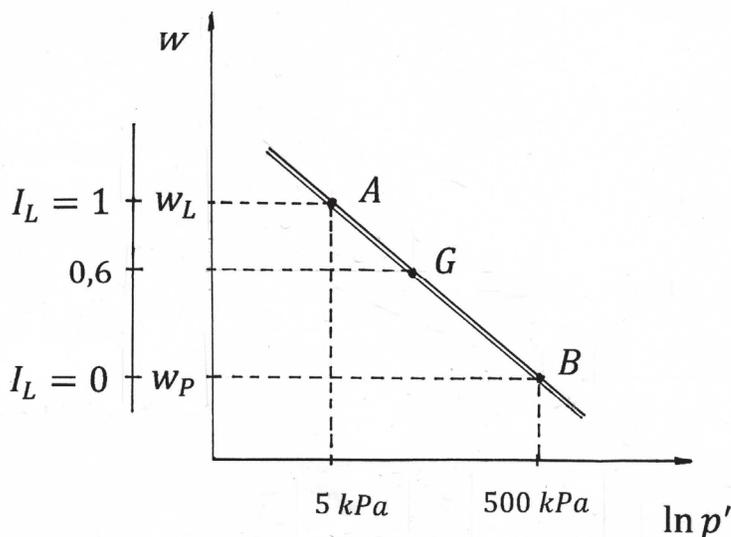


Fig. 3 –  $w$  e  $I_L$  versus  $\ln p'$

números no eixo das ordenadas da Figura 3, fazendo  $I_L = 0$  para  $B$  e  $I_L = 1$  para  $A$ , sendo pois, para o caso particular da amostra  $G$ ,  $I_L = 0,6$ .

### 2.1.2 – A liquidez equivalente na caracterização do comportamento do solo nos estados limite

Com vista à identificação da banda de comportamento que caracteriza os vários estados de solo que caem no espaço  $(I_L, \log p')$ , Schofield (1980) definiu a liquidez equivalente projetando estes estados na direção paralela à  $LEC$  na direção da ordenada  $p' = 5 \text{ kPa}$ .

De acordo com Schofield (op. cit.), pode assim mostrar-se que a liquidez equivalente,  $I_{L5}$ , também representada por  $v_\lambda$ , como pode ver-se na Figura 1, é obtida a partir de:

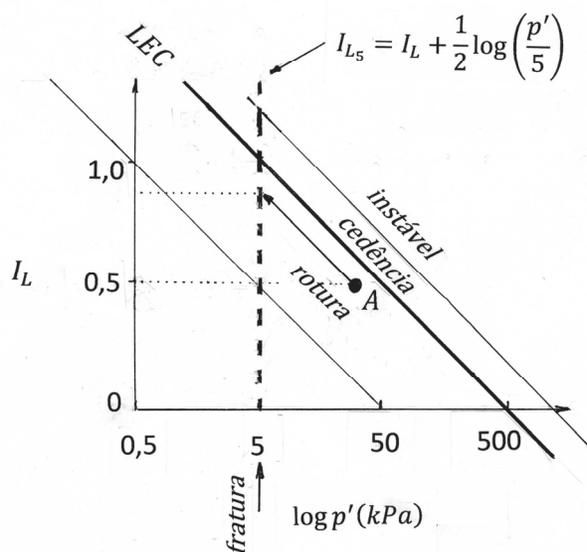
$$I_{L5} = I_L + 0,5 \log (p'/5) \quad (5)$$

pelo que a liquidez equivalente iguala a liquidez tal como determinada no solo *in situ*, mais um fator de correção devido ao estado de tensão (como, por exemplo, a correção da densidade relativa ou dos valores  $SPT$  na caracterização do estado do terreno sob a pressão devida à profundidade).

Na Figura 4 pode ver-se um mapa do comportamento de um solo remoldado, num plano com eixos  $(\log p', I_L)$ . Com base na  $MSEC$ , considera-se que a pressão no estado crítico do limite de plasticidade,  $p'_c$ , é 100 vezes maior que  $p'_c$ , no estado crítico do limite de liquidez. Assim a banda de rotura tem metade da largura do  $I_L$  e intersesta a linha  $\log p' = 5 \text{ kPa}$  em  $I_L = 0,5$ .

A título de exemplo, para obter a liquidez equivalente ao estado  $A$  (Figura 4), cuja pressão efetiva é  $30 \text{ kPa}$  e o índice de liquidez, igual a  $0,5$ , projeta-se, tal como se mostra na Figura 4, na ordenada  $p' = 5 \text{ kPa}$ . A correção para calcular a liquidez equivalente será

$$\frac{(\log p' - \log 5)}{(\log 500 - \log 5)} = \frac{\log(p'/5)}{\log 100} = \frac{1}{2} \log \left( \frac{p'}{5} \right)$$



**Fig. 4** – Variação da liquidez equivalente ( $I_{L_5}$ ) com  $\log p'$  (Schofield, 1980)

A liquidez equivalente ao estado  $A$  é  $I_{L_5}$  e é igual à atual liquidez in situ mais a correção devida ao estado de tensão, a qual é igual a  $\frac{1}{2} \log \left( \frac{30}{5} \right) \approx 0,4$ . Logo a liquidez equivalente  $I_{L_5}$ , será  $0,5+0,4=0,9$ .

Nesta escala, e como se pode ver na Figura 4, para valores de  $I_{L_5}$  superiores a 1,0 o material comporta-se como elastoplástico com endurecimento (modelo de cedência do solo *Cam Clay*, por exemplo). A banda correspondente é muito estreita, mais concretamente 0,16 da gama da liquidez.

Para valores da liquidez equivalente inferiores a 1,0, é expectável observar um comportamento na rotura do tipo Hvorslev-Coulomb (segundo planos de deslizamento) sendo a banda correspondente a 0,50 da gama da liquidez.

Já valores de  $I_{L_5}$  inferiores 0,50, indicam geralmente uma zona de rotura por ocorrência de fendas de tração.

A existência duma relação linear entre o  $I_L$  e o  $\ln p'$ , é uma consequência direta da teoria dos estados críticos (Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990; Maranha das Neves, 1975 e 2016, por exemplo).

Pode concluir-se que um solo argiloso remoldado, sobrecompactado, com uma baixa liquidez equivalente e sob uma reduzida tensão efetiva, pode romper (modo de rotura pouco estudado) para uma obliquidade da tensão muito elevada (justificação no Apêndice). O comportamento de um solo nestas condições não tem sido objeto da atenção que deveria merecer, o mesmo sucedendo quanto às repercussões práticas desse mesmo comportamento.

## 2.2 – Espaço de tensões normalizado em relação a $p'_c$ para a descrição do comportamento do solo face à natureza do estado limite

Em alternativa à representação descrita em 2.1, pode recorrer-se à de um espaço de tensões normalizado ( $p'/p'_c, q/p'_c$ ).

De acordo com Schofield (1980), os critérios de *tração nula* ou da *deformação limite por tração* são os mais frequentemente usados entre as teorias alternativas para quantificar a fratura por tração.

Foi neste contexto (espaço de tensões normalizado) que, no caso de argilas ou argilas siltosas, Schofield (op. cit.) sugeriu que a mudança de classe de rotura do tipo Hvorslev-Coulomb para uma classe de fratura devida a tração, ocorre aproximadamente para  $p' = 0,1 p'_c$  ( $p'_c$  é o valor de  $p'$  no estado crítico).

Os conceitos acabados de expor permitem duas formas diferentes de analisar a rotura nos solos, particularmente em barragens. Mais concretamente quantificar os critérios que permitem separar as três as classes de rotura. A primeira baseia-se nas propriedades físicas e nos índices de plasticidade e liquidez. A segunda recorre às características mecânicas obtidas de ensaios triaxiais e ensaios edométricos.

Dá-se no entanto preferência à primeira porque envolve, para além do espaço de tensões, as deformações volumétricas, o que amplia significativamente o potencial de informação do mapa da Figura 1 (repare-se que no eixo das abcissas do mapa está assinalado que este tem a ver com a rigidez).

### **2.3 – Descrição e interpretação do comportamento antes da rotura de solos argilosos compactados**

Tratadas anteriormente as formas mais adequadas para descrever e interpretar o comportamento na rotura dos solos argilosos remoldados, passa-se de seguida a essa análise recorrendo ao mapa de Figura 1. Embora o desempenho dos solos antes da rotura não seja o foco do presente artigo, far-se-á de seguida uma breve referência a este assunto. Procurar-se-á referenciá-lo no mapa  $(v_\lambda, \eta)$ , muito embora este se foque nos estados limite, mais precisamente, aqueles em que o trajeto de tensão vai terminar nos referidos estados (logo antes da rotura).

#### **2.3.1 – Comportamento antes da rotura para os solos do lado húmido**

Os solos *NC* ou ligeiramente *OC*, que, como se sabe, se localizam do lado húmido (wet) da linha dos estados críticos (*LEC*), mais concretamente entre esta linha e a de compressão normal (*LCN*), situam-se, no mapa  $(v_\lambda, \eta)$ , entre  $\eta = 0$  e  $\eta = M$ , trecho que aparece designado por *W*. O material do lado húmido, no seu trajeto para a *LEC* (para a rotura), mantém-se homogéneo e exhibe dilatação negativa, o que significa que o seu comportamento deformacional plástico é contrátil, o que, como se verá mais à frente, indica uma resposta estável.

Um facto relevante é o de, no lado húmido, poder ser determinada a trajetória de estado até ao crítico (rotura). O que significa conhecer as deformações e tensões. Os deslocamentos na fronteira, obtidos a partir da integração dos efeitos na globalidade do agregado podem ser observados e medidos. Na eminência da rotura altera-se o carácter homogéneo do corpo, logo deixam de poder calcular-se deformações na rotura.

#### **2.3.2 – Comportamento antes da rotura para os solos do lado seco**

No mapa da Figura 1, a zona onde  $\eta > M$  é a dos solos *OC*, que se localizam do lado seco (dry) da *LEC*. É o trecho onde se indica a designação *D*, à qual corresponde um comportamento que contrasta marcadamente com o dos solos do lado húmido.

O carácter homogéneo dos solos *NC* (do lado húmido) desaparece quando os solos *OC* (lado seco) atingem as resistências de pico, as quais podem reduzir-se para os valores correspondentes aos dos solos *NC*. Estes, por sua vez, podem, no caso de solos argilosos e em resultado de deformações adicionais, evoluir ainda para valores mais reduzidos (resistência residual).

Daí em diante o solo exhibe dilatação positiva, a qual vai diminuir, na trajetória para o estado crítico, até atingir o valor zero na rotura. E, muito importante, nesta fase da cedência plástica do solo, o comportamento é instável. Tal como no caso da estabilidade, o fenómeno instabilidade será abordado mais à frente.

O modelo do plano de deslizamento não permite a previsão de todas as sucessivas formas de um espécime. Um corpo pode dividir-se em blocos que, separadamente, podem mover-se independentemente uns dos outros, ou aumentar de volume e dar origem a um escoamento (Schofield, 2005). As análises de situações de equilíbrio serão sempre referidas a um plano, que neste caso é a superfície de deslizamento associada às resistências de pico.

Note-se a distinção entre um corpo de solo ainda homogêneo na iminência de ser atingida a tensão de pico, e a descontinuidade (logo perda de homogeneidade) que subsequentemente se instala no corpo de solo com o surgimento dum plano com base no qual se instala a rotura por deslizamento. A superfície de deslizamento só especifica as componentes de tensão no plano de rotura.

## **2.4 – Descrição e interpretação do comportamento na rotura de solos argilosos compactados**

Seguidamente são caracterizados os comportamentos nos estados limite representados nas zonas *W* e *D* do mapa da Figura 1.

### **2.4.1 – Comportamento na rotura para os solos em estados situados no lado húmido**

Na zona dos elevados valores de  $v_\lambda$  (zona *W* do mapa), a obliquidade aumenta linearmente quando a liquidez equivalente diminui. Não se mantém uma variação contínua de  $\eta$  com  $v_\lambda$  devido às transições do comportamento limite (na rotura). Essa alteração verifica-se quando  $v_\lambda$  é menor que  $\Gamma$ . Para valores de  $v_\lambda$  superiores a  $\Gamma$  o material situa-se numa zona de comportamento dúctil (descrita pelo modelo *Cam Clay*, por exemplo).

### **2.4.2 – Comportamento na rotura para os solos em estados situados no lado seco**

A partir de  $v_\lambda < \Gamma$  atinge-se na zona *D* do mapa, Pode ver-se ainda que  $\eta$  é progressivamente mais elevado à medida que se atingem os valores mais baixos de  $v_\lambda$ . Chama-se a atenção para o que apresentado no último parágrafo de 2.3.2.

Recorrendo à Figura 4 (na qual, recorde-se, é admitido que o limite inferior da zona de rotura de Hvorslev-Coulomb se verifica para  $p' = 0,1 p'_c$ ), os valores do índice de liquidez ( $I_L$ ) compreendidos entre 0,5 e 1,0 indicam que o processo de rotura se concretiza segundo planos de deslizamento.

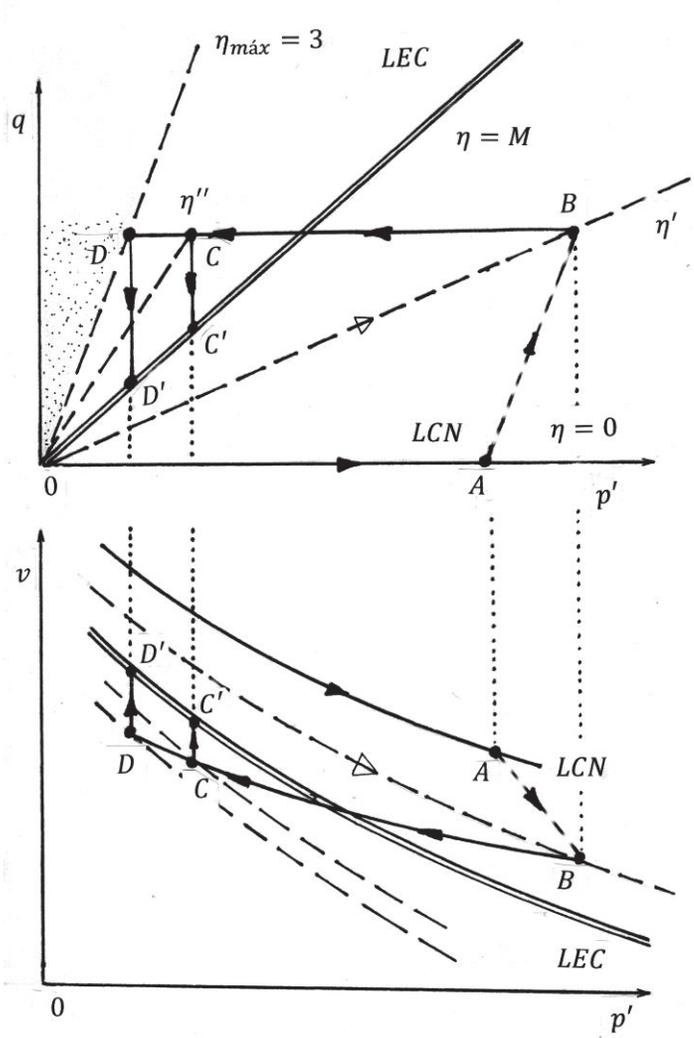
A mesma figura indica que para valores de  $I_L < 0,5$  se dá a transição da rotura discreta (planos de deslizamento) para a rotura por fratura de solos rijos fissurados. O início da zona de tração nula está assinalado na figura. Saliente-se que a abordagem dos aspetos relacionados com estes estados limite são a principal razão da elaboração deste artigo.

Voltando ao mapa da figura 1 vê-se que pode então ser atingido o valor  $\eta = 3$ , numa situação de compressão ( $\sigma_1 > \sigma_3$ ). Como já foi assinalado (e se expõe no Apêndice) num caso de extensão ( $\sigma_1 < \sigma_3$ ),  $\eta$  pode atingir o valor de -1,5. Por uma questão de simplificação optou-se por não representar no mapa esta situação no mapa da Figura 1, omissão que não afeta os objetivos do presente artigo.

## **3 – SOBRECONSOLIDAÇÃO GERADA NOS SOLOS DO NÚCLEO DA BARRAGEM DEVIDO AO ENCHIMENTO DA ALBUFEIRA**

Neste capítulo abordam-se alguns fenómenos que ocorrem concomitantemente com o enchimento da albufeira e que podem afetar significativamente as características mecânicas e hidráulicas do material do núcleo de barragens de enrocamento zonadas.

Considere-se, para a simular o efeito da subida da água na albufeira, um ensaio de corte em compressão triaxial num elemento de solo onde são impostas trajetórias de tensão tão próximas das reais quanto o ensaio permite e se medem as correspondentes deformações (ver Figura 5).



**Fig. 5** – Trajetória de tensões num ensaio de compressão triaxial drenado (plano  $p', q$ ) e das consequentes deformações volumétricas (plano  $p', v$ ). Diminuição de  $p'$  devido ao aumento da pressão da água intersticial, a qual conduz o solo de um estado ligeiramente  $OC$  (ponto  $B$ ) para estados fortemente  $OC$  (ponto  $C$ ), isto é, a passagem de um comportamento contrátil para um comportamento dilatante.

No elemento de solo submetido ao ensaio são aplicadas as tensões correspondentes ao efeito da compactação da camada onde é suposto que o elemento considerado se insere. O seu estado caracteriza-se por um teor em água em torno do ótimo, ou ligeiramente superior, e um volume específico, resultante da energia de compactação a que foi submetido. Acresce o efeito da tensão devida ao aterro sobrejacente no final da construção. Desejavelmente, estas tensões devem conferir ao solo um estado ligeiramente  $OC$ , como se viu em 2.3.1. Portanto, um valor de  $v$  acima da  $LEC$  no plano  $(p', v)$  e um valor de  $\eta$  ( $= q/p'$ ) inferior ao de  $M$  no plano  $(p', q)$ . Ou seja, um estado localizado no lado húmido. É o caso do ponto  $B$ , como se pode ver na Figura 5.

Consegue-se assim que o material exiba um comportamento contráctil, o que significa que a componente plástica das suas deformações volumétricas induzem na estrutura um comportamento estável.

Representando o ponto  $B$  o estado do elemento no final da construção, a trajetória  $\overline{OB}$  indica a variação de estado no elemento durante a compactação e a construção. Nesta última fase, a tensão no elemento em causa vai aumentar (de forma proporcional) pelo que o estado de tensão, no fim da construção se mantém ligeiramente  $OC$  (ver ponto  $B$  na Figura 5).

Na realidade, no gráfico dessa figura está também assinalada uma trajetória de estado que é a que geralmente se usa quando se recorre ao ensaio triaxial. Assim, o trajeto  $\overline{OB}$  já atrás referido, é laboratorialmente, substituído pelas suas fases  $\overline{OA}$  (componente hidrostática) e  $\overline{AB}$  (componente deviatórica e a componente hidrostática que lhe está associada).

O enchimento da albufera vai originar a saturação do solo da maior parte do núcleo. Mas para além dessa saturação, o enchimento da albufera vai determinar o aumento da pressão da água intersticial do solo, o que tem o efeito muito importante, como se verá de seguida, de poder conduzir o solo a um estado fortemente  $OC$ .

É desejável ter também presente, na descrição que se segue, o mapa da Figura 1.

A diminuição de  $p'$  devido ao aumento de  $u_w$  leva o solo de um estado ligeiramente  $OC$  ( $\eta' < M$ ), para estados muito  $OC$  ( $\eta'' \gg M$ ), o que induz a passagem de um comportamento contráctil para um comportamento dilatante.

Repare-se que nessa trajetória, ( $\overline{BC}$ ),  $p'$  diminui, mantendo-se  $q$ , de um ponto de vista prático, constante. Nesta abordagem, ao manter-se a tensão total constante, está-se a desprezar o aumento dessa tensão total devido ao aumento do peso volúmico por saturação do solo, aumento que pelo seu reduzido valor, não compromete de forma alguma, as conclusões a que se quer chegar.

No elemento de solo já referido, a tensão total nele instalada antes e depois do enchimento da albufera pode considerar-se constante, mas com o aumento da pressão da água intersticial,  $u_w$ , não só a tensão efetiva do elemento diminui, como, consequentemente, a sobreconsolidação do solo aumenta.

Durante o aumento da pressão na água, o valor de  $p'$  diminui, mas o valor de  $q$  em  $B$  mantém-se constante. A trajetória de tensão efetiva correspondente está representada na Figura 5, por  $\overline{BC}$ . Dependendo do valor de  $u_w$  e da cota do elemento, o solo pode atingir um estado fortemente sobreconsolidado (ponto  $I$  na figura, por exemplo).

Em resumo: o solo está  $OC$  e saturado e, compreensivelmente, tanto mais  $OC$  quanto maior a profundidade do elemento de solo. A Figura 5 também evidencia que, para a mesma profundidade do elemento de solo em questão, quanto maior é o valor de  $\eta$  (caso do estado representado como exemplo pelo ponto  $D$  nos planos  $(p', q)$  e  $(p', v)$ ) maior é o aumento de  $v$  e a diminuição de  $q$ , necessários para levar o solo à rotura, isto é, ao estado crítico (trajetória  $\overline{DD'}$  nos dois planos apresentados).

Como se mostrou no Apêndice, o valor máximo de  $\eta$  é 3 no caso do ensaio triaxial descrito graficamente na Figura 5, isto é, em que  $\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3$ . Toda a zona situada entre  $\eta_{máx}$  e o eixo  $q$  (assinalada nessa figura) é inacessível aos materiais que não exibem resistência à tração (ver igualmente o mapa na Figura 1).

Descritas todas as anteriores condições, o capítulo seguinte trata das suas repercussões no comportamento dos solos em causa.

#### **4 – O COMPORTAMENTO DE SOLO ARGILOSOS, FORTEMENTE $OC$ , DO NÚCLEO DE UMA BARRAGEM DE ATERRO ZONADA**

Neste capítulo abordam-se as conseqüências em termos mecânicos e hidráulicos do anteriormente exposto no que tem a ver com a resposta de solos argilosos com elevada  $OC$  e sujeitos a uma pressão efetiva reduzida. Após algumas considerações introdutórias de pendor teórico sobre

os materiais em causa, segue-se uma análise do comportamento de solos argilosos *OC*, no caso de uma barragem de aterro zonada, recorrendo ao mapa da Figura 1, no qual se representa o estado do solo em termos dos dois parâmetros,  $v_\lambda$  e,  $\eta$  já anteriormente definidos.

#### **4.1 – Algumas considerações sobre as dificuldades na modelação da resposta dos solos argilosos fortemente OC**

Antes de mais deve salientar-se que os solos fortemente *OC*, no que respeita ao estudo do seu comportamento do ponto de vista das deformações, está muito longe de ter sido estudado como os solos *NC* ou submetidos a graus de *OC* não suscetíveis de ser considerados elevados. O que se compreende, pois, como foi amplamente frisado anteriormente, não são aplicáveis aos primeiros, fortemente *OC*, as equações constitutivas usadas nos segundos (*NC* ou ligeiramente *OC*).

De facto, no caso dos solos *NC* ou ligeiramente *OC*, a ocorrência de localizações (*shear bands*), não obstante as muitas dificuldades que o tema levanta, tem sido amplamente estudada. Saliente-se que na avaliação das localizações é legitimamente assumido que o solo é uniforme, já que o surgimento das localizações corresponde a um escoamento distorcional plástico. Mas uma vez instaladas as situações críticas no que diz respeito à obliquidade das tensões, tal legitimidade é deveras duvidosa (Gudehus, 2011).

Na zona de menores valores de  $\eta$ , a ação de  $q$  dá origem a planos de deslizamento impermeáveis (no sentido em que a pressão na água numa superfície de deslizamento, não se transmite às superfícies vizinhas de deslizamento paralelas entre si).

#### **4.2 – Análise do comportamento de solos argilosos sobreconsolidados numa barragem zonada recorrendo ao mapa do capítulo 2**

Neste ponto recorre-se à Figura 6 a) para melhor se compreender o comportamento hidráulico (e mecânico) do aterro do núcleo da barragem. Esta figura contém também uma reprodução simplificada da figura 1, para facilitar a explicação (Figura 6 b).

##### **4.2.1 – Comportamento mecânico e hidráulico para os solos na zona *W***

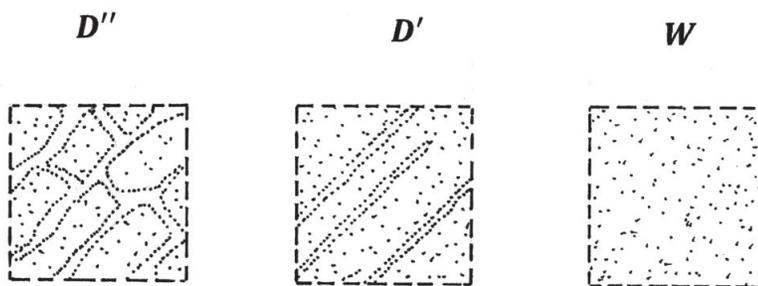
Os estados, identificados no mapa por *W*, satisfazem as condições  $v_\lambda \geq \Gamma$  e  $\eta \leq M$ . Neste caso o material comporta-se como uma pasta de solo, mantém-se homogêneo e não se deteta concentração de escoamentos na zona percolada (Figura 6 a).

##### **4.2.2 – Comportamento mecânico e hidráulico para os solos na zona**

Já nos estados em que  $v_\lambda < \Gamma$  e  $\eta > M$ , referenciados no mapa da Figura 6 b) por *D'*, o solo rompe com deformações localizadas em planos em que o material de enchimento das fendas amolece transformando-se numa pasta no estado crítico. Se o aterro de uma barragem se deforma como um todo com base num mecanismo de planos de deslizamento e sem interconexão entre zonas de deformação plástica (superfícies de deslizamento), não ocorrem escoamentos concentrados e a permeabilidade global desse aterro não é alterada (Figura 6 a)).

Na Figura 6 pode ver-se na região *D*, aparecem designadas duas zonas diferentes. Uma, *D'*, que se caracteriza de seguida e que se estende praticamente a toda a região *D*. E outra, assinalada como *D''*, já na zona dos valores muito elevados de  $\eta$ , indicando que se está a entrar no estado limite correspondente à rotura por tração e onde cessa o uso do mapa e que se irá tratar em 4.2.3.

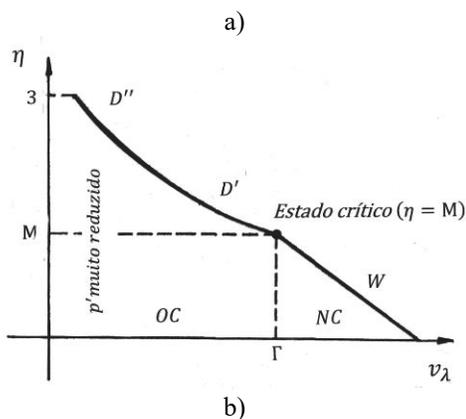
Um aspeto fundamental do comportamento no estado limite da zona  $\eta$ , é a coexistência, nos planos de deslizamento, de duas componentes da resistência: uma devida ao atrito do solo no estado crítico e outra, a resistência de pico, resultante do imbricamento das partículas (*interlocking*). Enquanto, de modo benéfico, o atrito no estado crítico dissipa a energia geradora de danos, a



**$D''$**  - Escoamento concentrado em fendas entre blocos de solo  
 Fraturação hidráulica, erosão tubular  
 Grande aumento da permeabilidade global relativamente a  **$W$**

**$D'$**  - Superfícies de deslizamento que não intercomunicam  
 Escoamento não concentrado  
 Permeabilidade global igual á registada em  **$W$**

**$W$**  - Escoamento não concentrado  
 Solo homogéneo



**Fig. 6** – Repercussões do estado limite no escoamento hidráulico no solo de um núcleo de uma barragem de aterro zonada; a) progressiva perda de homogeneidade do material e sua transição para um comportamento mecânico instável e seus reflexos no escoamento hidráulico; b) mapa simplificado da figura 1 para auxiliar a interpretação do referido em a).

componente de pico, devida ao imbricamento, não dissipa qualquer energia. Tal significa que um corpo neste estado não tem a segurança necessária (não é estável) se depende da componente da resistência de pico devida ao imbricamento. Tem-se assim que, num agregado imbricado, uma diminuição da resistência para valores inferiores à de pico, vai originar uma rotura progressiva num plano que não existia antes de a destabilização ter ocorrido.

Para cada um dos lados de uma superfície de deslizamento ocorrem portanto blocos rígidos deslocados uns em relação aos outros.

A Figura 6 a) apresenta esquemas gráficos que põem em evidência a diferença entre a respostas de um solo com um dado grau de compactação, que dá origem a um solo resistente, dúctil e estável (zona  **$W$** ) e a de outro solo, com um elevado grau compactação que dá origem a um solo denso e rígido que rompe segundo planos de deslizamento (zona  **$D'$** ).

Como está esquematizado nesta mesma figura, na zona  $D'$  dos estados limite, a ação de  $q$  dá origem a planos de deslizamento impermeáveis (no sentido em que a pressão na água numa superfície de deslizamento, não se transmite às superfícies de deslizamento (paralelas) vizinhas.

Assinale-se ainda que nos mecanismos de rotura frágil, as ações de valor elevado impõem energia cinética à massa do solo de tal modo que os seus deslocamentos, após a rotura, tornam-se imprevisíveis.

#### 4.2.3 – *Comportamento mecânico e hidráulico para os solos na zona $D''$*

Nos estados com  $\eta \gg M$  e  $v_\lambda \ll \Gamma$ , logo fortemente  $OC$  e indicados no mapa na zona  $D''$ , o solo com elevado peso volúmico, baixa liquidez e submetido a uma reduzida tensão efetiva, pode atingir uma rigidez muito elevada. Sob a ação de  $q$ , a obliquidade pode atingir valores da ordem de 3 podendo originar-se diferentes tipos de comportamento hidromecânico.

Entra-se no domínio dos estados limite caracterizados pela ocorrência de fratura, de que resulta a formação de fendas as quais delimitam blocos rígidos e passíveis de ser deslocados.

Os estados do solo na superfície de uma fenda dão origem ao desenvolvimento de fissuras instáveis e à progressão da abertura dessas fendas. Se ocorrer um significativo aumento da tensão deviatórica, de origem externa ou interna, numa situação de baixa pressão de confinamento, pode conduzir à combinação desta tensão com a instalada na superfície da fenda e originar um significativo aumento do volume específico. Quando esta situação é atingida, as aberturas no interior do corpo do solo podem dar origem uma grande difusão de fendas ou a tubos ou canais locais.

O transporte de água e ar intersticiais torna-se caótico devido às fendas, podendo conduzir a uma deterioração da fábrica do solo e à erosão interna (Gudehus, 2011).

Se puderem instalar-se elevados gradientes hidráulicos, tais blocos de solo fluidificados poderão dar origem a escoamentos catastróficos do tipo debris flow. Pode assistir-se à ocorrência de fraturação hidráulica e erosão por entubamento.

A todas estas situações é praticamente impossível a aplicação de modelos matemáticos. No fundo, trata-se de mecanismos, cujas propriedades mecânicas envolvidas não podem ser estudadas só com base nos ensaios triaxiais. Precisamente por se tratar de mecanismos, a única forma de os modelar é recorrer a ensaios em centrifugadora.

Podem pois concluir-se que o comportamento mecânico e hidráulico de um solo saturado, compactado, muito  $OC$  e sob pressões efetivas de reduzido valor, é muitíssimo diferente do exibido por um solo for  $NC$  ou ligeiramente  $NC$  (basta ver a Figura 6).

## 5 – OS ACIDENTES EM BALDWIN HILLS E NA BARRAGEM DE TETON

Dada a matéria que se tem vindo a expor, é interessante abordar dois acidentes muito conhecidos e detalhadamente documentados e estudados durante largos períodos de tempo após a sua ocorrência. Trata-se de obras que permitem exemplificar dois casos de uso de aterros construídos com elevada rigidez e que sofreram roturas catastróficas: a barragem-reservatório de Baldwin Hills e a barragem de aterro de Teton. Não sendo estas obras exatamente o protótipo da barragem zonada com núcleo central, permitem no entanto, como se verá, tirar conclusões aplicáveis também aos casos das barragens de aterro com núcleo central.

### 5.1 – Barragem do Reservatório de Baldwin Hills, em Los Angeles

Em 1951 terminou a construção do reservatório de Baldwin Hills, iniciativa da Los Angeles Division of Water and Power, o qual se destinava ao abastecimento de água à zona S e SW da cidade de Los Angeles. Como pode ver-se na Figura 7, localizava-se no topo das zonas mais elevadas da região e era confinado em três lados por diques de solos silto-argilosos compactados e no quarto



**Fig. 7** – Vista geral do Reservatório de Baldwin Hills após rotura na zona da barragem, bem como da zona habitacional inundada a jusante.



**Fig. 8**– Reservatório de Baldwin Hills. Vista da brecha resultante da rotura na zona da barragem.

lado, pela barragem de aterro de Baldwin Hills, construída com o mesmo tipo de solos e com uma altura de 75 m e um desenvolvimento de 215 m.

Em 14 de Dezembro de 1963, a barragem rompeu, libertando  $11 \times 10^6$  m<sup>3</sup> de água em 1,5 horas, inundando a zona habitacional a jusante. Daí resultaram 5 vítimas e a destruição de 277 casas. Não fora a bem sucedida ação de emergência e o número de vítimas poderia ter atingido valores muitíssimo mais elevados.

Nos aterros foram usados siltes finos não plásticos e recorreu-se a uma compactação pesada. De realçar a existência de um notável sistema de drenagem sob o reservatório com vista à deteção atempada de fugas de água (sistema a que se ficou a dever a eficácia da ação de emergência). Por curiosidade, refira-se que o técnico residente da obra era R. Proctor, personalidade da Geotecnia que dispensa apresentação.

As razões que desencadearam a rotura ficaram a dever-se a assentamentos da fundação, tendo a averiguação do porquê desses deslocamentos sido recorrentemente realizada durante todo o restante tempo do passado século. Mas para o tema que se tem vindo a desenvolver neste artigo, o que interessa é analisar são as consequências dos referidos assentamentos.

De facto, de acordo com a energia de compactação usada, resultou um solo resistente e de elevada rigidez, o qual, de acordo com o mapa da Figura 1, sendo baixas as tensões efetivas (o acidente ocorreu após o primeiro enchimento), poderia exibir uma elevada obliquidade das tensões no plano de rotura. Mais concretamente, os estados limite do material começariam a manifestar-se na zona de maiores valores de  $\eta$  e corresponderiam à situação designada por  $D''$  na Figura 6 b).

Deve chamar-se a atenção para o facto de que, quando  $p'$  se aproxima de zero, o mapa deve ser abandonado (Schofield, 2005). Os grãos no agregado têm de estar ligados entre si por alguma tensão ainda que de reduzido valor (por exemplo devida à sucção).

Os aterros desta estrutura geotécnica para armazenamento de água haviam sido construídos submetendo os solos a compactação pesada, pelo que teriam atingido valores muito altos de  $\eta$ , isto é, elevada resistência, e baixos valores da liquidez equivalente ( $v_L$ ), ou seja, elevada rigidez. Com o enchimento do reservatório a diminuir significativamente as tensões efetivas, estavam criadas as condições para que se instalassem estados limite caracterizados pela ocorrência de fendas de tração. A rotura ficou assim a dever-se ao aparecimento dessas fendas, de fraturas hidráulicas, ao escoamento concentrado entre blocos de solo fluidificados e erosão tubular (zona  $D''$  na Figura 6), dando origem a uma permeabilidade secundária.

A rotura levou à formação duma larga brecha no corpo da barragem construída com solo muito rijo, rigidez essa corroborada pela permanência de uma parede de grande altura e com uma inclinação próxima da vertical, como pode ver-se na Figura 8.

## 5.2 – Barragem de Teton, Estado de Idaho, USA

A barragem de Teton, que pode ver-se na Figura 9, foi iniciada em 1972 e inaugurada em 1976. Destinava-se à irrigação e controlo de cheias, tinha 93 m de altura, 940 m de desenvolvimento e uma capacidade de armazenamento de  $355 \times 10^6$  m<sup>3</sup>. Rompeu em 5 de Junho de 1976 (ver Figura 10).

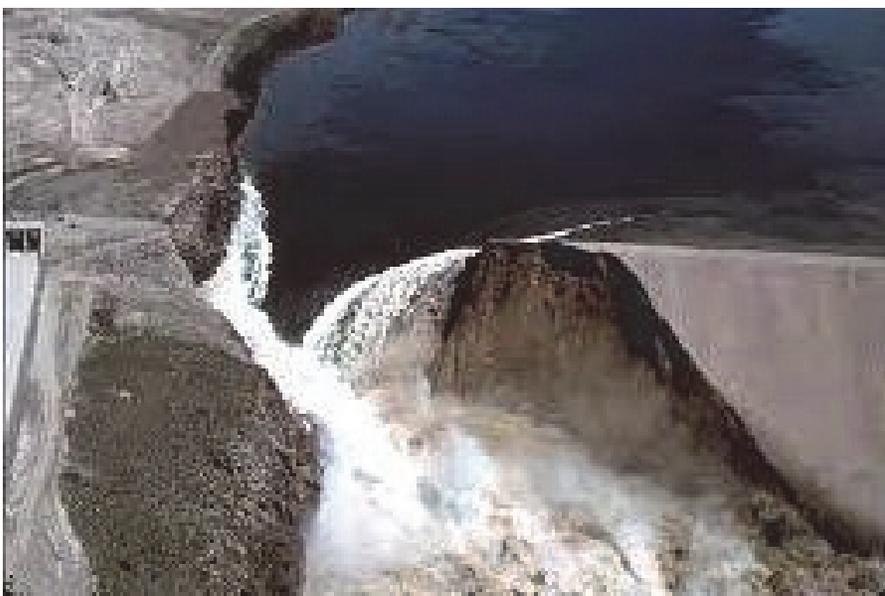
Salvaguardadas as dimensões, tal como no caso de Baldwin Hills, a rotura, como pode ver-se na Figura 10, levou à formação duma larga brecha no solo muito rijo da barragem, podendo ver-se a permanência de uma parede de grande altura e com uma inclinação próxima da vertical.

Considera-se que a rotura da barragem de Teton pertence a uma classe especial de roturas rápidas devidas à ocorrência de solos tão compactados que podem atingir um estado limite de fratura, assunto tratado nos capítulos anteriores.

No tipo de rotura, já anteriormente descrito, podem pois formar-se fraturas, tubos e canais. Estão criadas as condições para a ocorrência de fratura hidráulica, de erosão tubular, de migração de vazios, de liquefação dum conjunto de blocos, o que só é possível de acontecer na presença de elevados gradientes hidráulicos, situação plausível dado tratar-se de uma barragem. A análise das roturas de Baldwin Hills e Teton dão suporte a esta conjectura.



**Fig. 9**– Vista geral da barragem de Teton no fim do primeiro enchimento (Maio de 1976)



**Fig. 10** – Rotura da barragem de Teton em 5 de Junho de 1976

Acrescente-se ainda que quando as barragens de aterro são tão compactadas que a maior parte do corpo de solo opera para valores  $v_{\lambda} < \Gamma$ , as fendas nessas zonas podem não auto cicatrizar se o primeiro enchimento da albufeira for demasiado rápido (Schofield, 2001). Foi o caso da barragem

de Teton, onde o primeiro enchimento se iniciou logo que terminou a construção (Outubro de 1975), e se processou entre Novembro de 1975 e Maio de 1976 (7 meses!).

A explicação, com base na teoria dos estados críticos, duma rotura súbita (que ocorre sem sinais de aviso) é a rápida transmissão da pressão da água intersticial através das fendas e canais formados. Os acidentes das barragens de Baldwin Hills e Teton tiveram uma importante contribuição de fendas e canais.

## 6 – ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE PLÁSTICA NO PROJETO DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS

Inicia-se este capítulo com algumas considerações sobre o dimensionamento plástico aplicáveis às estruturas em geral (Heyman, 1996), particularizando depois para as estruturas geotécnicas.

Os métodos de dimensionamento plástico implicam o conhecimento da resistência das estruturas e baseiam-se na hipótese de que os materiais utilizados têm adequadas propriedades de ductilidade e podem tolerar uma certa deformação permanente.

Estes materiais permitem uma redistribuição interna de forças estruturais, e se as ações forem aumentadas lentamente, os seus valores de colapso são previsíveis. As pequenas imperfeições de fabrico e de construção de estruturas hiperestáticas, que, admitido um comportamento elástico, de modo tão vincado alteram a distribuição das forças internas, não afetam a capacidade resistente limite (Heyman, *op.cit.*).

Como é sabido, a mecânica dos solos e a plasticidade sempre estiveram marcadamente ligadas. Mas na mecânica dos solos moderna, que incorpora a teoria dos estados críticos, esta ligação torna-se ainda mais evidente. Não foi por acaso que a denominação dimensionamento plástico, oriunda da engenharia estrutural, foi adotada no projeto geotécnico. O projeto plástico enfatiza as vantagens da ductilidade em qualquer estrutura (Schofield, 2001).

O dimensionamento de estruturas geotécnicas deve ter por base a teoria da plasticidade e o recurso a métodos aproximados fundamentados nos teoremas dos limites inferior e superior. Como qualquer outra estrutura, não pode responder de forma desproporcionada a um pequeno incremento da ação. Ou correr o risco de uma rotura progressiva se não está apta a dissipar a energia necessária por intermédio dos mecanismos de rotura potenciais. Os conceitos da *MSEC* podem constituir um guia para a satisfação dos princípios do projeto plástico geotécnico.

Os aspetos mais relevantes são a natureza do escoamento plástico que os solos *NC* ou ligeiramente *OC* exibem antes da rotura. Tendo um comportamento contrátil, as deformações volumétricas plásticas associadas evitam a rotura progressiva. Tal significa um comportamento estrutural estável. Mas se exibir um elevado grau de *OC* e for submetido a uma reduzida pressão efetiva, o solo exibe um comportamento frágil e instável (descrito em 4). Uma análise plástica baseada num estado crítico evidenciará os benefícios da ductilidade de uma estrutura geotécnica (Schofield, 2001).

Os engenheiros devem projetar os materiais estruturais para exibirem, tanto quanto possível, um estado resistente e dúctil. Daí a importância, para assegurar esses objetivos, da escolha dos solos a usar num aterro e do controlo da sua compactação (evitando a sobrecompactação).

As barragens de aterro não constituem exceção. Em termos gerais e no que diz respeito à segurança estrutural, devem exibir tendencialmente um comportamento dúctil (alguma deformação, mas serem estruturalmente estáveis) e não um comportamento frágil (reduzida deformação mas com tendência para a instabilidade).

Nas décadas 1960-1980 teve lugar um longo debate, sobretudo relacionado com segurança das barragens de aterro zonadas, no qual eram confrontados dois pontos de vista: seria preferível usar uma compactação pesada e um teor em água de compactação inferior ao ótimo (o que, denota como primeira preocupação, a resistência da estrutura), ou usar antes uma compactação leve e um teor em água de compactação igual ou ligeiramente superior ao ótimo (favorecendo deste modo a ductilidade da estrutura sem comprometer a sua resistência). Desse debate resultou que esta última

recomendação foi considerada preferível (Maranha das Neves, 1987). Era assim reconhecida a importância do papel da rigidez na segurança destas estruturas, em detrimento duma relevância quase hegemónica da resistência.

Esta decisão foi admitida em resultado de informações baseada sobretudo na experiência e nos elementos colhidos e divulgados com base na observação destas estruturas. Mas posteriormente foi sendo confirmada com a introdução progressiva dos modelos elásticos não lineares, elásticos perfeitamente plásticos e elastoplásticos com endurecimento. O papel da rigidez nestas estruturas foi plenamente reconhecido (Maranhadas Neves, 1991 e Naylor et al., 1997, por exemplo).

Finalmente, estudos posteriores mostram que a rotura de solos argilosos compactados pode, reunidas certas circunstâncias (plausíveis), ser gerada por fratura. É o tema deste artigo. Este comportamento, não dominado por qualquer modelo matemático mas suscetível de recurso a modelação física de escala reduzida (utilização da centrífugadora), pode desencadear processos indesejáveis do ponto de vista da segurança. São razões pelas quais estas situações devem ser evitadas adotando medidas que assegurem que os seus efeitos não ocorrem ou são controlados.

Recorde-se, a este respeito, o conceito exposto na Rankine Lecture proferida por Mello (1977), e que apelidou de alteração de universo estatístico. Sucintamente, trata-se de usar todos os meios para evitar ter de lidar com situações condicionadas por estatísticas e probabilidades de valores extremos. Sem que tal, do modo algum, signifique que o engenheiro dificilmente ultrapassaria essa dificuldade, a realidade mostra que uma estrutura pode ser concebida para excluir um dado fenómeno: o arco de uma ponte é suficiente para excluir trações e a pré-tensão aplicada ao betão visa atingir o mesmo objetivo. Num exemplo geotécnico, pode referir-se, no caso das barragens de aterro zonadas, o criterioso uso de filtros críticos, órgãos suscetíveis de controlar o surgimento de processos indesejáveis associados ao comportamento, após enchimento, de núcleos fortemente OC sujeitos a um muito reduzido estado de tensão efetiva.

## 7 – CONCLUSÕES

Como é sabido, no caso de terrenos constituídos de solos *in situ*, os quais são realmente rochas brandas caracterizadas por agregado estrutural (fábrica e ligação entre grãos), podem ocorrer escoamentos de blocos (tipo *debris flow*), fenómeno que à primeira vista não é associável às estruturas de aterro.

É verdade que solos submetidos a uma compactação pesada rompem segundo superfícies de deslizamento de acordo com modelos muito conhecidos e usados. Mas no caso de se empregarem solos argilo-siltosos remoldados fortemente *OC*, estes podem romper exibindo fendas de tração, separando-se em blocos de solo rígido. Sucede ainda que os solos assim colocados podem ainda ver elevar o seu grau de *OC* em resultado do primeiro enchimento.

Nesta situação, se esses solos forem submetidos a elevados gradientes hidráulicos, pode haver liquefação e essa massa de blocos escoará dando origem a uma rotura catastrófica.

A ocorrência destes fenómenos tão singulares não tem sido objeto da atenção de que são merecedores, nem como a sua ocorrência e respetivas consequências ser podem ser minimizadas.

Este artigo debruça-se sobre as razões deste comportamento e quais os reflexos na segurança estrutural. Recomenda-se o uso do dimensionamento plástico no qual se preconiza, no que respeita à segurança, que as estruturas devem exibir tendencialmente um comportamento dúctil (alguma deformação, mas serem estruturalmente estáveis) e não um comportamento frágil (reduzida deformação mas com tendência para a instabilidade). O uso dos conceitos da teoria dos estados críticos evidencia os benefícios da ductilidade de uma estrutura geotécnica. Qualquer engenheiro deve procurar que o material estrutural atinja um estado tanto quanto possível resistente e dúctil (Schofield, 2005).

## APÊNDICE

Considere-se um estado generalizado de tensão efetiva expresso em função das tensões principais, com

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

e

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2}{2}}$$

Admitindo um estado de tensão simples, isto é, em que se verifica a condição,

$$\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3 = 0$$

ocorrem dois planos onde são nulas as tensões principais, obtendo-se as expressões seguintes para  $p'$  e  $q$ ,

$$p' = \sigma'_1/3 \quad e \quad q = \sigma'_1$$

pelo que

$$q/p' = \eta = 3$$

Neste caso, a fratura dá origem a uma separação de elementos orientados segundo a direção da tensão  $\sigma'_1$  (*split cracks*).

Já admitindo um estado tensão dupla, em que se verifica a condição,

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 > \sigma'_3 = 0$$

logo, ocorre um plano onde é nula a tensão principal, obter-se-ão as expressões seguintes para  $p'$  e  $q$ ,

$$p' = 2 \sigma'_3 / 3 \quad e \quad q = \sigma'_1$$

vem

$$q/p' = \eta = 1,5$$

Neste caso, a fratura dá origem a uma separação de elementos orientados normalmente em relação à direção da tensão  $\sigma'_1$  (*spalling cracks*).

Tem-se assim que

$$1,5 < \eta < 3$$

A expressão anterior indica a gama de valores de  $\eta$ , e os valores para os quais se anulam uma ou duas das componentes das tensões principais efetivas  $\sigma'_1, \sigma'_2$  e  $\sigma'_3$ .

Nessa zona de  $\eta$ , podem ter-se elementos de solo submetidos a uma dada tensão efetiva, mas em que é nula a tensão numa ou duas das faces dum elemento, o que dá origem ao aparecimento de pequenas fendas de tração.

## Nomenclatura

### Abreviaturas

*LEC* – lugar geométrico dos estados críticos

*LCN* – linha de compressão normal

*MSEC* – Mecânica dos Solos dos Estados Críticos

### Símbolos

$c'$  – coesão verdadeira de Hvorslev

$e$  – índice de vazios

$G_s$  – densidade das partículas sólidas

$I_L$  – índice de liquidez

$I_{L5}$  – liquidez equivalente

$I_p$  – índice de plasticidade

$p'$  – pressão média efetiva

$p'_c$  – pressão média efetiva no estado crítico

$q$  – tensão deviatória

$s_u$  – resistência ao corte não drenada

$u_w$  – pressão da água intersticial

$v$  – volume específico do agregado

$v_\lambda$  – liquidez equivalente

$w$  – teor em água

$w_L$  – limite de liquidez

$w_p$  – limite de plasticidade

$\Gamma$  – volume específico no estado crítico para  $p' = 1kPa$

$\eta$  – obliquidade

$\lambda$  – gradiente da linha de compressão

$M$  – coeficiente de atrito generalizado

$\sigma$  – tensão total normal a um plano

$\sigma'$  – tensão efetiva

$\sigma'_1, \sigma'_2$  e  $\sigma'_3$  – tensões principais efetivas

$\sigma'_a$  – tensão principal axial

$\sigma'_r$  – tensão principal radial

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Gudehus, G (2011). *Physical Soil Mechanics*, Advances in Geophysical and Environment and Mathematics, Springer-Verlag, Heidelberg.

Heyman, J. (1996). *Elements of the theory of structures*, Cambridge University Press.

- Maranha das Neves, E. (1975). *Os estados críticos e a utilização dos modelos elasto-plásticos e rígido-plásticos*, Mecânica dos Solos – Equilíbrio Limite e Estados Críticos, Parte II, Curso110-2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Maranha das Neves, E. (1987). *Barragens de aterro. Experiência portuguesa*, Conferência Ibero-Americana sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Anais, 3, LNEC, Lisboa, pp. 63-98.
- Maranha das Neves, E. (1991). *Static behaviour of earth-rockfill dams*, Advances in Rockfill Structures, ed. E. Maranhã das Neves, NATO ASI Series, 200, pp. 375-447.  
[https://doi.org/10.1007/978-94-011-3206-0\\_14](https://doi.org/10.1007/978-94-011-3206-0_14)
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos solos dos estados críticos. Solos saturados e não saturados*, IST Press, Lisboa.
- Mello, V.F.B. de (1977). *Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams*, Seventeenth Rankine Lecture, Géotechnique 27 (3), pp. 279-355.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.3.281>
- Naylor, D., Maranhã J. R., Maranhã das Neves, E., Veiga Pinto, A. (1997). *A back-analysis of Beliche Dam*, Géotechnique, 47 (2), pp. 221-233. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.221>
- Schofield, A. (1980). *Cambridge geotechnical centrifuge operations*, Twentieth Rankine Lecture, Géotechnique, 30 (3), pp. 227-268. <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.3.281>
- Schofield, A. (2001). *Re-appraisal of Terzaghi's soil mechanics*, Special Lecture, 15th ICSMGE, Istanbul, pp. 2437-2480.  
[https://www.issmge.org/uploads/publications/1/30/2001\\_04\\_0003.pdf](https://www.issmge.org/uploads/publications/1/30/2001_04_0003.pdf)
- Schofield, A. (2005). *Disturbed soil properties and geotechnical design*, Thomas Telford, Publishing, London. <https://doi.org/10.1680/dspagd.29828>
- Schofield, A. N.; Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill Book Comp., London.
- Skempton, A. W.; Northey, R. D. (1953), *The sensivity of clays*, Géotechnique, 3 (1), pp. 30-53.  
<http://dx.doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.30>
- Wood, D M. (1990), *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press.