

# MODELOS DE ELEMENTOS DISCRETOS NA ANÁLISE À ROTURA DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO – UM MODELO CONSTITUTIVO DE DESCONTINUIDADE COM ENFRAQUECIMENTO

Discrete element models applied to failure analysis of concrete  
dams' foundations – a new discontinuity constitutive model

Ricardo Pontes Resende\*

José Vieira de Lemos\*\*

**RESUMO** – Apresenta-se um modelo constitutivo para superfícies de descontinuidades, com o objectivo de melhorar a avaliação da segurança estrutural de barragens de betão para cenários de rotura envolvendo a fundação. O modelo considera o enfraquecimento da coesão e da resistência à tracção das descontinuidades, de modo a ter em conta a degradação que ocorre nas juntas com coesão e resistência à tracção (betão-rocha e betão-betão) e nas superfícies de menor resistência existentes nos maciços de fundação. O modelo constitutivo foi inserido num programa de elementos discretos. Faz-se uma comparação com resultados experimentais de ensaios de vigas de betão com descontinuidade a meio vão. Apresenta-se ainda a aplicação ao estudo da rotura de uma barragem abóbada com uma falha na fundação, considerando a subida do nível de água e um deslizamento na falha.

**SYNOPSIS** – A numerical model based on the discrete element method is presented, for the study of dam foundations in rock masses. A constitutive model for discontinuities was developed, which takes into account the softening of the cohesive component of shear strength and of the tensile strength. The field of application of the present model comprises studies of rock engineering structures that require a representation of the behavior of joints and interfaces, including deterioration and failure processes, namely concrete-rock interfaces, concrete lift joints in dams, and the propagation of non-persistent joints in rock masses. The constitutive model for joints was implemented in the discrete element programme 3DEC. A comparison with results of laboratory tests of fracture of a concrete beam showed a good agreement between numerical and experimental data. The model was also applied to the study of the safety of a concrete arch dam, for a failure scenario involving rising of the water level and sliding on a fault in the rock mass.

## 1 – INTRODUÇÃO

### 1.1 – Fundações de Barragens de Betão

As barragens de betão exigem fundações de baixa deformabilidade e alta resistência, sendo por isso construídas em maciços rochosos de boa qualidade, ou seja, maciços simultaneamente constituídos por material rochoso homogéneo com boa resistência e baixa deformabilidade e com direcção de diaclasamento favorável às solicitações impostas pela barragem. Infelizmente, nem

---

\* Bolseiro de Doutoramento, Núcleo de Fundações e Obras Subterrâneas, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: rresende@lnec.pt

\*\* Investigador Coordenador, Núcleo de Modelação Matemática e Física, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: vlemos@lnec.pt

sempre é possível encontrar, nos vales dos rios, os locais que reúnem simultaneamente as melhores características para o aproveitamento hidráulico e um maciço de excelente qualidade. De entre as barragens de betão, as do tipo abóbada, em especial, solicitam as suas fundações com grande intensidade, nomeadamente nas zonas que absorvem a maior parte dos impulsos dos arcos da barragem.

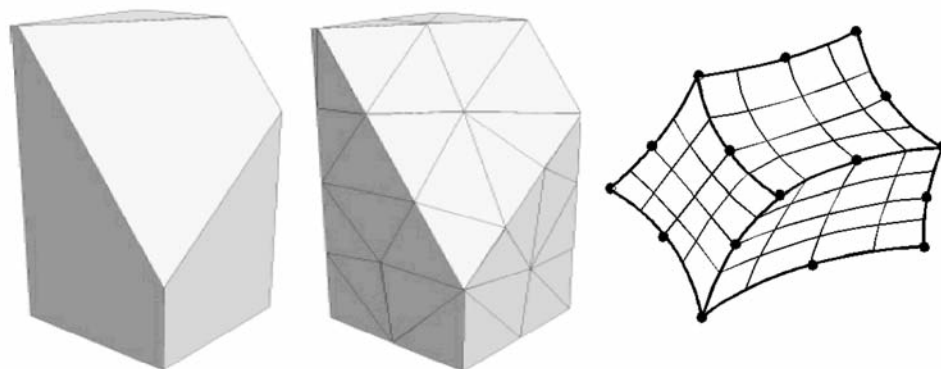
A segurança da barragem tem de ser encarada como um problema de interacção entre o corpo da barragem e o maciço de fundação. O facto de os mais graves acidentes envolvendo barragens de betão terem sido causados por problemas de diaclasamento na fundação (Malpasset, França em 1959 e Vajont, Itália em 1963) corrobora esta afirmação.

A característica mais marcante dos maciços rochosos é a sua descontinuidade. A deformabilidade e resistência dos maciços são mais comandadas pelos movimentos que ocorrem nas diaclases e falhas do que pelas características intrínsecas do material rochoso. É, portanto, da maior relevância a incorporação do efeito das descontinuidades nos modelos numéricos usados no estudo do comportamento do conjunto barragem-fundação.

## 1.2 – Método dos Elementos Discretos

O Método dos Elementos Discretos (MED) (Cundall, 1971) é um método numérico vocacionado para a modelação e análise de meios descontínuos. Pela sua formulação e algoritmo de resolução é particularmente apropriado para simular comportamentos não-lineares e processos de rotura, permitindo acompanhar o enfraquecimento estrutural. O MED foi desenvolvido no âmbito do estudo da estabilidade dos maciços rochosos diaclasados, tendo a sua utilização sido posteriormente alargada a outras áreas, designadamente ao estudo do comportamento de monumentos históricos em alvenaria, ao estudo da mecânica da fractura de materiais contínuos quase-frágeis como o betão e a rocha, ao comportamento de materiais micro-granulares, como por exemplo os solos. A conjugação do MED com o método dos elementos finitos permitiu alargar a sua aplicação a problemas onde as deformações internas dos blocos têm de ser tomadas em conta. Discretizando internamente os blocos discretos, pode-se aplicar ao seu material os modelos constitutivos adequados à gama de deformações e tensões esperada.

O 3DEC (Itasca, 1999) é um programa baseado numa formulação tridimensional do MED, que emprega blocos tridimensionais poliédricos convexos. Os blocos podem ser rígidos ou, através de uma discretização interna em malhas de tetraedros de deformação constante, deformáveis (Figura 1). Lemos (1998) implementou uma formulação em que os blocos rígidos podem



**Fig. 1** – Bloco rígido (esq.) e bloco deformável discretizado em malha tetraédrica (centro), elemento parabólico de 20 nós (dir.).

ser substituídos por elementos finitos paralelepípedicos de 20 nós (funções de forma parabólicas), mantendo-se a lógica de contacto entre estes elementos e os blocos distintos. Esta formulação permite representar os campos de tensões com maior eficácia usando menor número de elementos do que os que seriam necessários caso se tivesse de usar elementos tetraédricos. Tem sido utilizada com excelentes resultados na representação de barragens do tipo abóbada, para as quais estes elementos estão bem adaptados.

## 2 – FORMULAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

### 2.1 – Introdução

No MED, o domínio é representado por um conjunto de blocos que, sob o efeito de forças internas e externas, se movimentam no espaço tridimensional, interagindo uns com os outros. O problema consiste, então, na determinação do movimento de cada bloco quando submetido a forças aplicadas, a forças de contacto com os outros blocos e a forças mássicas. A solução é obtida resolvendo em cada instante as leis do movimento de corpos (representada nas equações (1) e (2) para o movimento de translação e de rotação de um bloco rígido):

$$\ddot{u}_i + \alpha \cdot \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (1)$$

$$\dot{\omega}_i + \alpha \cdot \omega_i = \frac{M_i}{I_s} \quad (2)$$

onde:

- $u_i$  é o vector de posição do centróide do bloco ( $i = 1, 2, 3$ ) e o ponto significa a derivada em relação ao tempo;
- $\omega_i$  é o vector de velocidade angular do bloco;
- $F_i$  é o somatório das forças aplicadas no centróide do bloco;
- $M_i$  é o somatório dos momentos aplicados no centróide do bloco;
- $I_s$  é o momento de inércia do bloco;
- $m$  é a massa do bloco;
- $\alpha$  é o amortecimento do sistema.

Na equação (2) foram introduzidas algumas simplificações em relação à fórmula de Euler que rege a rotação de corpos rígidos: os termos cruzados são desprezados e o momento de inércia  $I_s$  é a média dos três momentos principais de inércia do bloco (esta aproximação é válida nos problemas quase estáticos, em que as velocidades são pequenas).

A integração das equações de movimento é feita através de um algoritmo de integração explícita (por diferenças centrais), semelhante ao método de relaxação dinâmica de resolução de equações. O coeficiente de amortecimento  $\alpha$  é escolhido de forma adequada ao tipo de problema em questão. Nos problemas dinâmicos, é usado o coeficiente de amortecimento real do sistema. Nos problemas estáticos, o amortecimento não tem significado físico real, pelo que pode ser escolhido de forma a minimizar o tempo de cálculo, nomeadamente usando diferentes valores de amortecimento nas diversas regiões do modelo ou amortecimento variável ao longo do cálculo.

## 1.2 – Modelos de contacto

O ciclo de cálculo do MED, resumido na Figura 2, tem um dos seus pontos críticos na determinação da forma como os blocos interagem entre si, representada no passo 3. Esta etapa é composta por três sub-passos:

1. determinam-se os pares de blocos vizinhos;
2. identificam-se os blocos vizinhos que se tocam e o tipo de contacto;
3. determinam-se as forças de contacto.

Têm sido desenvolvidos algoritmos para determinação dos pares de blocos em interacção (sub-passos 1 e 2) que são simultaneamente computacionalmente económicos e eficientes na detecção e resolução dos contactos (Lemos, 1998, 2001).

O passo 3, que consiste na determinação de relações entre forças e deslocamentos a nível dos contactos, encerra grande parte do potencial de desenvolvimento e adaptação a situações novas do MED. As forças de contacto determinadas são, no final do passo 3, transferidas para os centróides dos blocos e o seu efeito é somado ao das restantes forças aplicadas e peso próprio.



**Fig. 2** – Ciclo de cálculo do Método dos Elementos Discretos.

O programa 3DEC contém os seguintes modelos constitutivos de contacto: elástico linear, elasto-plástico com rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb (designado nesta comunicação por modelo *MCI*) e ainda o sofisticado modelo Continuous-Yelding. Contudo, o programa não dispõe de nenhum modelo que considere, de forma simples, o enfraquecimento resultante da degradação da junta (quer em termos de resistência à tracção quer em termos de coesão), nem que permita ter em conta a propagação de fissuras em material intacto, (Lemos, 2001).

## 3 – DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE CONTACTO

### 3.1 – Introdução

O modelo desenvolvido (Resende, 2003) teve por base o modelo *MCI* existente no programa 3DEC. Como referido, este modelo tem uma formulação elasto-plástica com rotura frágil, sendo a

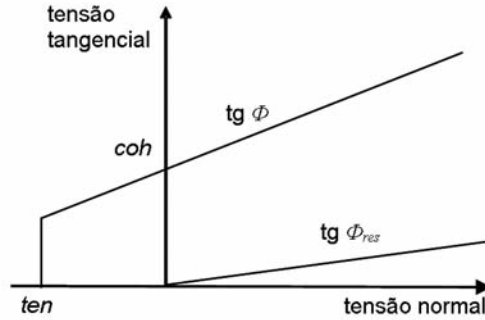
força de corte máxima ( $F_{s, \max}$ ) e força normal máxima de tracção ( $F_{n, \max}$ ) dadas pelo critério de Mohr-Coulomb, expresso analiticamente pelas condições (3) e (4) e graficamente na Figura 3.

$$F_{s, \max} = coh \cdot A_c + F_n^c \cdot tg \phi \quad (3)$$

$$F_{n, \max} = -ten \cdot A_c \quad (4)$$

onde:

- $\phi$  é o ângulo de atrito do contacto;
- $coh$  é a coesão do contacto;
- $ten$  é a resistência à tracção do contacto;
- $A_c$  é a área do contacto.



**Fig. 3** – Envolvente de rotura do critério de Mohr-Coulomb.

No modelo *MCI*, após a rotura, as forças no contacto assumem os valores máximos dados pelas equações (5) e (6).

$$F_{s, \max} = F_n^c \cdot tg \phi_{res} \quad (5)$$

$$F_{n, \max} = 0 \quad (6)$$

onde  $\phi_{res}$  é o ângulo de atrito residual.

### 3.2 – Enfraquecimento

Ao modelo *MCI* foi adicionada a perda gradual de propriedades após o pico, nomeadamente da coesão, resistência à tracção e rigidez normal. Esta propriedade dos geomateriais como o betão, as rochas e os solos e algumas interfaces, chama-se enfraquecimento. O enfraquecimento foi detectado nos ensaios de caracterização de materiais e interfaces a partir do momento em que se desenvolveram máquinas de ensaio de grande rigidez, que permitem controlar a velocidade de deformação após o pico. O enfraquecimento resulta da propagação gradual de microfissuras previamente existentes no material, fissuras

essas que vão crescendo e unindo-se com o carregamento, até se transformarem em fissuras macroscópicas que provocam a ruína do provete. Em algumas estruturas este comportamento é determinante no mecanismo de colapso, como se verá nos exemplos de aplicação adiante descritos.

Por outro lado, nas descontinuidades do tipo rocha-rocha sem preenchimento, observa-se que a perda de resistência de corte após o pico pode ser abrupta ou gradual, dependendo principalmente da rugosidade da interface, das características do material e da relação entre a tensão normal aplicada e a resistência do material rochoso. No caso das descontinuidades rochosas com preenchimento é corrente observar-se enfraquecimento tanto da coesão como da resistência à tracção. Finalmente, no caso das interfaces rocha-betão ou betão-betão, ocorre sempre enfraquecimento da coesão e da resistência à tracção.

### 3.3 – Comportamento da descontinuidade à tracção e ao corte

No modelo desenvolvido, para além da diminuição da resistência, também é considerada a degradação da rigidez normal após o pico. A degradação das características do material é representada através de um parâmetro de dano que assume valores sempre crescentes, desde zero (material intacto) até 1 (destruição do material). Em cada passo de cálculo, são determinados valores efectivos para as propriedades: resistência à tracção ( $ten_{ef}$ ), rigidez normal ( $k_{n,ef}^+$ ) e coesão efectiva ( $coh_{ef}$ ).

$$ten_{ef} = ten \cdot (1 - d_n^+) \quad (7)$$

$$k_{n,ef}^+ = k_n^+ \cdot (1 - d_n^+) \quad (8)$$

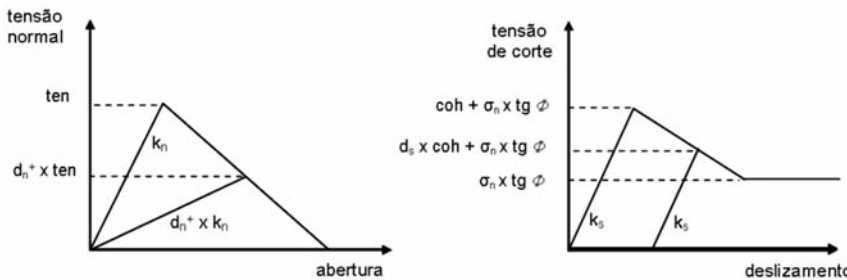
$$coh_{ef} = coh \cdot (1 - d_s) \quad (9)$$

onde:

- $d_n^+$  é o parâmetro de dano que afecta a resistência e rigidez em tracção (de 0 a 1);
- $d_s$  é o parâmetro de dano que afecta a coesão (de 0 a 1);
- $k_n^+$  é rigidez normal inicial;
- $coh$  é a coesão inicial.

Admitiu-se que a rigidez de corte e a rigidez normal em compressão não são afectadas pelo dano, uma vez que os trabalhos experimentais existentes não apontam nesse sentido.

As variáveis de dano  $d_n^+$  e  $d_s$  crescem de forma linear com o carregamento pós-pico, o que leva a que o ramo de enfraquecimento em tracção e corte seja também linear. A Figura 4 representa graficamente o comportamento do modelo. A rigidez em descarga durante o enfraquecimento em



**Fig. 4** – Modelo de comportamento de descontinuidade: tensão normal (tracção) vs. abertura; tensão tangencial vs. deslizamento.

tracção ( $k_n^+$ ) é, como explicitado na equação (8), afectada do parâmetro de dano  $d_n^+$ , dirigindo-se o ramo de descarga sempre para a origem. Se a descarga se converte em movimento de fecho, é recuperada a rigidez inicial ( $k_n$ ), uma vez que o dano não afecta o comportamento à compressão.

### 3.4 – Interação entre enfraquecimento à tracção e ao corte

As ligações no interior do material ou nas interfaces modeladas podem ser destruídas por esforços de corte, tracção ou ambos simultaneamente. Considerou-se assim que a degradação das propriedades à tracção se reflecte na coesão e vice-versa (Lourenço e Rots, 1997). No modelo desenvolvido, transpôs-se este raciocínio para o conceito de energia de fractura disponível, estabelecendo-se que a energia que é necessário fornecer ao material para degradar as suas propriedades tanto pode resultar de esforços que provocam tensões de tracção como de corte. Formulou-se esta interação estabelecendo, em cada contacto, uma proporcionalidade directa entre a resistência disponível em coesão e em tracção. Os parâmetros de dano  $d_n^+$  e  $d_s$  (e, consequentemente, os valores efectivos da resistência à tracção e da coesão) são recalculados em cada passo, de modo a que se mantém a proporção expressa na equação:

$$d_n^+ = d_s = \frac{ten_{ef}}{ten} = \frac{coh_{ef}}{coh} \quad (10)$$

### 3.5 – Dilatância

O modelo desenvolvido não inclui o efeito de dilatância, não devido a dificuldades de maior em termos de formulação ou implementação do algoritmo, mas porque a dilatância tem o efeito de aumentar o nível de segurança dos maciços, mas a sua quantificação experimental com precisão suficiente é pouco frequente. Por outro lado, o seu efeito só é significativo se existir uma restrição efectiva ao movimento de abertura da junta, o que não se verifica nas fundações de barragens onde as tensões normais instaladas são baixas. De qualquer modo, o modelo pode ser facilmente alterado para incluir a dilatância.

## 4 – ENSAIO DE ROTURA DE UMA VIGA DE BETÃO

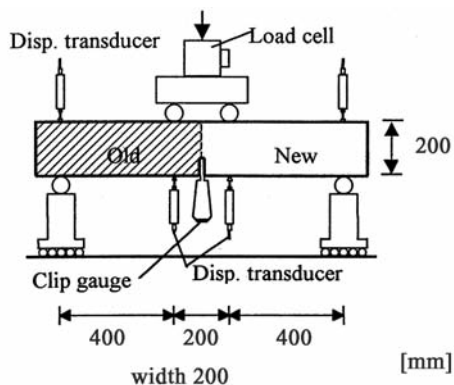
### 4.1 – Introdução

Na primeira aplicação, pretendeu-se reproduzir um problema simples, onde o enfraquecimento tivesse um papel preponderante e para o qual estivessem disponíveis resultados experimentais que permitissem validar inequivocamente o desempenho do modelo desenvolvido. Havendo relativamente pouco trabalho experimental em descontinuidades rocha-betão com enfraquecimento da coesão ou da resistência à tracção, escolheu-se um conjunto de ensaios de vigas de betão, com um entalhe a meio-vão em flexão pura (Kunieda et al., 2000).

O dispositivo experimental é reproduzido na Figura 5. O betão das vigas ensaiadas (4 ensaios) tem um módulo de elasticidade médio de 31,2 GPa e uma resistência à tracção entre 2,7 e 3,2 MPa. Neste tipo de ensaio, regista-se um estado de flexão pura a meio vão da viga (esforço transversal nulo), sendo toda a capacidade de suporte da viga conferida pela resistência à tracção do contacto betão-betão.

Nos testes efectuados por Kunieda foram ensaiadas vigas com betão de idades iguais ou diferentes nas duas metades da viga, tendo-se escolhido um ensaio em que a viga foi betonada de uma

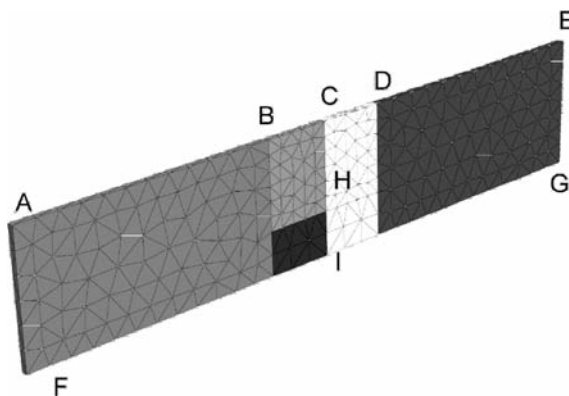
só vez (betão com a mesma idade em toda a viga). Os autores dos ensaios determinaram as curvas de enfraquecimento do betão em tracção através de retroanálise pelo método dos elementos finitos.



**Fig. 5** – Dimensões, dispositivo de carregamento, de medição de deslocamentos e de abertura de fenda (Kunieda et al., 2000).

## 4.2 – Modelo numérico

O modelo da viga desenvolvido no 3DEC é apresentado na Figura 6. O modelo tem uma espessura dez vezes inferior ao protótipo pois a representação do contacto na zona de rotura exige uma discretização cuidada na direcção vertical, que a ser estendida à direcção transversal resultaria numa malha desnecessariamente grande, uma vez que, como o comportamento da viga é essencialmente plano e, por isso, independente da espessura do modelo, a representação da espessura real da viga é redundante.



**Fig. 6** – Modelo numérico desenvolvido.

O modelo está dividido em diversas regiões que foram discretizadas numa malha interna de elementos finitos tetraédricos, com uma dimensão de aproximadamente 2 cm na região central e 4 cm nas restantes regiões.

A análise foi efectuada por imposição de deslocamentos verticais nos pontos B e D, estando os deslocamentos dos pontos F e G restringidos na direcção vertical. A junta real, onde pode ocorrer



a rotura, corresponde ao troço C-H. No troço H-I, correspondente ao entalhe, não existe contacto entre o material dos dois lados da viga. As restantes juntas apenas definem as zonas com diferentes densidades de malha, tendo-lhes sido atribuída elevada resistência e rigidez, de modo a não interferirem na resposta da viga.

Foram efectuados três cálculos, nos quais se variou a rigidez pré e pós pico e a resistência da junta a meio-vão, de modo a obter curvas carga-deslocamento que aproximem o melhor possível os resultados experimentais. Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades dos cálculos numéricos efectuados com o modelo desenvolvido e com o modelo *MCI* (modelo de junta existente no 3DEC com rotura frágil definida pelo critério de Mohr-Coulomb).

Tabela 1 – Propriedades da junta a meio-vão.

	<i>ten</i> [MPa]	<i>k<sub>n</sub></i> [GPa/m]	<i>k<sub>n,soft</sub></i> [GPa/m]
<i>MCI</i>	3,2	31,2 x 10 <sup>3</sup>	–
<i>MCSOft A</i>	2,7	31,2 x 10 <sup>3</sup>	50
<i>MCSOft B</i>	3,2	31,2 x 10 <sup>3</sup>	100

\*os valores da coh, *k<sub>s</sub>* e *k<sub>s,soft</sub>* não são relevantes neste cálculo.

Os conjuntos de parâmetros *MCSOft A* e *B* correspondem às aproximações da curva tensão normal vs. abertura de fenda expressa graficamente na Figura 7, onde é representada a curva de enfraquecimento fornecida pelos autores dos ensaios e as curvas consideradas nos cálculos com enfraquecimento da junta a meio vão. Com o conjunto de parâmetros *B* a parte inicial da curva experimental é melhor aproximada, sendo a resistência à tracção e a rigidez de enfraquecimento mais elevadas que no conjunto *A*; que considera um valor de energia de fractura mais correcto, representando melhor o comportamento ao longo de toda a amplitude de aberturas.

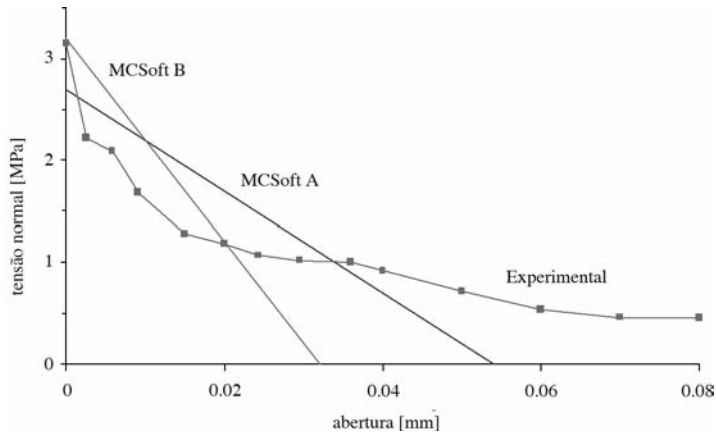


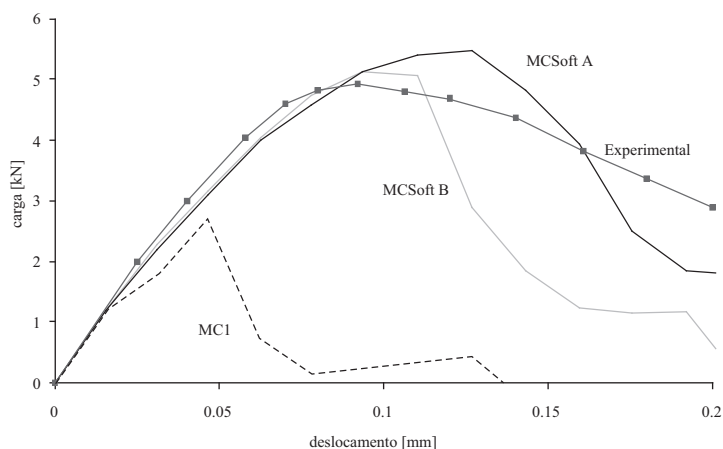
Fig. 7 – Curvas tensão vs. deslocamento experimentais e numéricas para o enfraquecimento em tracção.

4.3 – Resultados

A Figura 8 apresenta as curvas carga-deslocamento experimental média e as numéricas, para os vários modelos considerados. Verifica-se que o modelo *MCI* é claramente inadequado para

problemas desta natureza, ou seja, quando a resposta da estrutura depende fortemente da resistência pós-pico do material.

O modelo *MCSof*t acompanha bem o comportamento da viga em fase elástica, reproduzindo correctamente o valor de pico e acompanhando menos satisfatoriamente o comportamento pós-pico. Verifica-se que, independentemente da aproximação do ramo de enfraquecimento considerada (caso *A* ou *B*), a resposta do modelo numérico é sempre mais frágil que a do protótipo, o que pode ser atribuído à evolução linear adoptada para os parâmetros de enfraquecimento e à imposição do caminho de progressão da fractura.

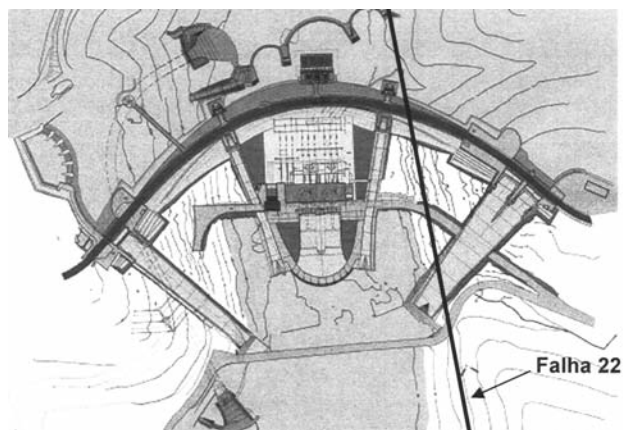


**Fig. 8** – Curvas carga vs. deslocamento experimentais e numéricas.

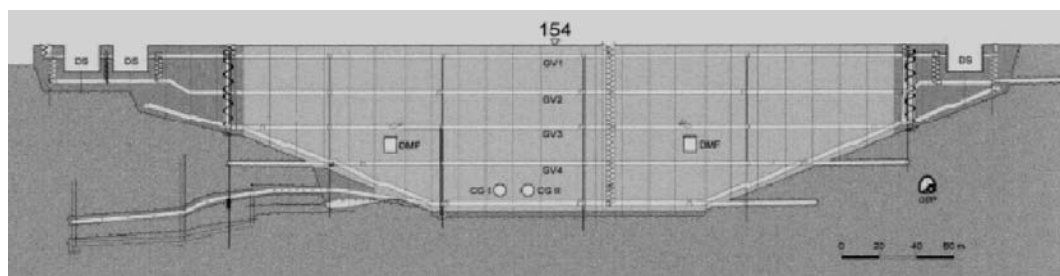
## 5 – MODELAÇÃO DE UMA BARRAGEM ABÓBADA DE BETÃO COM FALHA NA FUNDAÇÃO

### 5.1 – Introdução

A barragem de Alqueva no rio Guadiana, concluída em 2002, é constituída por uma abóbada simétrica de dupla curvatura, que se apoia na parte superior das duas margens em encontros de betão de grandes dimensões. A barragem tem 317 m de corda no coroamento, 96 m de altura máxima (relação corda/altura de 3,3), 348 m de desenvolvimento entre encontros ao nível do coroamento e 140 m de desenvolvimento na base. A espessura da consola central é de 33,5 m na base e 7 m no coroamento (Figuras 9 e 10). Na margem direita e no fundo do vale, que é bastante largo, o maciço de fundação é constituído por xistos verdes bem conservados e de baixa deformabilidade. Na margem esquerda a fundação é constituída por filádio bem conservado, cujo módulo de elasticidade é aproximadamente metade do dos xistos verdes. Além de outras falhas de menor importância, ocorre uma falha inversa de grandes dimensões, a falha 22, que separa as duas formações. Esta falha tem uma orientação 25,5° NE em relação à direcção montante-jusante, inclinação de cerca de 40° para a margem esquerda e possança variável entre os 3 e os 12 m. A falha atravessa a inserção da barragem próxima do descarregador de meio fundo da margem esquerda. O seu preenchimento é constituído por filádio fracturado e alterado, com um módulo de elasticidade muito baixo, resultante do esmagamento e corte das paredes da falha.



**Fig. 9** – Planta geral do aproveitamento de Alqueva (barragem e central hidroeléctrica) com representação aproximada da intercepção da falha com a superfície (Liberal et al., 2002).



**Fig. 10** – Perfil da barragem de Alqueva desenvolvido pela superfície de referência (Liberal et al., 2002).

Previu-se que a fraca qualidade do material preenchedor da falha 22 poria em causa o comportamento da barragem, tanto sob a acção do seu peso próprio como aquando de deslocamentos da falha. Assim, foram consideradas várias soluções para o projecto de tratamento da falha que amenizassem estas situações, tendo-se optado pela substituição do material da caixa da falha por betão em massa (Liberal et al., 2002). Numa zona próxima da superfície, esta substituição foi feita por meio de um aprofundamento da fundação, executado através de uma escavação a céu aberto. Na zona em que o reperfilamento a céu aberto implicava a execução de taludes de grande altura, a substituição do material da falha foi feita através de um conjunto de galerias. Foram executados quatro níveis de galerias sub-horizontais com 4,5 m de altura, sendo o tecto do primeiro nível coincidente com o tecto da falha e os níveis seguintes inferiores ao primeiro, até se atingir o muro da falha. Em cada nível, começou por se escavar uma galeria central que foi depois alargada por meio de mais uma galeria para cada lado, sendo todas preenchidas com betão, passando-se então para o nível inferior. Na Figura 11 são apresentados esquemas da zona tratada que permitem compreender a solução executada.

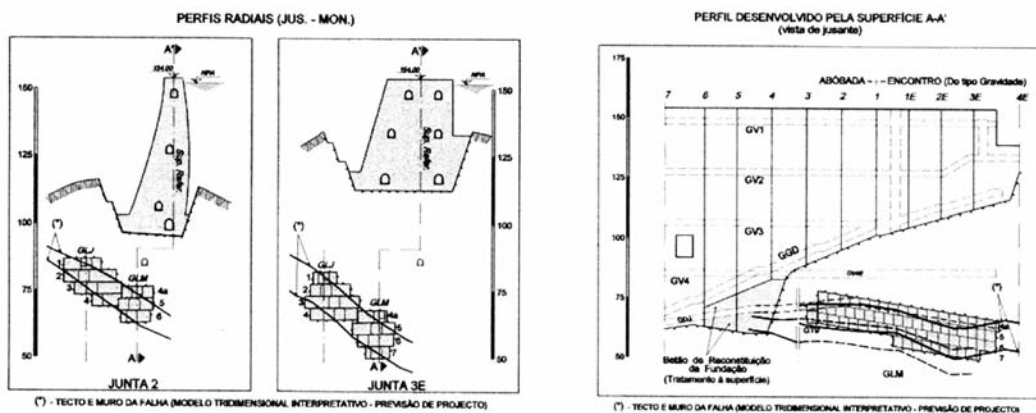


Fig. 11 – Projecto do tratamento da falha 22 (Liberal et al., 2002).

Têm sido variados os estudos sobre a influência do diaclasamento da fundação, em especial a falha 22, sobre a barragem de Alqueva. Em Schlar e Muralha (2002) foi desenvolvido um modelo bidimensional que simula o tratamento da falha tendo em conta a sequência de betonagem dos blocos da barragem e de escavação do material da caixa da falha e sua substituição por betão. Em Oliveira (2000) é feita uma análise à rotura da barragem num cenário de deslocamento relativo entre os bordos da falha. Finalmente, em Gomes et al. (2002), é descrito o ensaio físico de um modelo geomecânico do conjunto barragem-fundação e o estudo numérico da rotura por subida do nível de água, com consideração do diaclasamento da fundação e da resistência do betão da barragem.

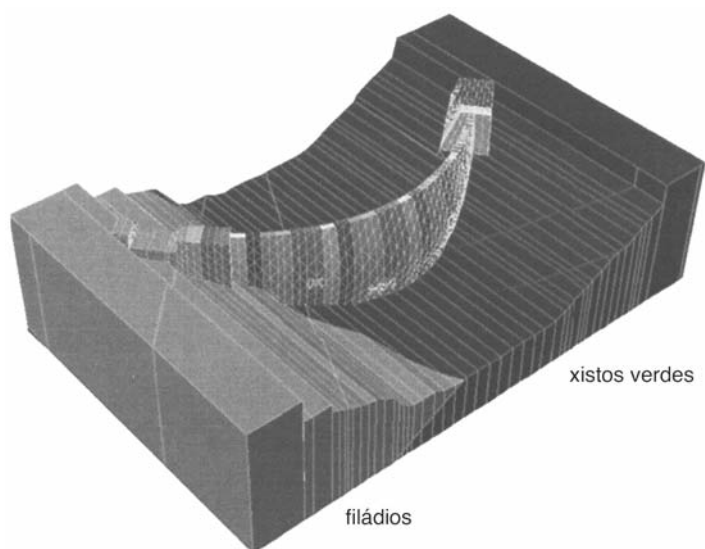
No presente estudo, investigou-se a influência do tratamento da falha 22 sobre o comportamento global da barragem e o comportamento da junta barragem-fundação em dois cenários distintos: subida da água acima do coroamento e deslocamento tangencial relativo dos bordos da falha (simulando um eventual movimento de origem sísmica).

Foram consideradas na análise a influência do estado de tensão in situ da fundação, a sequência de construção da barragem e os trabalhos de tratamento da falha 22. Ressalva-se que a simulação da sequência construtiva e dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais e descontinuidades empregues carecem, cada um por si, de estudo mais pormenorizado, pelo que, dada a complexidade do comportamento do conjunto barragem-fundação e das incertezas na determinação de alguns parâmetros, os resultados encontrados devem ser considerados como uma aproximação aos mecanismos em jogo.

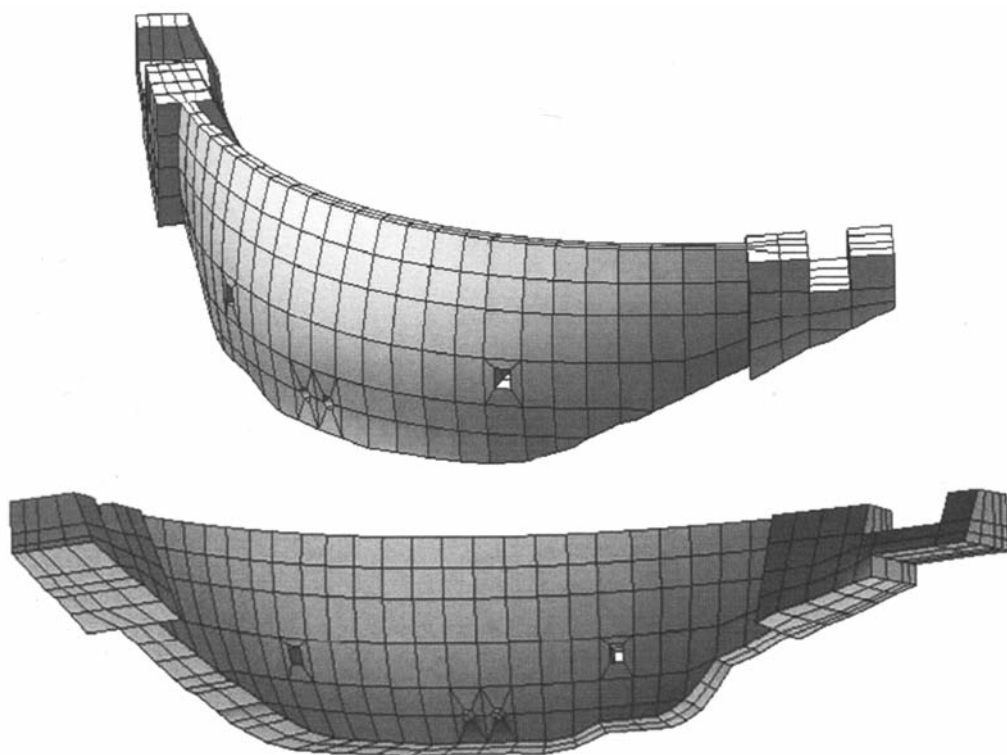
## 5.2 – Descrição do modelo numérico

Desenvolveu-se um modelo numérico tridimensional híbrido do conjunto barragem-fundação. A barragem é constituída por blocos discretos correspondentes às consolas definidas pelas juntas de construção e a fundação por dois macro blocos, correspondentes às zonas dos xistos verdes e dos filádios (Figuras 12 e 13).

Os blocos que simulam cada consola da barragem foram discretizados internamente em elementos finitos tridimensionais isoparamétricos do 2º grau com 20 pontos nodais, tendo a abóbada dois elementos em espessura. Sendo constituídas por blocos distintos, as consolas têm comportamento independente entre si, sendo possível a abertura e movimentos tangenciais nas juntas verticais.



**Fig. 12** – Modelo barragem-fundação com a Falha 22 (cada bloco distinto está representado com uma cor).



**Fig. 13** – Vista de montante (cimo) e de jusante (baixo) da malha da barragem de Alqueva.

Os blocos da fundação são discretizados internamente em elementos tetraédricos de 4 nós, com formulação elástica linear. As propriedades dos materiais e os modelos constitutivos e propriedades das descontinuidades estão resumidas nas Tabelas 2 e 3.

**Tabela 2** – Propriedades dos materiais da barragem e fundação.

Blocos	$E$ [GPa]	$\nu$	$\gamma$ [kN/m³]	$\phi$ [°]	$coh$ [MPa]	$ten$ [MPa]
barragem	20	0,2	24	42	6,7	3
fundação – xisto verde	10	0,2	24	–	–	–
fundação – filádio	5	0,2	24	–	–	–

**Tabela 3** – Propriedades das juntas da barragem e fundação.

Blocos	$k_n$ [GPa/m]	$k_s$ [GPa/m]	$k_{n,soft}$ [GPa/m]	$k_{s,soft}$ [GPa/m]	$\phi$ [°]	$coh$ [MPa]	$ten$ [MPa]
Consolas da barragem ( <i>MC1</i> )	200	40	–	–	45	0	0
Barragem-fundação ( <i>MCSoft</i> )	20	4	6	6	40	3	2
Região tratada da falha 22 ( <i>MCSoft</i> ) <sup>+</sup>	2	0,4	6	6	40	3	2
Região tratada da falha 22 ( <i>MCSoft</i> ) <sup>*</sup>	2	0,4	6	6	42*	6,7*	3*
Região não tratada da falha 22 ( <i>MC1</i> )	0.2	0,04	–	–	20	0.1	0

+ rotura pela interface rocha da parede da falha – betão do preenchimento

\* rotura por corte do betão de preenchimento da falha

O estado da obra antes da acção dos carregamentos que provocam a ruína (subida do nível de água ou imposição de deslocamento entre os bordos da falha) foi simulado de forma aproximada através da imposição sequencial dos carregamentos correspondentes ao estado de tensão inicial do maciço, construção e injeccção das juntas da barragem e subida do nível de água até à cota máxima da albufeira.

### 5.3 – Cenário de majoração do nível de água

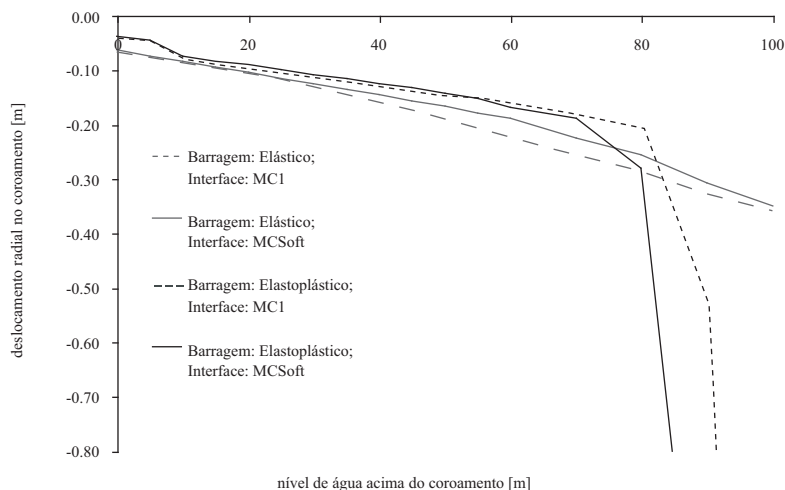
Simulou-se a subida gradual do nível de água até ao nível 254, ou seja, 100 m acima do coroamento. Para quantificar a capacidade resistente de uma barragem, adoptam-se habitualmente dois tipos de análise. No primeiro, reduzem-se as resistências até que ocorre a rotura. No segundo, majora-se o nível de água acima do coroamento, o que corresponde a assumir um diagrama de pressão trapezoidal no paramento de montante. Nesta análise empregou-se o segundo método.

Utilizou-se o modelo constitutivo *MCSoft* nas interfaces barragem-fundação e na interface correspondente à região tratada da falha 22, ambas interfaces do tipo betão-rocha. Nas restantes interfaces, ou seja, entre os blocos da barragem e na zona não tratada da falha 22, utilizou-se o modelo com rotura frágil *MC1*. Para verificar se o novo modelo constitutivo de contacto aporta alguma mais valia, o cálculo foi repetido empregando o modelo de contacto *MC1* em todas as

interfaces. Na modelação do betão da barragem usou-se tanto o modelo elástico linear como o modelo elasto-plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros de resistência para este último modelo, apresentados na Tabela 2, ajustam a superfície de rotura de Mohr-Coulomb à resistência à compressão simples e resistência à tracção do betão da barragem (respectivamente 25 e 3 MPa).

Considerando a orientação da falha 22 em relação à resultante da pressão hidrostática na barragem, torna-se evidente que a subida da água na albufeira irá provocar tensões de corte e de compressão na falha 22, podendo o acréscimo de tensões de compressão contrabalançar o aumento das forças que provocam o escorregamento (equação 3). Com efeito, a evolução das tensões dos contactos da falha com a subida da água mostra que nestes não ocorrem roturas, pelo que o comportamento do conjunto barragem-fundação deverá ser limitado pela resistência da interface barragem-fundação e do betão da barragem. Na junta barragem-fundação, o aumento da força hidrostática origina tensões de corte consideráveis com uma distribuição quase uniforme na espessura, e uma distribuição de tensões normais com tracções no pé de montante e compressões no pé de jusante. Com a subida do nível de água, abre-se no pé de montante da barragem uma fenda que progride na direcção de jusante. No corpo da barragem, regista-se o aparecimento de compressões importantes nos arcos horizontais do topo.

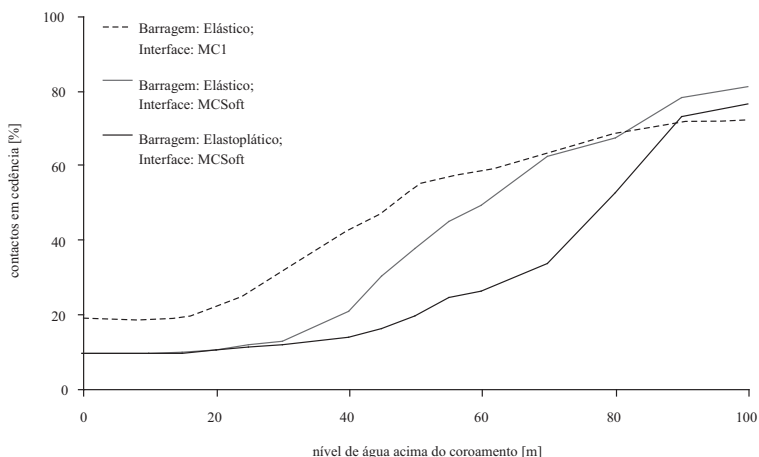
O comportamento da barragem e o estado da junta barragem-fundação com a subida do nível de água são representados nas Figuras 14 e 15, respectivamente. Apesar da cedência quase total dos contactos da interface barragem-fundação, a forma encaixada da barragem não permite deslizamentos de grande amplitude. É por cedência por compressão do betão dos arcos superiores que se dá o colapso. É evidente neste cenário que a modelação correcta do material da barragem é mais relevante que o modelo empregue na interface barragem-fundação ou na falha. Apesar disso, existem algumas diferenças na forma como evolui o deslocamento no topo da barragem quando se aplica o modelo com modelo com enfraquecimento.



**Fig. 14** – Curva nível de água vs. deslocamento radial do topo da consola central.

Já quando se observam as curvas que traduzem a percentagem de contactos da interface barragem-fundação em rotura (Figura 15), distingue-se perfeitamente o diferente comportamento nos cálculos com e sem enfraquecimento.

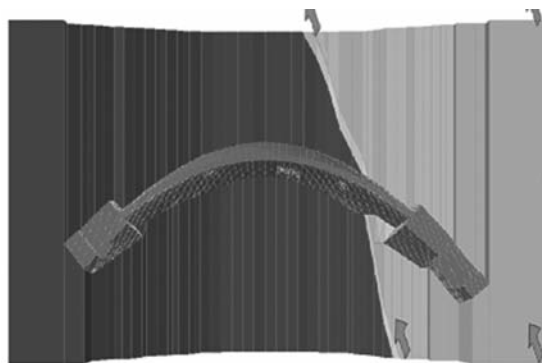




**Fig. 15** – Curva nível de água vs. percentagem de contactos junta barragem-fundação em rotura.

#### 5.4 – Cenário de imposição de deslocamento

Neste cálculo, após a simulação do estado de tensão do terreno, sequência construtiva da barragem e instalação da pressão hidrostática à cota do coroamento, iniciou-se a imposição de deslocamento da margem esquerda em relação à margem direita, com direcção das linhas de nível do plano da falha, e sentido jusante-montante. O deslocamento foi imposto, em incrementos de 1 cm, nas fronteiras inferior, de jusante, montante e lateral da fundação da margem esquerda (Figura 16).



**Fig. 16** – Direcção e sentido do deslocamento imposto.

Utilizou-se o modelo de contacto com enfraquecimento na zona da falha onde o material de enchimento foi substituído por betão e ainda na junta barragem-fundação. Nas juntas entre as consolas da barragem e na restante zona da falha, utilizou-se o modelo frágil MC1. Ao betão da barragem e ao material rochoso da fundação foi atribuído comportamento elástico linear. Para a resistência da junta que modela o tratamento da falha, assumiram-se duas possibilidades de resistência diferentes: na primeira, considerou-se que a rotura se dá entre o betão do preenchimento da falha e a rocha da parede da falha, atribuindo-se à interface a resistência de uma interface rocha-betão típica. Na segunda hipótese, considerou-se que o encaixe entre o preenchimento e a parede da falha é perfeito, pelo que a superfície de rotura é obrigada a atravessar o preenchimento de betão. Atribuiu-se à interface a coesão, ângulo de atrito e resistência à tracção de um betão com resistência à compressão de 30 MPa.



No cálculo onde se admitiu que a superfície de rotura passa pela interface rocha-betão, a rotura de praticamente todos os contactos da região tratada da falha ocorreu para um deslocamento imposto de 7 cm nas fronteiras. Para o cenário de rotura por corte do betão de tratamento, a rotura deu-se aos 16 cm de deslocamento imposto.

Reproduziram-se ainda ambos os cenários empregando o modelo de junta *MC1* tendo a rotura ocorrido para deslocamentos na base de 8 e 12 cm, para a primeira e a segunda hipóteses de resistência da zona tratada da falha. Estes resultados mostram a relevância da modelação correcta do enfraquecimento nos casos em que a coesão e a resistência à tracção assumem maior importância como parcelas resistentes das descontinuidades.

Verificou-se que a partir do momento em que se deu a rotura na falha, quer num cenário quer noutro, ocorreu um aumento das tensões na base da barragem, visto que passou a ser esta a resistir directamente ao deslocamento imposto. Confirma-se a hipótese de que o tratamento da fundação projectado atenua o efeito de movimentos de pequena amplitude na falha sobre a barragem.

## 6 – CONCLUSÕES

Apresentou-se um modelo de descontinuidade com a rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb que tem em conta o enfraquecimento da resistência à tracção e da coesão. O modelo foi implementado no programa de elementos discretos 3DEC, sendo o seu modo de utilização semelhante ao dos outros modelos existentes no programa. Planeia-se para o futuro breve a sua implementação como rotina independente através da sua distribuição como ficheiros DLL (dynamic link library) que podem ser utilizados por qualquer utilizador do 3DEC.

Fez-se a aplicação deste modelo ao estudo do comportamento à rotura de uma viga de betão e de uma barragem abóbada com falha na fundação. Ficou evidente que só com um modelo constitutivo com enfraquecimento é possível simular o comportamento de estruturas em que a iniciação e propagação de fracturas são determinantes na rotura. Simultaneamente, tornou-se ainda evidente a insuficiente caracterização do comportamento pós-pico das interfaces rocha-betão, pelo que mais trabalho experimental deverá ser desenvolvido neste sentido.

Como se pode verificar nos diagramas de enfraquecimento apresentados na aplicação à viga de betão, nos ensaios de caracterização do enfraquecimento de materiais e descontinuidades o ramo de enfraquecimento apresenta normalmente um andamento semelhante a uma curva exponencial negativa. Pela sua facilidade de calibração, implementou-se uma função linear, mas nada impede que seja empregue uma função mais sofisticada.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cundall, P., “A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rocky Systems”. Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, vol. 1, paper II-8, França, 1971.
- Gomes, J., Lemos, J., e Pina, C., “Modelação Numérica e Experimental da Rotura pela Fundação da Barragem de Alqueva”. V. SEMNI – Métodos Numéricos en Ingeniería, Goicolea, J., Soares, C., Pastor, M., & Bugeda, G. (eds). Espanha, 2002.
- Itasca, “3DEC: 3 Dimensional Distinct Element Code”. Version 2.0, User’s Manual Itasca Consulting Group, Mineapolis, EUA, 1999.

- Kunieda, M., Kurihara, N., Uchida, Y., Rokugo, K., “Application of Tension Softening Diagrams to Evaluation of Bond Properties at Concrete Interfaces”, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 65, p. 299-315, 2000.
- Lemos, J. V., “Development of an Arch Dam Analysis Module for the Program 3DEC”. Relatório LNEC, Portugal, 1998.
- Lemos, J. V., “Modeling and Failure Analysis in Rock Engineering”. Programa de Investigação, LNEC. Portugal, 2001.
- Liberal, O., Miranda, P., Monteiro, P., Paixão, J., Lima, C., & Moreira, A. “Tratamento de uma Zona de Falha de Grande Possança na Margem Esquerda da Barragem de Alqueva”. XII COBRAMSEG, Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica (ed), p. 1135-1147, 2002.
- Lourenço, P. e Rots, J., “Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, no 7, pp. 660-668, 1997.
- Oliveira, S., “Modelos para a Análise do Comportamento de Barragens de Betão Considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulações de Dano”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal, 2000.
- Resende, R., “Um Modelo para o Estudo de Cenários de Rotura de Fundações Rochosas de Barragens”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico. Portugal, 2003.
- Schlar, N. e Muralha, J., “Modelação Numérica dos Trabalhos de Tratamento da Falha 22 da Barragem de Alqueva”. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (ed), p. 2641-2652. Portugal, 2002.