UM MODELO HIDROMECÂNICO PARA ANÁLISE DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS GRAVIDADE EM BETÃO

A hydromechanical model for the analysis of concrete gravity dam foundations

Nuno Monteiro Azevedo*
Maria Luísa Braga Farinha**

RESUMO – Apresenta-se a formulação explícita de um modelo hidromecânico em pequenos deslocamentos, baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta. O modelo hidromecânico proposto requer um esquema de pré-processamento robusto, de modo a garantir que os contactos entre os diversos blocos que representam o maciço rochoso de fundação e a barragem são somente aresta/aresta. A parte mecânica do modelo, apesar de limitada a pequenos deslocamentos, tem a vantagem de permitir uma representação rigorosa da distribuição de tensões ao longo das juntas. A parte hidráulica do modelo é perfeitamente compatível com a parte mecânica. O modelo hidromecânico é validado recorrendo a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular e a uma situação real de uma barragem em serviço, comparando os resultados com os obtidos com um modelo discreto em grandes deslocamentos. São também comparados os resultados de análises de estabilidade, concluindo-se que é possível avaliar a segurança ao deslizamento de barragens gravidade em betão recorrendo a modelos de interação em pequenos deslocamentos.

SYNOPSIS – The explicit formulation of a small displacement model for the hydromechanical analysis of concrete gravity dam foundations, based on joint finite elements, is presented. The proposed hydromechanical model requires a thorough pre-processing stage in order to ensure that the interactions between the various blocks which represent both the rock mass foundation and the dam are always edge to edge. The mechanical part of the model, though limited to small displacements, has the advantage of allowing an accurate representation of the stress distribution along the joints. The hydraulic and the mechanical parts of the model are fully compatible. The hydromechanical model is validated using both a hypothetical situation of a gravity dam on a rock mass with a regular joint pattern and a real case of an operating dam, by comparison of the results with those obtained with a large displacement discrete model. Results of stability analyses are also compared, which lead to the conclusion that it is possible to assess the sliding stability of concrete gravity dams using small displacement models.

PALAVRAS CHAVE – Fundações de barragens gravidade, modelo hidromecânico, elementos finitos de junta.

1 – INTRODUÇÃO

As barragens de betão são fundadas em maciços rochosos de natureza descontínua, geralmente com elevados graus de heterogeneidade e de anisotropia. Os trabalhos de melhoria das características mecânicas dos maciços de fundação (injeções de consolidação) e de controlo e observação do escoamento (cortinas de impermeabilização e de drenagem e rede piezométrica), usualmente efetuados durante a fase construtiva, tornam as características dos maciços ainda mais complexas.

* Investigador Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. E-mail: nazevedo@lnec.pt
** Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. E-mail: lbraga@lnec.pt

Nestes maciços o escoamento de água dá-se fundamentalmente através das descontinuidades e há uma grande interdependência entre o comportamento hidráulico e o comportamento mecânico. Esta interação hidromecânica é um aspeto crucial a ter em conta na avaliação da segurança estrutural de barragens de betão, em que os mecanismos de rotura envolvem usualmente descontinuidades do maciço rochoso, a superfície de contacto barragem/fundação ou camadas do maciço de menor resistência. Na base de barragens gravidade em betão as subpressões são particularmente importantes, pois reduzem o efeito estabilizador do peso da estrutura. A construção da barragem e a variação das ações a que a obra está sujeita, durante as fases construtiva e operacional, originam alterações nos caminhos de percolação da água no interior do maciço de fundação e variações na abertura das descontinuidades, que têm influência no comportamento do maciço ao longo do tempo, podendo mesmo comprometer a estabilidade da estrutura.

Na sequência do acidente ocorrido na barragem abóbada de Malpasset, em França, em 1959, foram efetuados diversos estudos que puseram em evidência a relevância do comportamento hidromecânico da fundação (Londe e Sabarly, 1966; Louis, 1969; Louis e Maini, 1970). De facto, os comportamentos hidráulico e mecânico dos maciços rochosos não são independentes. A percolação de água tem influência no comportamento mecânico, pois variações na percolação causam variações nas forças de escoamento e nas tensões efetivas, e estas forças mecânicas alteram o campo de tensões, provocando deformações no maciço rochoso fraturado. Estas deformações, por sua vez, provocam alterações na permeabilidade e, consequentemente, na percolação. Os mecanismos de interação dão-se entre a abertura das descontinuidades, a permeabilidade do maciço, a pressão efetiva e o campo de tensões no maciço (Jing e Stephanson, 2007).

O estudo do comportamento hidromecânico requer ferramentas numéricas com algum grau de sofisticação. O comportamento hidromecânico da fundação pode ser simulado modelando o maciço rochoso por um meio contínuo equivalente, ou considerando explicitamente as descontinuidades existentes no maciço. Neste último caso admite-se que o escoamento tem lugar através das descontinuidades, desprezando-se o escoamento através da matriz rochosa. A escolha entre a abordagem contínua (método dos elementos finitos, método das diferenças finitas ou método dos elementos fronteira) ou descontínua (método dos elementos discretos (blocos ou partículas) ou análise descontínua de deformação) depende de fatores específicos relativos ao problema em análise, principalmente da extensão e espaçamento das descontinuidades quando comparadas com a dimensão da zona a estudar, e da geometria da fraturação do maciço. Os dois tipos de abordagem podem ser combinados e utilizados em simultâneo.

Os primeiros modelos numéricos de elementos finitos de análise hidromecânica foram apresentados no início dos anos 70 do século passado e permitiam não só a análise do comportamento hidroelástico linear em meios porosos com um acoplamento implícito mas também do comportamento em meios fraturados usando esquemas sequenciais de acoplamento explícito entre a análise hidráulica e mecânica (Rutqvist e Stephansson, 2003). O primeiro método de análise hidromecânica totalmente acoplado, apresentado por Noorishad *et al.* (1982), recorria a um elemento de junta para modelar as descontinuidades, cujo comportamento não linear era descrito por relações constitutivas estabelecidas com base numa extensão da teoria da consolidação de Biot (1941). Este método requeria menos memória e reduzia os tempos de cálculo, quando comparado com modelos com elementos de quatro pontos nodais utilizados na análise por elementos finitos. Modelos hidromecânicos acoplados de elementos finitos foram propostos por Erban e Gell (1988), em 2D, e por Gomes de Mendonça (1989), em 3D. Os modelos de contínuo equivalente têm em geral por base um esquema de acoplamento simples entre o modelo mecânico e o hidráulico. Mais recentemente têm sido propostos para o estudo de fundações de barragens de betão modelos contínuos que resolvem de forma integrada o problema hidromecânico (Callari *et al.*, 2004). De referir que o sistema de equações resultante deste tipo de modelos com solução monolítica é de muito mais difícil resolução pois as matrizes resultantes não são simétricas.

Modelos para analisar o comportamento hidromecânico de túneis subterrâneos sob pressão, construídos em aproveitamentos hidroelétricos nos quais se inserem muitas barragens de betão, são apresentados em Lamas (1993) e Leitão e Lamas (2006). São consideradas as tensões efetivas e é utilizado um esquema iterativo entre os modelos mecânico e hidráulico, que são independentes. Para análise de maciços rochosos, Asgian (1989) e Cammarata *et al.* (2007) apresentam modelos contínuos acoplados que usam diferentes métodos nos domínios mecânico (método dos elementos de fronteira) e hidráulico (diferenças finitas e elementos finitos). Em Wei e Hudson (1998) é apresentado um modelo híbrido discreto/contínuo, que recorre ao método dos elementos discretos na zona de interesse e ao método dos elementos de fronteira na definição das condições fronteira.

Modelos hidromecânicos de natureza discreta que consideram de forma explícita as descontinuidades existentes no maciço rochoso podem ser encontrados em Ng e Small (1997) e em Segura e Carol (2008). As descontinuidades são representadas por elementos finitos de junta baseados na teoria de consolidação de Biot. O esquema de solução pode ser monolítico ou, de forma simplificada, pode-se adotar um modelo de solução acoplado não simultâneo no tempo, resolvendo-se cada domínio de forma separada e compatibilizando a informação no fim de cada incremento de tempo. Latham *et al.* (2013) apresentam um modelo hidromecânico para estudo da propagação da fratura em maciços rochosos em que a interação mecânica entre blocos é baseada em técnicas de elementos discretos e o modelo hidráulico em técnicas de elementos finitos, considerando escoamento nas descontinuidades (elementos de junta) e na matriz rochosa (elementos planos).

Modelos de elementos discretos que têm em consideração o acoplamento entre os comportamentos hidráulico e mecânico são adequados para análises de estabilidade de barragens gravidade, tendo em consideração as pressões da água resultantes das condições de escoamento. Aplicações a diversas barragens têm sido desenvolvidas com o programa UDEC (Itasca, 2004), que propõe um modelo hidráulico que de forma simplificada considera o efeito das tensões (nas descontinuidades) na permeabilidade do maciço de fundação (e.g. Lemos, 1987; Mostyn *et al.*, 1997; Barla *et al.*, 2004). Em Gimenes e Fernández (2006) e Farinha (2010) demonstra-se que é possível calibrar o modelo discreto de modo a obter respostas muito próximas das observadas em obra.

Recentemente foi proposto um modelo hidromecânico em que o contato entre blocos é baseado num modelo aresta/aresta que permite uma distribuição de tensões mais próxima da real e o correspondente modelo hidráulico associado é definido de forma consistente com o modelo numérico (Bretas *et al.*, 2013). Quando comparado com o modelo adotado no UDEC, em que os pontos de pressão são definidos em domínios a meia distância entre contactos, o modelo proposto tem a vantagem de o modelo hidráulico ficar associado aos pontos nodais da malha de elementos finitos e a localização dos pontos de cálculo de pressão do fluido coincidir com os pontos de contacto.

Neste trabalho é proposto um modelo hidromecânico baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta. É um modelo computacionalmente menos exigente que os modelos baseados numa tecnologia de elementos discretos (Itasca, 2004; Bretas *et al.*, 2013). A adoção de discretizações equivalentes ao longo das arestas dos blocos em contacto permite a obtenção de campos de tensões compatíveis nas interfaces. No entanto, o modelo proposto requer um esquema de pré-processamento robusto, de modo a garantir que as interações entre blocos são somente aresta/aresta. O modelo hidráulico segue os princípios gerais definidos em Bretas *et al.* (2013), fazendo coincidir os nós hidráulicos onde se calculam as pressões com os pontos nodais da malha de elementos finitos, onde são calculados os deslocamentos. O modelo hidromecânico apresentado é validado recorrendo a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular e a uma situação real de uma barragem gravidade em serviço, comparando os resultados com os obtidos com um modelo discreto em grandes deslocamentos. São também comparados os resultados de análises de estabilidade, concluindo-se que é possível avaliar a segurança ao deslizamento de barragens gravidade em betão recorrendo a modelos de interação em pequenos deslocamentos.

2 – FORMULAÇÃO

2.1 – Modelo mecânico

2.1.1 – Introdução

O modelo mecânico adotado é um modelo de natureza discreta que utiliza um algoritmo de solução explícito baseado no método das diferenças centrais (Azevedo, 2003; Lemos, 2004). Cada bloco do modelo é discretizado internamente com uma malha de elementos triangulares, de modo a considerar-se a sua deformabilidade. Na Fig. 1 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo mecânico explicito adotado.

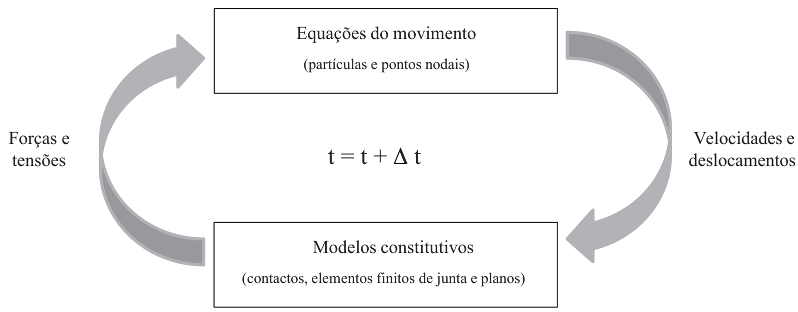


Fig. 1 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico.

Para um dado ponto nodal ou partícula as equações do movimento são dadas por:

$$m\,\ddot{u}_i(t) + c\,\dot{u}_i(t) = F_i\,(t) + m\,g_i \tag{1}$$

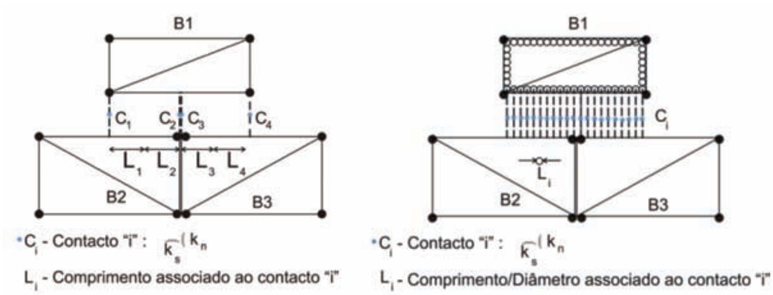
em que $\dot{u}_i\,(t)$ é a velocidade, $\ddot{u}_i\,(t)$ é a aceleração, c é a constante de amortecimento, proporcional à velocidade, m é a massa nodal, g_i é aceleração da gravidade e $F_i\,(t)$ são as forças nodais a atuar num dado instante definidas por três termos:

$$F_i\,(t) = F_i^e\,(t) + F_i^c\,(t) + F_i^I\,(t) \tag{2}$$

onde $F_i^e\,(t)$ são as forças externas aplicadas no ponto nodal, $F_i^c\,(t)$ são as forças externas devidas ao contacto com blocos vizinhos que só existem nos pontos nodais na fronteira do bloco, e $F_i^I\,(t)$ são as forças internas devidas à deformação dos elementos finitos planos associados (Lemos e Cundall, 1999). A integração da equação (1) é realizada com base no método das diferenças centrais que é condicionalmente estável. A definição do passo de cálculo e o esquema de solução a adotar quando se requer apenas a solução estática do problema podem ser encontrados em Azevedo (2003).

A interação entre blocos deformáveis pode ser realizada através de técnicas de elementos discretos que possibilitam uma análise em grandes deslocamentos. Tradicionalmente é adotada em 2D a hipótese de contacto pontual, vértice/vértice ou vértice/aresta na interação entre os blocos (Lemos, 2004). Em Bretas *et al.* (2013) é proposto um modelo de interação com base num esquema aresta/aresta que permite uma melhor representação das tensões desenvolvidas na interface. É ainda possível definir um esquema de interação partícula circular/aresta recorrendo-se à discretização da aresta de cada bloco por uma fiada de partículas circulares interiores (Azevedo *et al.*, 2007). Este esquema de interação conduz a um aumento das exigências computacionais, mas reduz a complexidade no tratamento do contacto, nomeadamente na definição: i) do comprimento de influência de cada contacto (diâmetro da partícula); ii) da normal de cada contacto (normal à aresta); e iii) da transição de um contacto do tipo vértice/vértice para vértice/aresta.

Na Fig. 2 representa-se dois tipos de interação possíveis com base em modelos discretos para o exemplo de interação entre um bloco B1, discretizado com dois elementos finitos triangulares e dois blocos B2 e B3, igualmente discretizados com dois elementos finitos triangulares. Tal como referido, uma metodologia de interação baseada no método dos elementos discretos permite a incorporação de grandes deslocamentos, facilitando a transição gradual entre o contacto vértice/aresta para vértice/vértice e permitindo adotar malhas independentes nos dois blocos.



a) Vértice/aresta ou aresta/aresta b) Partícula/aresta

Fig. 2 – Modelos de contacto com base no método dos elementos discretos (MED).

Os elementos finitos de junta (Goodman *et al.*, 1968; Hohberg, 1992), requerem que as malhas de elementos finitos de cada bloco sejam compatíveis, e são, em geral, adequados para análises em pequenos deslocamentos. Na análise ao deslizamento de barragens gravidade para o sismo máximo de projeto (Azevedo *et al.*, 2012), verifica-se que esta hipótese é válida. Nos estudos realizados no âmbito deste artigo verifica-se que é válida a hipótese de pequenos deslocamentos no estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão e em análises de estabilidade sob ações estáticas. Nestes casos obtêm-se com a hipótese de pequenos deslocamentos resultados muito próximos dos obtidos em grandes deslocamentos. No caso de se registarem deslocamentos não compatíveis com a hipótese inicial de pequenos deslocamentos, só é possível aferir com exatidão o comportamento estrutural recorrendo a um modelo em grandes deslocamentos.

No elemento finito de junta, dado que existe uma perfeita compatibilidade do campo de deslocamentos ao longo das interfaces, obtém-se, para discretizações similares, uma representação mais rigorosa da distribuição de tensões ao longo das juntas do que com modelos de elementos discretos tradicionais. Na Fig. 3 representa-se a interação entre o bloco B1 e os blocos B2 e B3, com base em elementos de junta. Tal como referido, é necessário compatibilizar a malha de elementos

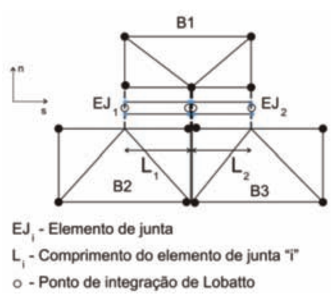


Fig. 3 – Modelo do elemento de junta.

finitos interna de cada bloco, de modo a garantir que as interações são apenas do tipo aresta/aresta (secção 2.1.3). De referir ainda que num esquema com elementos finitos de junta é mais fácil incorporar modelos de comportamento não linear com coesão e plasticidade (Carol *et al.*, 1997).

No modelo hidromecânico proposto o domínio mecânico é representado por elementos de junta em pequenos deslocamentos. No entanto, em cálculos de estabilidade é possível efetuar uma análise em grandes deslocamentos, substituindo o modelo de juntas nas interfaces envolvidas no mecanismo de rotura por um modelo discreto partícula/aresta, em que cada aresta do bloco é discretizado com uma malha interna de partículas (Azevedo *et al.*, 2007).

2.1.2 – Elemento de junta

Na Fig. 4 representa-se as funções de forma lineares associadas ao elemento de junta e o sistema de eixos local adotado (s,n). O elemento de junta possibilita uma descontinuidade no campo de deslocamentos, tendo por base uma relação direta entre tensões e deslocamentos. Em cada ponto de integração do elemento de junta as tensões nos eixos locais são dadas por:

$$\sigma_n(t+\Delta t)=\sigma_n(t)+k_n\ \Delta u_n(t) \tag{3}$$

$$\tau_s(t+\Delta t)=\tau_s(t)+k_s\ \Delta u_s(t) \tag{4}$$

onde σ_n *(t)* e τ_s *(t)* são os valores no instante atual de tensão normal e tensão de corte; σ_n *(t +* Δt*)* e τ_s *(t +* Δt*)* são as estimativas elásticas dos valores de tensão normal e de corte no instante a seguir; Δu_n *(t)* e Δu_s *(t)* são os incrementos de deslocamento na direção normal e na direção tangencial da junta, definidos com base nos deslocamentos dos pontos nodais que definem a junta; k_n e k_s são os valores de rigidez normal e tangencial, associados ao elemento de junta. Com base na estimativa de tensões adota-se o modelo constitutivo da junta e corrigem-se os valores previstos caso seja necessário.

Nos estudos realizados adotou-se uma regra de dois pontos de Lobatto para a integração numérica dos elementos de junta (Fig. 3 e Fig. 4). Os pontos de integração coincidem com a posição dos nós do elemento de junta no plano médio, cujas coordenadas são dadas pela média das coordenadas dos pontos nodais dos elementos planos triangulares de cada lado da junta.

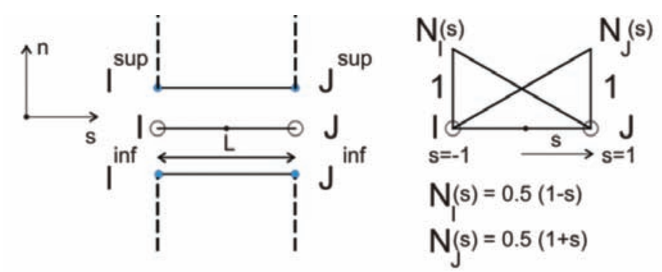


Fig. 4 – Modelo de elemento de junta (funções de forma e eixos locais).

Em cada ponto de integração, o vetor de tensões nos eixos globais é dado em função das tensões locais e dos vetores normal e tangencial do elemento de junta por:

$$\vec{\sigma}\ (t)=\sigma_n(t)\ \vec{n}+\tau_s(t)\ \vec{s} \tag{5}$$

As forças nodais internas em cada ponto nodal fictício do plano médio do elemento de junta (Fig. 4) são dadas por:

$$\vec{F}_{\text{int}.I}(t) = \sum_{i=1}^{n} \vec{\sigma}(t)\, N_I\ w_i\ \det J_i\ t_h \tag{6}$$

onde, N_I é o valor da função de forma associada ao nó I no ponto de integração i, w_i é o peso associado ao ponto de integração i, det J_i é o determinante do jacobiano no ponto de integração i e t_h é a espessura do elemento de junta, a que normalmente se atribui o valor unitário. As forças internas nos nós superiores e nos nós inferiores do elemento de junta (Fig. 4) são definidas através de:

$$\vec{F}^{\text{sup}}_{\text{int}.I}(t) = +\vec{F}_{\text{int}.I}(t) \tag{7}$$

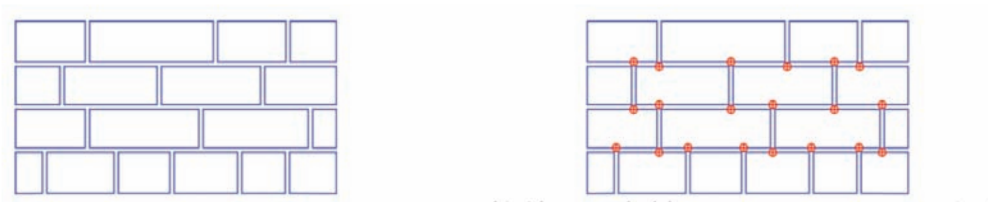
$$\vec{F}^{\text{inf}}_{\text{int}.I}(t) = -\vec{F}_{\text{int}.I}(t) \tag{8}$$

2.1.3 – Esquema de pré-processamento (geração do modelo com blocos compatíveis)

Na Fig. 5 representa-se o esquema de inserção de nós para compatibilização das arestas dos blocos do modelo. Antes de gerar a malha de elementos planos triangulares interna de cada bloco é necessário detetar, para cada aresta de cada bloco, os vértices dos blocos vizinhos que são intersetados por cada uma das arestas. Estes vértices são inseridos na definição da geometria de cada bloco, através da subdivisão das arestas. No fim deste processo existe uma compatibilidade perfeita aresta/aresta entre blocos vizinhos.

Numa segunda fase, é definida para cada bloco a malha interna de elementos finitos planos triangulares, com base num esquema de geração de Delaunay 2D (George *et al.*, 1991). As arestas de cada bloco são refinadas com pontos nodais com base no comprimento desejado de cada lado da malha de elementos finitos triangulares. Desde que se garanta que nas arestas dos blocos vizinhos se adota o mesmo comprimento de refinamento, os nós gerados ao longo de cada lado coincidem em blocos vizinhos, garantindo-se que a compatibilidade entre blocos vizinhos é respeitada. Por fim gera-se de forma automática uma malha de elementos planos triangulares.

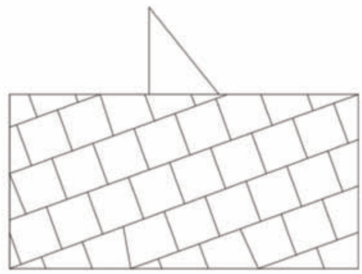
Na Fig. 6 define-se, para um dado sistema de blocos representativos de uma barragem gravidade fundada num maciço rochoso, os vários passos necessários para obter um sistema final com elementos de junta perfeitamente compatível. De referir que os modelos de natureza descontínua requerem a prévia idealização de um maciço rochoso como um sistema de blocos. É assim importante dispor de uma ferramenta de pré-processamento que defina o sistema de blocos num dado domínio. Nos exemplos apresentados adotou-se o módulo de geração do programa UDEC (Itasca, 2004).



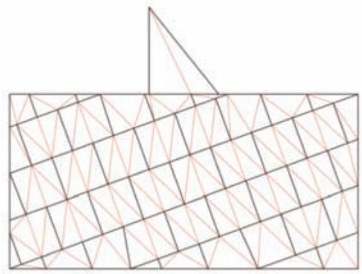
a) Sistema de blocos inicial

b) Sistema de blocos com arestas compatíveis após inserção de nós

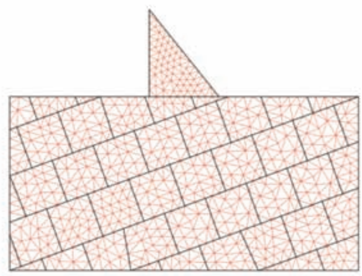
Fig. 5 – Esquema de inserção de nós em blocos vizinhos para compatibilização das arestas.



a) Sistema de blocos inicial



b) Sistema de blocos após inserção de pontos nodais para compatibilização (malha interna triangular para identificação dos pontos nodais inseridos em cada bloco)



c) Malha de elementos finitos após refinamento dos lados de cada bloco (compatibilização perfeita aresta/aresta)

Fig. 6 – Esquema de pré-processamento para compatibilização das juntas.

2.2 – Modelo hidráulico

O modelo hidráulico é sobreposto ao modelo mecânico, tal como no modelo proposto por Bretas *et al.* (2013). Dado que o esquema de processamento adotado gera uma malha de elementos planos triangulares perfeitamente compatível, a definição do modelo hidráulico é imediata. Com base no modelo mecânico, Fig. 7 a), os canais de escoamento (CE) do modelo hidráulico, representados na Fig. 7 b), coincidem com o plano médio dos elementos de junta (EJ). A cada elemento de junta corresponde um canal de escoamento.

Os nós hidráulicos (NH) resultam da sobreposição dos vários nós adjacentes do domínio mecânico, que no início da simulação apresentam as mesmas coordenadas. As coordenadas de cada nó hidráulico são dadas pela média das coordenadas do grupo de nós do modelo mecânico a ele associado. Numa fase inicial os pontos nodais que pertencem ao grupo são coincidentes, mas dado que têm um comportamento mecânico independente, vão mudando de posição ao longo do processo de cálculo. O volume de cada CE é obtido com base nas aberturas mecânicas medidas nos pontos nodais do elemento de junta associado ao CE.

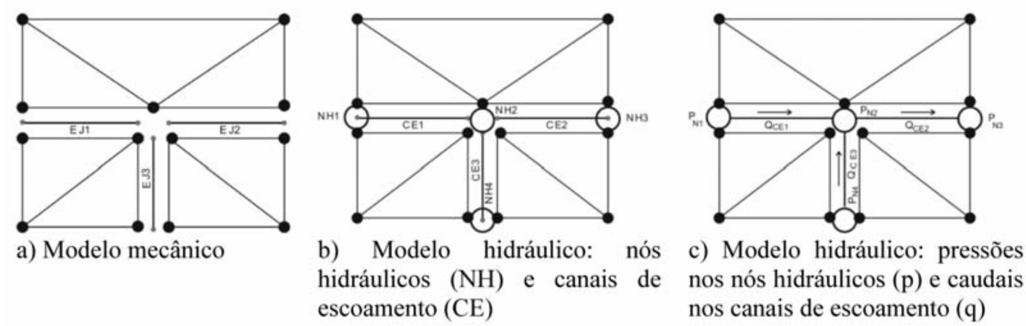


Fig. 7 – Sobreposição do modelo hidráulico no modelo mecânico.

Tal como indicado na Fig. 7, as pressões são definidas nos nós hidráulicos, que coincidem com os nós mecânicos, e os caudais são calculados nos canais de escoamento. Dado que os NH coincidem com os nós mecânicos é possível definir com rigor a localização das condições de fronteira hidráulica. No modelo proposto, tal como no modelo apresentado em Bretas *et al.* (2013), há uma continuidade das pressões em zonas de confluência de vários canais de escoamento, isto é, nos NH. Dado que os NH, onde se calculam as pressões, têm a mesma localização dos nós mecânicos, existe uma perfeita compatibilização entre os modelos mecânico e hidráulico, garantindo-se uma precisão de resultados maior, para a mesma discretização, do que quando os cálculos são efetuados recorrendo a modelos em que não existe esta sobreposição perfeita.

No modelo hidráulico proposto é necessário começar por definir a abertura hidráulica (a_h) associada a cada CE. Dado que cada CE coincide com o elemento de junta do modelo mecânico, o valor do deslocamento normal da junta (u_n) nos pontos de integração (pontos de Lobatto) é conhecido em cada uma das extremidades do CE.

De acordo com o esquema apresentado no programa UDEC (Itasca, 2004), a abertura hidráulica associada a cada ponto de integração (extremidades do CE) é obtida em função do deslocamento normal da junta (abertura mecânica) e de três parâmetros (a_0, a_{min} e a_{max}):

$$a_h = \begin{cases} a_{\min} & se \quad u_n + a_0 < a_{\min} \\ u_n + a_0 & se \quad a_{\min} \le u_n + a_0 \le a_{\max} \\ a_{\max} & se \quad u_n + a_0 > a_{\max} \end{cases} \tag{9}$$

A Fig. 8 representa de forma gráfica o significado físico dos três parâmetros de entrada do modelo para a definição da abertura hidráulica. O valor a_0 define a abertura hidráulica para um valor de abertura mecânica de junta nulo, que traduz a permeabilidade do meio quando livre de tensões impostas por solicitações exteriores. Para valores muito elevados de abertura de junta adota-se o

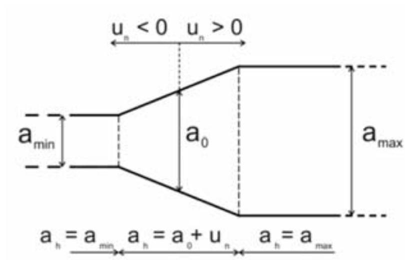


Fig. 8 – Abertura hidráulica.

valor a_{max}, que limita a permeabilidade máxima das juntas. Para uma junta sob compressões significativas adota-se o valor a_{min}, que representa a permeabilidade existente quando as descontinuidades estão fortemente comprimidas. Os valores destes parâmetros do modelo podem ser calibrados de forma a obter pressões e caudais próximos dos observados.

Dado que cada CE está associado a um elemento de junta com dois pontos de integração em cada extremidade, a abertura média do canal de escoamento é dada em função das aberturas hidráulicas calculadas em cada extremidade:

$$a_{h.CE} = \frac{a_{h.1} + a_{h.2}}{2} \tag{10}$$

Este valor de abertura hidráulica é utilizado quer no cálculo do caudal que percorre o CE, quer no cálculo do volume hidráulico associado ao CE. Para o cálculo do caudal no CE adota-se a hipótese simplificativa de escoamento laminar entre placas paralelas (Louis, 1969; Louis e Maini, 1970; Snow, 1965). Este caudal é dado por (Bear, 1988):

$$Q_{CE} = \frac{1}{12\,\nu_k}\, g\, a_{h.CE}^3\, \frac{\Delta H_{CE}}{L} = \frac{1}{12\,\mu}\, a_{h.CE}^3\, \rho_w\, g\, \frac{\Delta H_{CE}}{L} = k_{CE.i}\, \rho_w\, g\, \Delta H_{CE} \tag{11}$$

em que g é a aceleração da gravidade, ν_k é a viscosidade cinemática do fluido, L é o comprimento da descontinuidade, que neste caso particular coincide com o comprimento do CE, ρ_w é a massa volúmica do fluido, μ é a viscosidade dinâmica do fluido que se relaciona com a viscosidade cinemática do fluido por $\mu = \nu_k\, \rho_w$, $k_{CE.i}$ é a permeabilidade do CE e $\Delta\, H_{CE}$ é a perda de carga entre as duas extremidades da descontinuidade dada por:

$$\Delta H_{CE} = \left(\frac{P_2}{\rho_w\, g} + y_2 \right) - \left(\frac{P_1}{\rho_w\, g} + y_1 \right) \tag{12}$$

Na equação (12) P_i e y_i são a pressão e a cota na extremidade i do canal de escoamento, respetivamente. No cálculo da perda de carga despreza-se a contribuição do termo dinâmico associado à velocidade do escoamento. Em cada NH somam-se os caudais que percorrem os CE confluentes nesse NH (Q_{NH}) com base em:

$$Q_{NH}(t) = \sum_{i=1}^{n} Q_{CE_i}(t) \tag{13}$$

A variação de pressão no NH para um fluido compressível depende do valor dos caudais confluentes e da variação de volume hidráulico associado ao NH:

$$\Delta P_{NH}(t) = \frac{K_w}{V_{NH}(t)} \left(Q_{NH}(t)\, \Delta t + \Delta V_{NH}(t) \right) \tag{14}$$

em que $\Delta\, P_{NH}$ é a variação de pressão no NH, K_w é o módulo de deformabilidade volumétrica do fluido, $\Delta\, V_{NH}\, (t)$ é a variação de volume associado ao NH entre dois passos consecutivos e Δt é o passo de cálculo adotado no domínio hidráulico.

Desde que se considere apenas o escoamento em regime permanente, a variação de volume entre dois passos consecutivos pode ser desprezada. A pressão no instante subsequente é então dada por:

$$P_{NH}\left(t+\Delta t\right)=P_{NH}\left(t\right)+\frac{K_w}{V_{NH}\left(t\right)}Q_{NH}\left(t\right)\Delta t \tag{15}$$

O modelo hidráulico tal como proposto permite o cálculo das situações de escoamento confinado e de escoamento com superfície livre. No escoamento em maciços rochosos não se observam pressões negativas, pelo que no modelo de cálculo apresentado é necessário incluir artifícios numéricos que garantam que os valores de pressão obtidos são maiores ou iguais a zero. Assim, se forem determinadas pressões negativas durante o processo de cálculo (equação (15)), estas são imediatamente igualadas a zero. Adicionalmente é ainda incluído um segundo artifício (Bretas *et al.*, 2013) de modo a garantir que a solução de escoamento converge para um estado de equilíbrio onde não se verificam pressões negativas. Para isso, adota-se um esquema que reduz progressivamente o caudal num dado CE (calculado pela equação (11)) nos casos em que o escoamento no CE se estabelece essencialmente devido à ação da gravidade. O fator de redução é dado por:

$$f_{red}=\begin{cases}\dfrac{P_1}{\left(y_1-y_2\right)\rho_w\, g} & \textit{se} \qquad H_1>H_2 \,\cap\, y_1>y_2 \,\cap\, P_1<\left(y_1-y_2\right)\rho_w\, g \\ 1 & \textit{caso contrário}\end{cases} \tag{16}$$

em que H_i, P_i e y_i são a carga hidráulica, a pressão e a cota na extremidade *i* do CE, respetivamente. O ciclo de cálculo hidráulico é o indicado na Fig. 9. Em cada instante, tendo em consideração a posição relativa dos blocos, são conhecidas as aberturas mecânicas dos elementos de junta. A partir destes valores, calculam-se em cada CE as aberturas hidráulicas, a condutividade nos canais de escoamento, o gradiente hidráulico e o caudal percolado (equações (9) a (12)). Com base nos caudais calculados em cada CE definem-se os caudais associados a cada nó hidráulico de modo a obter as novas pressões nos nós (equações (13) e (15)).

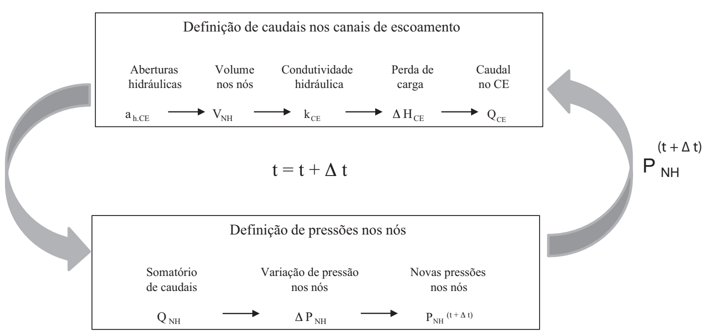


Fig. 9 – Ciclo de cálculo hidráulico.

O modelo hidráulico proposto é similar ao modelo mais simples de junta para escoamento apresentado em Segura e Carol (2004), em que apenas se define escoamento longitudinal ao longo da junta. No entanto, no modelo apresentado tira-se partido da formulação proposta no programa UDEC, que de forma aproximada define a condutividade hidráulica da junta em função da sua abertura hidráulica, dependente da abertura mecânica (equação (9)).

2.2.1 – Estabilidade numérica do modelo hidráulico

De modo a garantir a estabilidade numérica do algoritmo de solução explícito baseado no método das diferenças centrais é necessário determinar o passo de cálculo crítico do modelo hidráulico. Em cada nó hidráulico o passo de cálculo limite é condicionado pelo volume do NH e pela permeabilidade dos canais de escoamento convergentes nesse NH:

$$\Delta_{t.NH} = \frac{\sum_{n_{CE}} V_{CE.i}}{k_w \sum_{n_{CE}} k_{CE.i}} = \frac{V_{NH}}{k_w \sum_{n_{CE}} k_{CE.i}} \tag{17}$$

em que $V_{CE.i}$ e $k_{CE.i}$ são o volume e a condutividade hidráulica de cada CE convergente no NH, respetivamente, e n_{CE} é o número total de canais de escoamento convergentes no NH. O passo de cálculo crítico do domínio hidráulico é o mínimo dos passos de cálculo limite associados a cada NH:

$$\Delta_t = \min\left(\Delta_{t.NH}\right)_\Omega \tag{18}$$

Para a análise de escoamento em regime permanente, os volumes associados a cada NH podem ser escalados a partir do passo de cálculo crítico, de modo a acelerar a convergência. Neste caso opta-se, tal como no modelo mecânico (Azevedo, 2003), por escalar os volumes de cada NH assumindo um passo de cálculo unitário. Os volumes fictícios associados a cada NH, $V_{fic\ NH}$, são então dados por:

$$V_{fic.NH} = k_w \sum_{n_{CE}} k_{CE.i} \tag{19}$$

2.3 – Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico resulta do acoplamento do modelo mecânico com o modelo hidráulico. Simplificadamente adota-se nestes dois domínios um passo de cálculo comum: o menor dos passos de cálculo de cada domínio. Nas análises em que se admite que o escoamento ocorre em regime permanente e se pretende obter apenas a solução estática do modelo mecânico, opta-se por adotar um passo de cálculo unitário nos dois domínios. Os volumes hidráulicos associados aos nós hidráulicos e as massas associadas aos pontos nodais do modelo mecânico são escalados admitindo o passo de cálculo unitário de modo a ser garantida a estabilidade numérica.

Na Fig. 10 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo hidromecânico, que tem por base um esquema de acoplamento entre o modelo mecânico e o hidráulico, que evolui ao longo do tempo

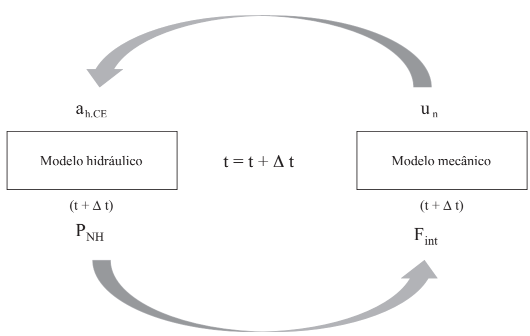


Fig. 10 – Ciclo de cálculo hidromecânico.

através da interação entre os dois domínios. Em cada instante as aberturas hidráulicas são calculadas com base nos deslocamentos normais nas juntas obtidas no modelo mecânico. De seguida, as pressões obtidas no modelo hidráulico são transferidas para o modelo mecânico e são consideradas no cálculo das forças internas nas juntas (tensões efetivas).

3 – VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECÂNICO

3.1 – Conjunto barragem/fundação idealizado

De modo a validar o modelo hidromecânico proposto, Parmac2D-FFlow, foi analisado o comportamento hidromecânico de um conjunto idealizado barragem/fundação (Fig. 11) comparando-se os resultados com os obtidos com o programa UDEC (Itasca, 2004). Este modelo corresponde a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular. O sistema de blocos da fundação foi definido de modo a ser possível adotar no programa Parmac2D-FFlow a mesma malha de elementos finitos planos que é usada no programa UDEC, isto é, procurou-se adotar modelos mecânicos com geometria semelhante. Foram comparados não só resultados do modelo hidromecânico mas também tempos de execução.

No modelo descontínuo apresentado na Fig. 11 as descontinuidades na fundação da barragem são representadas por uma malha quadrada com 5,0 m de lado. O modelo da fundação tem 170,0 m de largura e 80,0 m de profundidade. A barragem tem 40,0 m de altura e a sua base mede 30,0 m na direção montante-jusante. No corpo da barragem consideram-se juntas verticais espaçadas de 5,0 m e juntas horizontais espaçadas de 2,5 m. Este modelo simplificado, com uma malha regular, não requer a utilização do esquema de pré-processamento para compatibilização das juntas. O modelo inicial de blocos foi gerado com base nos algoritmos de geração incluídos no programa UDEC.

Como referido, o modelo Parmac2D-FFlow e o modelo UDEC têm uma geometria semelhante, com 603 blocos deformáveis que se encontram subdivididos em 9152 elementos triangulares, com um total de 7520 pontos nodais. O modelo Parmac2D-FFlow tem 2228 elementos de junta, a que correspondem 4456 pontos de integração. O modelo UDEC apresenta 4456 contactos que numa fase inicial praticamente coincidem com os 4456 pontos de integração dos elementos de junta do modelo Parmac2D-FFlow. No modelo UDEC a localização dos pontos de contacto depende do valor adotado para o arredondamento das arestas dos blocos, que no caso em análise foi de 0,10 m.

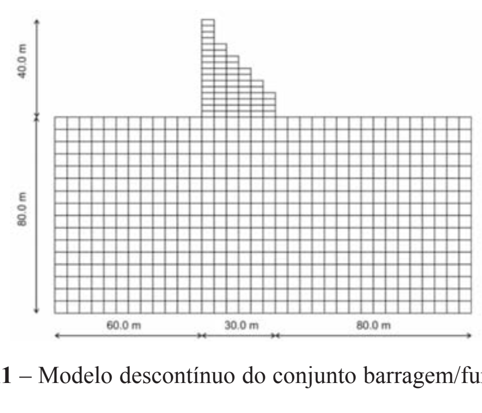
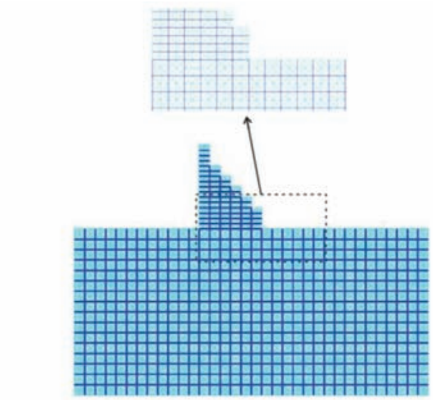
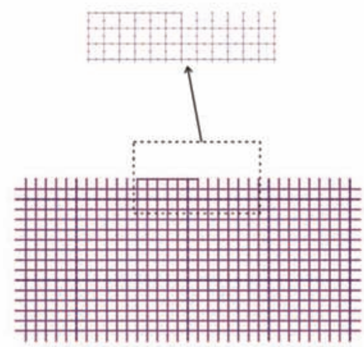


Fig. 11 – Modelo descontínuo do conjunto barragem/fundação.

A Fig. 12 apresenta a discretização do modelo hidromecânico Parmac2D-FFlow: Fig. 12 a) modelo mecânico com os elementos planos e com os elementos de junta, e Fig.12 b) modelo hidráulico com 1635 nós hidráulicos e 2088 canais de escoamento. Admitiu-se que a permeabilidade nas juntas da zona em betão era nula, pelo que na Fig. 12 b) não estão representados canais de escoamento no corpo da barragem.



a) Modelo mecânico: elementos de junta, elementos planos triangulares e pontos nodais



b) Modelo hidráulico: canais de escoamento e nós hidráulicos

Fig. 12 – Discretização do modelo hidromecânico – Parmac2D-FFlow.

No modelo apresentado admitiu-se que o betão da barragem e os blocos do maciço têm um comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 1. O comportamento das descontinuidades é descrito pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Nas juntas da zona em betão, nas descontinuidades do maciço e na ligação barragem/fundação considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 10 GPa/m, a rigidez tangencial (k_s) igual a 5 GPa/m e um ângulo de atrito (φ) de 35°. Nas juntas da zona em betão e na ligação barragem/fundação admite-se que a coesão e a resistência à tração assumem o valor de 2 MPa. Nas descontinuidades do maciço de fundação admite-se que a coesão e a resistência à tração são nulas.

Quadro 1 – Propriedades mecânicas dos materiais.

Material	**E [GPa]**	***ν***	***ρ* [kg/m³]**
Betão da barragem	30,0	0,2	2400,0
Blocos do maciço rochoso	10,0	0,2	2650,0

No modelo hidráulico consideraram-se em todo o domínio os seguintes valores para os três parâmetros que permitem determinar a abertura hidráulica associada a cada NH, tendo em conta o valor da abertura mecânica: a_0 = 0,1668 mm, a_{min} = 0,05 mm e a_{max} = 0,25 mm. No Quadro 2 indicam-se as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.

O procedimento de cálculo adotado foi o mesmo em ambos os programas. A análise foi efetuada em duas fases. Primeiro determinou-se, em simultâneo, o efeito mecânico do peso da barragem, admitindo que a superfície freática se encontrava à cota do terreno e que a relação entre tensões efetivas horizontais e verticais *in situ* era igual a 0,5. Em seguida aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante e na base da albufeira. Admitiu-se que o nível de albufeira se encontrava à cota do coroamento da barragem, 40,0 m acima da superfície de fundação. Nesta

Quadro 2 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.

Canal de escoamento (CE)	K_w **[GPa]**	k_{CE} **[MPa⁻¹s⁻¹]**
CE Betão/Maciço	2,1	$0{,}8300 \times 10^8$
CE Maciço/Maciço	2,1	$0{,}4150 \times 10^8$

segunda fase, foi primeiro efetuado um cálculo mecânico e, em seguida, um cálculo hidromecânico. Em ambas as fases foram impedidos os deslocamentos horizontais e verticais da base do modelo e os deslocamentos horizontais das fronteiras laterais. Relativamente às condições de fronteira do modelo hidráulico, admitiu-se uma permeabilidade nula na base e nas fronteiras laterais do modelo.

Na Fig. 13 representa-se a distribuição de tensões totais verticais obtidas com os dois programas, após a convergência do modelo hidromecânico. Tal como esperado, verifica-se que os resultados são muito próximos, pois a geometria inicial dos blocos é praticamente igual e é aceitável a hipótese de pequenos deslocamentos.

Na Fig. 14 apresenta-se gráficos com a distribuição das pressões, das tensões normais efetivas e das aberturas hidráulicas ao longo da base da barragem obtidas com os dois programas. Verifica-se que os resultados obtidos são muito próximos. As ligeiras diferenças nos resultados estão essencialmente relacionadas com as diferenças existentes entre o modelo hidráulico proposto e o modelo hidráulico implementado no programa UDEC. O programa Parmac2D-FFlow assenta numa sobreposição perfeita entre os domínios mecânico e hidráulico (a localização dos nós no modelo mecânico e no hidráulico coincidem) o que facilita a definição das condições fronteira e otimiza a transferência de informação entre os dois domínios.

Dado que o nó hidráulico no programa Parmac2D-FFlow representa o conjunto de pontos nodais mecânicos que confluem numa dada zona, existe uma continuidade das pressões ao longo das descontinuidades, como, por exemplo, ao longo da base da barragem. No programa UDEC tal não se verifica (Fig. 14 a), pois os nós hidráulicos (domínios) estão localizados entre os pontos de contacto, o que corresponde, de forma aproximada, a estarem localizados a meia distância entre as extremidades dos elementos de junta do modelo Parmac2D-FFlow. As diferenças entre os dois modelos podem ser atenuadas se se adotar no modelo UDEC uma discretização mais refinada. Para discretizações similares o modelo proposto permite obter uma distribuição de pressões mais precisa, dado que as condições de fronteira hidráulica são definidas nos mesmos pontos que as condições de fronteira mecânica e é obtida diretamente do cálculo uma continuidade de pressões em zonas de confluência de diferentes descontinuidades.

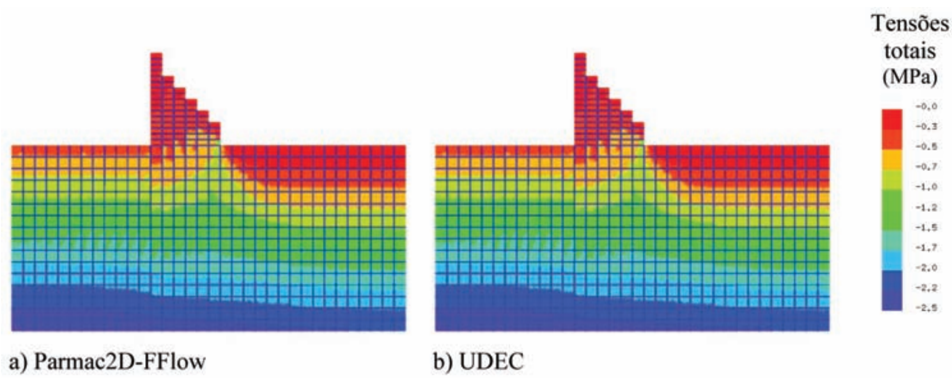
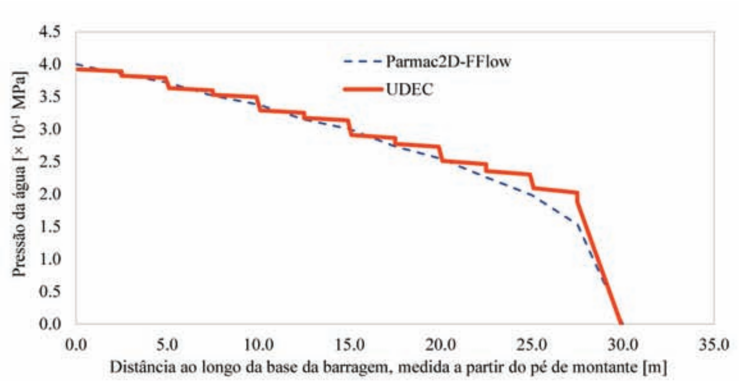
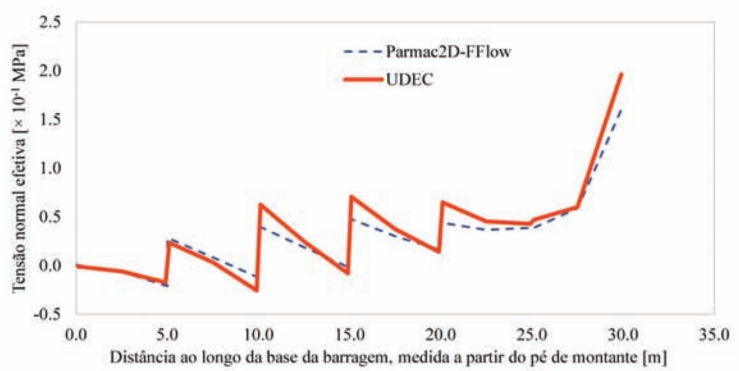


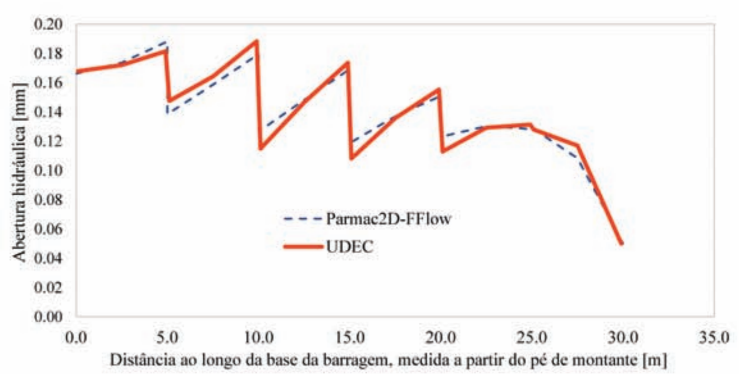
Fig. 13 – Distribuição das tensões verticais totais nos elementos planos triangulares.



a) Pressões



b) Tensões normais efetivas



c) Aberturas hidráulicas

Fig. 14 – Distribuição de pressões, tensões normais efetivas e aberturas hidráulicas ao longo da base da barragem.

De referir ainda que existe apenas uma diferença de 6,4% entre os valores dos caudais que percorrem os dois modelos (Parmac2D-FFlow: $1{,}0004 \times 10^{-5}$ $(m^3/s)/m$ e UDEC: $9{,}4030 \times 10^{-6}$ $(m^3/s)/m$).

Na Figura 15 apresentam-se as pseudo-equipotenciais de carga hidráulica na fundação da barragem obtidas com os dois modelos, considerando que a superfície do maciço se situa à cota 51,0 m. Utiliza-se o termo pseudo-equipotencias (Kafritsas, 1987) dada a natureza discreta do escoamento (pelas descontinuidades do maciço rochoso). A análise da Fig. 15 permite verificar que os valores obtidos com o modelo proposto são muito próximos dos obtidos com o modelo UDEC.

De modo a comparar tempos de execução executaram-se 1000 passos após a convergência do modelo hidromecânico, com os dois programas, em dois processadores diferentes. Num processador AMD 64 3500+ a 2,19 GHz o modelo Parmac2D-FFlow demorou 89 s, enquanto que com o modelo UDEC se obteve um tempo de execução de 241 s. Num processador Intel Core I7 a 2,67 GHz o modelo Parmac2D-FFlow apresentou um tempo de execução de 38 s e o modelo UDEC apresentou um tempo de execução de 88 s. Assim, verifica-se que o modelo proposto, em pequenos deslocamentos, permite uma poupança de tempo de execução de cerca de 60%, obtendo-se resultados muito próximos dos obtidos com um modelo equivalente em grandes deslocamentos.

Caso fosse possível adotar um modelo de elementos discretos em pequenos deslocamentos (sem atualização das posições dos contactos, redefinição da normal do contacto, redefinição da área de influência de cada contacto e deteção de novos contactos), seria expectável que o desempenho fosse próximo do desempenho do modelo proposto. No entanto, é de referir que o modelo proposto, ao proporcionar uma compatibilidade perfeita das juntas e uma sobreposição perfeita dos modelos hidráulico e mecânico, possibilita, para discretizações semelhantes, um aumento de precisão quando comparado com o modelo UDEC. No modelo UDEC é possível definir um funcionamento aproximado em pequenos deslocamentos (sem atualização das posições dos contactos e deteção de novos contactos). Nos exemplos apresentados os tempos de cálculo com o modelo UDEC aproximado em pequenos deslocamentos são próximos dos obtidos com o modelo em grandes deslocamentos.

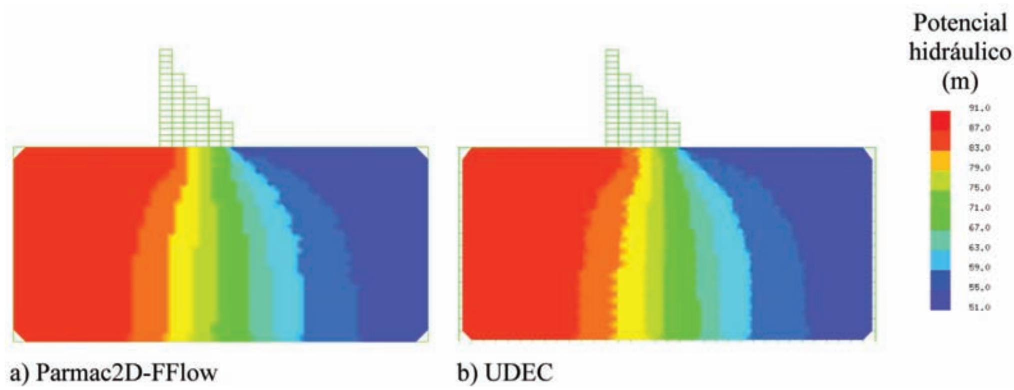


Fig. 15 – Pseudo-equipotenciais de carga hidráulica.

3.2 – Barragem de Pedrógão

3.2.1 – Breve descrição da obra

A barragem de Pedrógão é uma barragem gravidade situada no rio Guadiana, Fig. 16, integrada num grande empreendimento de fins múltiplos, destinado à rega, à produção de energia e ao abastecimento de água (Miranda e Maia, 2004). É a primeira barragem de betão compactado com cilindros (BCC) construída em Portugal. A barragem tem uma altura máxima acima das fundações de 43 m e um comprimento total, segundo um eixo retilíneo, de 448 m. A obra dispõe de um descarregador de superfície não controlado, com um comprimento de 301 m e com a crista à cota 84,8 m, que corresponde ao nível de pleno armazenamento (NPA). O maciço de fundação da barragem é granito de razoável a boa qualidade, com exceção dos locais próximos de duas falhas existentes no leito menor do rio e na margem direita, onde o maciço apresenta fraca qualidade geomecânica em profundidade. A construção da barragem iniciou-se em Abril de 2004 e terminou em Fevereiro de 2006.

Fig. 16 – Vista de jusante da barragem de Pedrógão, a partir da margem direita.

3.2.2 – Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico descontínuo da fundação da barragem utilizado no estudo que se apresenta baseia-se num modelo previamente desenvolvido (Farinha, 2010; Farinha e Lemos, 2010), em que os cálculos foram efetuados com o programa UDEC e em que os parâmetros hidráulicos do modelo foram calibrados tendo em conta os resultados da observação da obra e de ensaios efetuados *in situ*. O modelo foi desenvolvido com o objetivo de avaliar a segurança da obra para estados limites últimos envolvendo a fundação.

Para aferir o desempenho do modelo hidromecânico proposto, Parmac2D-FFlow, incluindo a utilização do esquema de pré-processamento de modo a obter elementos de junta compatíveis, realizaram-se duas análises hidromecânicas. Na primeira considera-se que o modelo hidráulico tem propriedades uniformes em todo o domínio, e na segunda considera-se a cortina de impermeabilização e o sistema de drenagem existentes na obra (Farinha, 2010).

O modelo descontínuo do maciço rochoso da fundação da barragem de Pedrogão é o apresentado na Fig. 17. Simplificadamente, foram apenas representadas duas das cinco famílias de descontinuidades identificadas durante as escavações no local da obra: a primeira é horizontal e admitida como contínua (situação conservadora), com um espaçamento de 5,0 m, e a segunda é formada por troços verticais, com um espaçamento médio de 5,0 m e desvio padrão de 2,0 m. Foi ainda incluída no modelo uma descontinuidade no maciço a jusante da barragem, com uma inclinação para montante de 25°, necessária para efetuar os estudos de segurança em relação à rotura por deslizamento. O modelo da fundação tem 200 m de largura e 80 m de profundidade. A base da barragem mede 44,4 m na direção montante-jusante. As juntas de construção no corpo da barragem foram simuladas por uma família de descontinuidades com um espaçamento de 2,0 m. O modelo foi gerado com base nos algoritmos de geração implementados no programa UDEC.

No modelo Parmac2D-FFLOW os 611 blocos deformáveis encontram-se subdivididos em 6683 elementos triangulares, com um total de 7291 pontos nodais e 3199 elementos de junta (Fig. 18a e Fig. 19a). No modelo UDEC os 611 blocos deformáveis estão divididos em 10371 elementos triangulares, com um total de 8599 nós, Fig. 18 b). Na Fig. 19 b) representa-se o modelo hidráulico proposto, Parmac2D-FFlow, com 3017 nós hidráulicos e 3017 canais de escoamento. Tal como no exemplo do conjunto barragem/fundação idealizado, apresentado na secção 3.1, não foram representados canais de escoamento na zona da barragem de betão, considerando-se que as juntas de construção são estanques.

O betão da barragem e os blocos do maciço têm um comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 1. O modelo constitutivo que descreve o comportamento das descontinuidades e as propriedades mecânicas das descontinuidades são as indicadas na secção 3.1.

As aberturas hidráulicas dos canais de escoamento do modelo hidráulico (a_0 = 0,1668 mm, a_{min} = 0,05 mm e a_{max} = 0,25 mm), que correspondem a uma permeabilidade do meio de $5{,}0 \times 10^{-7}$ m/s, foram ajustadas a partir de um modelo bidimensional contínuo previamente desenvolvido e calibrado tendo em consideração os caudais observados (Farinha, 2010).

No Quadro 3 indicam-se as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento. No modelo em que se considera a existência da cortina de impermeabilização os canais de escoamento na zona da cortina têm uma permeabilidade menor, correspondendo a uma zona dez vezes menos permeável que o maciço rochoso de fundação envolvente. O sistema de drenagem foi simulado impondo ao longo do plano de drenagem, Fig. 17, o valor médio de pressão observado num dos blocos da obra, 0,143 MPa.

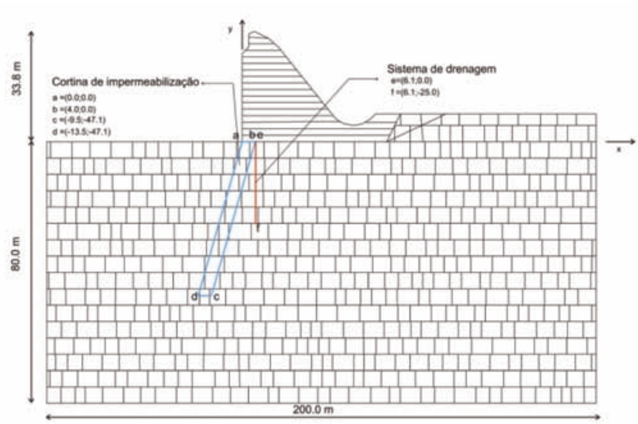
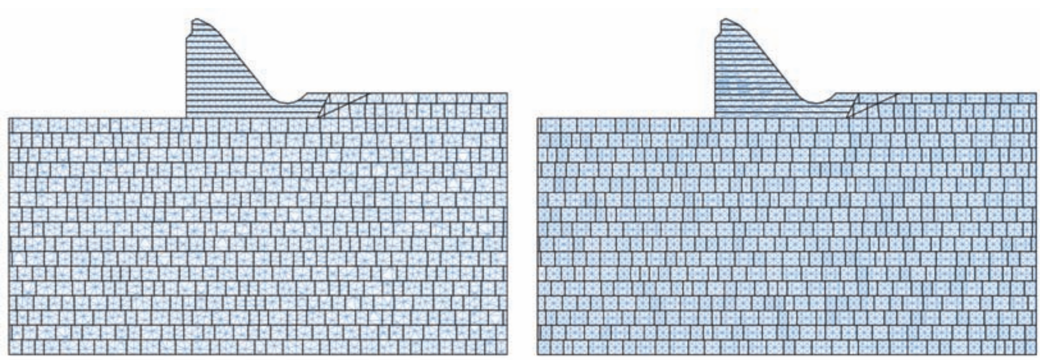


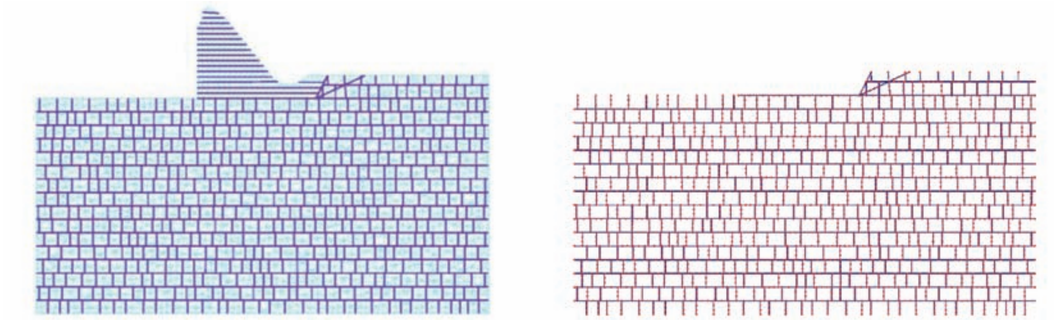
Fig. 17 – Modelo descontínuo da fundação da barragem.



a) Parmac2D-FFlow

b) UDEC

Fig. 18 – Discretização em elementos finitos planos triangulares.



a) Modelo mecânico: elementos de junta, elementos planos triangulares e pontos nodais

b) Modelo hidráulico: canais de escoamento e nós hidráulicos

Fig. 19 – Discretização do modelo hidromecânico – Parmac2D-FFlow.

Quadro 3 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento (CE).

Canal de escoamento (CE)	K_w **[GPa]**	k_{CE} **[× 10⁸ MPa⁻¹s⁻¹]**
CE Betão/Maciço	2,1	0,4150
CE Maciço/Maciço	2,1	0,8300
CE Betão/Maciço na cortina de impermeabilização	2,1	0,1653
CE Maciço/Maciço na cortina de impermeabilização	2,1	0,3270

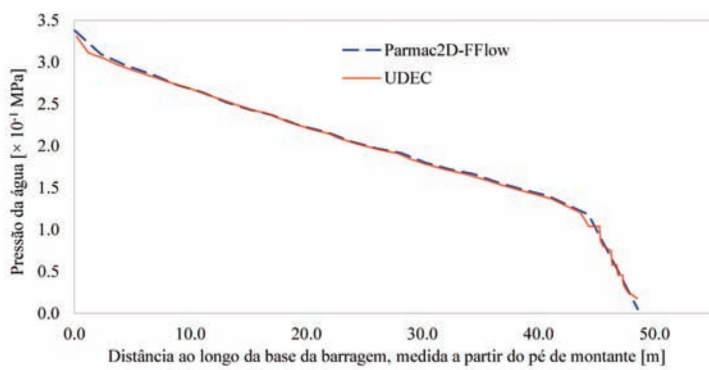
3.2.3 – Análise de resultados do modelo hidromecânico

Nos dois modelos hidromecânicos adotados, Parmac2D-FFlow e UDEC, seguiu-se o mesmo procedimento de cálculo. A análise foi efetuada em duas fases, como referido na secção 3.1, determinando primeiro o efeito mecânico do peso da barragem e da zona superficial do maciço, a jusante da bacia de dissipação, e, depois, o efeito da pressão hidrostática no paramento de montante, na base da albufeira e na superfície do maciço a jusante da obra. Admitiu-se o nível de albufeira no NPA, 33,8 m acima da superfície de fundação, e uma altura de água de 0,5 m a jusante da obra. As condições de fronteira mecânicas e hidráulicas são as referidas na secção 3.1.

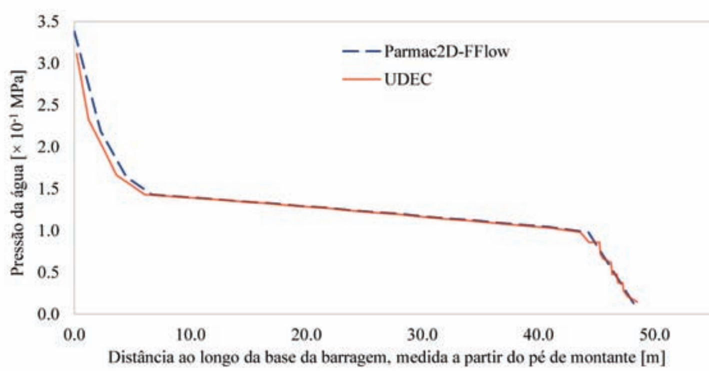
Na Fig. 20 apresenta-se a distribuição de pressões ao longo da base da barragem obtida com os dois modelos hidromecânicos, Parmac2D-FFlow e UDEC, e para os dois casos em estudo. Verifica-se que os resultados obtidos com os dois modelos são muito próximos. Conforme anteriormente referido (Fig. 14), o modelo proposto apresenta uma continuidade de pressões ao longo da interface barragem/fundação, enquanto os resultados do modelo UDEC apresentam ligeiras oscilações em alguns pontos devido ao facto de não ser considerada explicitamente a continuidade em pontos de contacto correspondentes a nós inicialmente com as mesmas coordenadas. Dado que a malha de elementos planos adotada no modelo UDEC apresentado no exemplo da barragem de Pedrógão é bastante mais refinada que no exemplo apresentado na secção 3.1, as oscilações de pressão já não são significativas. Tal como na secção anterior, é possível concluir que os valores de pressão nas zonas fronteira são mais precisos no modelo Parmac2D-FFlow, uma vez que o modelo proposto garante uma perfeita compatibilização entre os domínios mecânico e hidráulico.

Na Figura 21 apresentam-se as pseudo-equipotenciais de carga hidráulica obtidas com os dois modelos, para os dois casos de estudo. Verifica-se mais uma vez uma excelente correlação dos valores obtidos com o modelo proposto e com o modelo UDEC. No Quadro 4 apresentam-se os valores dos caudais calculados. Verifica-se que as diferenças nos valores são muito pequenas, inferiores a 3%. A cortina de impermeabilização contribui para a diminuição do caudal que percorre o modelo, mas, em contrapartida, tal como indicado no Quadro 4, o sistema de drenagem origina um aumento significativo do caudal. O caudal drenado representa praticamente 88% do caudal total que percorre o modelo. Nas zonas da fundação a jusante do sistema de drenagem o caudal é muito reduzido. Como indicado na Figura 21, na zona do sistema de drenagem há uma grande diminuição do valor das pressões. O valor do caudal drenado está diretamente relacionado com o valor de pressão imposto na boca dos drenos. A um valor de pressão mais baixo corresponde um caudal drenado mais elevado. Estes resultados são coerentes com os obtidos em modelos tridimensionais hidráulicos de pormenor em que se analisou o efeito de diversos parâmetros, entre os quais o efeito da permeabilidade da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (Farinha, 2010).

Conclui-se assim que o modelo proposto permite analisar o comportamento hidromecânico da fundação de uma barragem gravidade incluindo o efeito do sistema de drenagem e da cortina de impermeabilização, não sendo necessário adotar uma formulação em grandes deslocamentos.



a) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem



b) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem

Fig. 20 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem.

Quadro 4 – Valor numérico dos caudais.

Modelo	Caudal que percorre o modelo [$\times 10^{-6}$ (m^3/s)/m]		Caudal drenado [$\times 10^{-6}$ (m^3/s)/m]	
	Parmac2D-FFlow	**UDEC**	**Parmac2D-FFlow**	**UDEC**
Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem	4,6308	4,5779	–	–
Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem	10,2605	10,5460	9,1302	9,2085

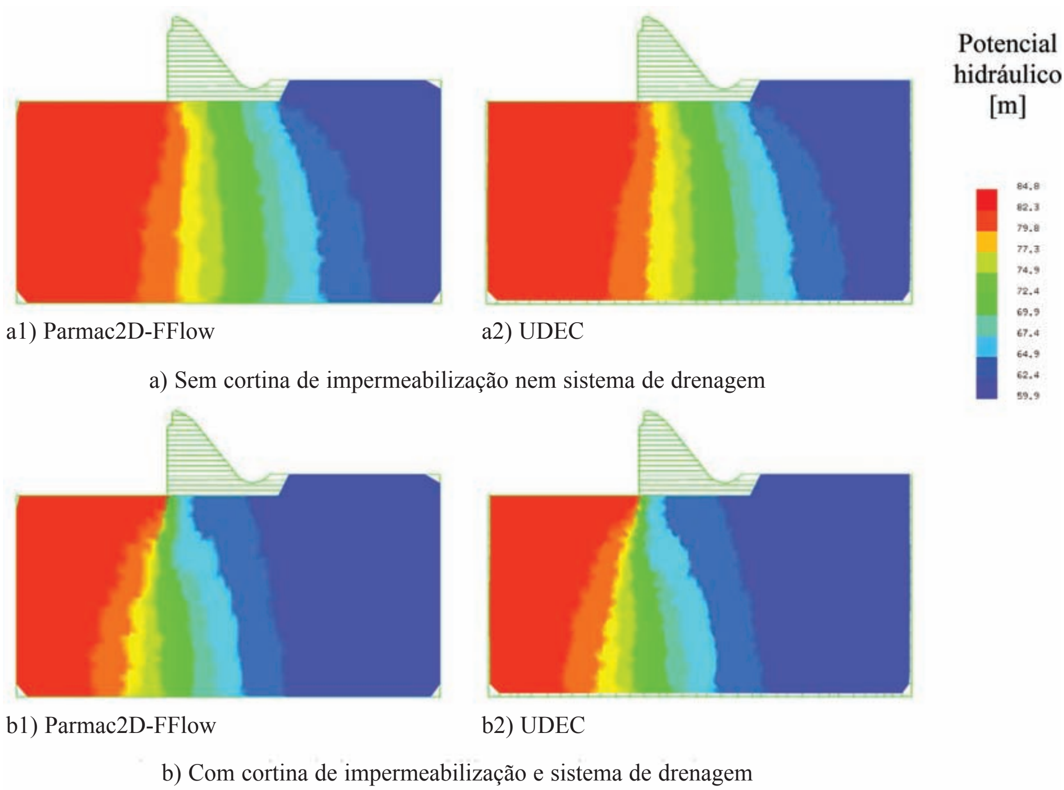


Fig. 21 – Pseudo-equipotenciais de carga hidráulica.

3.2.4 – Análise de estabilidade (Método de redução das resistências)

De modo a analisar o desempenho do modelo mecânico em pequenos deslocamentos com elementos de junta no estudo da segurança do sistema barragem/fundação em relação à rotura por deslizamento realizou-se uma análise comparativa dos dois modelos, Parmac2D-FFlow e UDEC, considerando que o deslizamento pode ocorrer não só ao longo da descontinuidade de interface barragem/fundação mas também ao longo da descontinuidade do maciço a jusante da barragem inclinada 25º para montante, propositadamente incluída no modelo para análises de estabilidade

(Fig. 22). Esta situação hipotética pretende simular um modo de rotura que envolve simultaneamente a superfície de contacto barragem/fundação e a matriz rochosa, que pode ocorrer em maciços de fraca qualidade estratificados horizontalmente ou sub-horizontalmente (USACE, 1994).

A análise de estabilidade foi efetuada com o método de redução das resistências, tipicamente utilizado no projeto de fundações. O processo de cálculo em ambos os modelos foi semelhante. Admitiu-se um ângulo de atrito inicial de 35° nas descontinuidades do maciço, na superfície de ligação betão/maciço e nas juntas horizontais da barragem, e coesão e tensão de tração nulas nas descontinuidades envolvidas no modo de rotura.

Os cálculos foram efetuados até uma situação de equilíbrio, após o que se interrompeu o cálculo hidráulico e, a partir deste passo, as pressões mantiveram-se constantes. Deste modo as pressões para os dois casos de interação hidromecânica analisados são as indicadas na Fig. 20.

O ângulo de atrito (φ) das descontinuidades assinaladas na Fig. 22 foi gradualmente reduzido até à rotura do modelo (o coeficiente de redução foi aplicado à tan φ). O indicador de rotura foi o deslocamento horizontal da crista do descarregador. A análise foi efetuada admitindo que a albufeira se encontrava no NPA. Em cada modelo admitiu-se a situação hipotética de maciço sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e a situação real de maciço com cortina de impermeabilização e barragem com sistema de drenagem operacional.

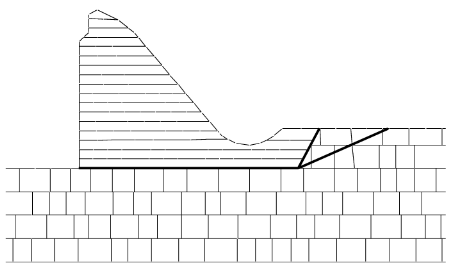


Fig. 22 – Modo de rotura analisado: deslizamento ao longo do contacto betão/maciço de fundação e da descontinuidade do maciço a jusante da barragem inclinada 25º para montante.

Foi ainda realizada uma análise em grandes deslocamentos, recorrendo à discretização das arestas de cada um dos blocos adjacentes às descontinuidades envolvidas no modo de rotura por deslizamento por uma fiada de partículas interiores, Parmac2D-FFlow (MP). Neste modelo em grandes deslocamentos as fiadas de partículas interiores substituem os elementos de junta do modelo Parmac2D-FFlow, Fig. 23. As partículas adotadas ao longo destas interfaces têm um raio igual a 5,0 cm.

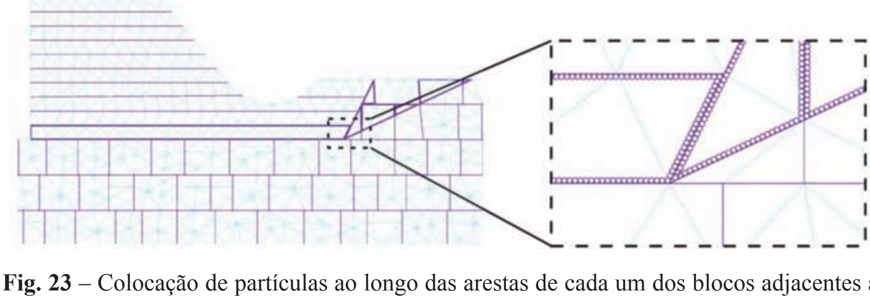
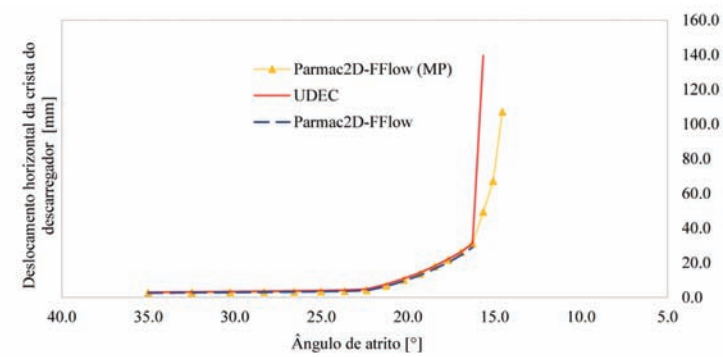


Fig. 23 – Colocação de partículas ao longo das arestas de cada um dos blocos adjacentes às descontinuidades envolvidas no modo de rotura por deslizamento (Azevedo *et al.,* 2007).

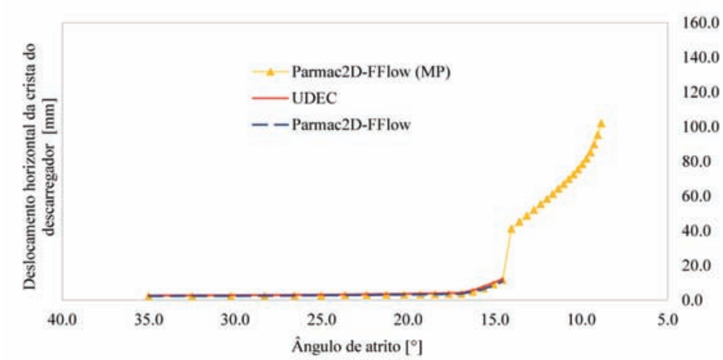
Na Fig. 24 e no Quadro 5 apresentam-se os resultados das análises efetuadas. Nos gráficos da Fig. 24 os ângulos de atrito são apresentados por ordem decrescente, de modo a facilitar a análise. Na Fig. 25 apresenta-se os modos de rotura determinados numericamente para o caso sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem, verificando-se uma resposta muito próxima dos vários modelos analisados. Verifica-se que os valores dos ângulos de atrito na última situação estável são pouco sensíveis à existência do sistema de drenagem (≈ 2º). No entanto, conforme representado na Fig. 25, os modos de rotura são condicionados pelo deslizamento pela descontinuidade inclinada a jusante do modelo. Nesta zona a jusante, a distribuição de pressões em ambos os exemplos é próxima, o que justifica a proximidade dos valores de ângulo de atrito na última situação estável, nas situações com e sem drenagem.

A análise das figuras 24 e 25 e dos resultados apresentados no Quadro 5 permite verificar que é possível realizar análises de estabilidade com o modelo hidromecânico proposto em pequenos deslocamentos, Parmac2D-FFlow, obtendo-se resultados muito próximos dos obtidos com o modelo em grandes deslocamentos, UDEC.

Com um modelo detalhado em grandes deslocamentos, Parmac2D-FFlow (MP), é possível obter equilíbrios para ângulos de atrito mais baixos (Fig. 24). No entanto, para esses ângulos de atrito os valores de deslocamento são bastante elevados. No caso analisado de fundação com cortina de impermeabilização e barragem com sistema de drenagem operacional (Fig. 24 b), ainda se verifica o equilíbrio, no cálculo com o modelo detalhado proposto em grandes deslocamentos (Parmac2D-FFlow (MP)), para um ângulo de atrito de 8,84º. Se no modelo UDEC for adotada uma deteção de contactos com um valor de arredondamento dos cantos próximo do adotado para o raio



a) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem



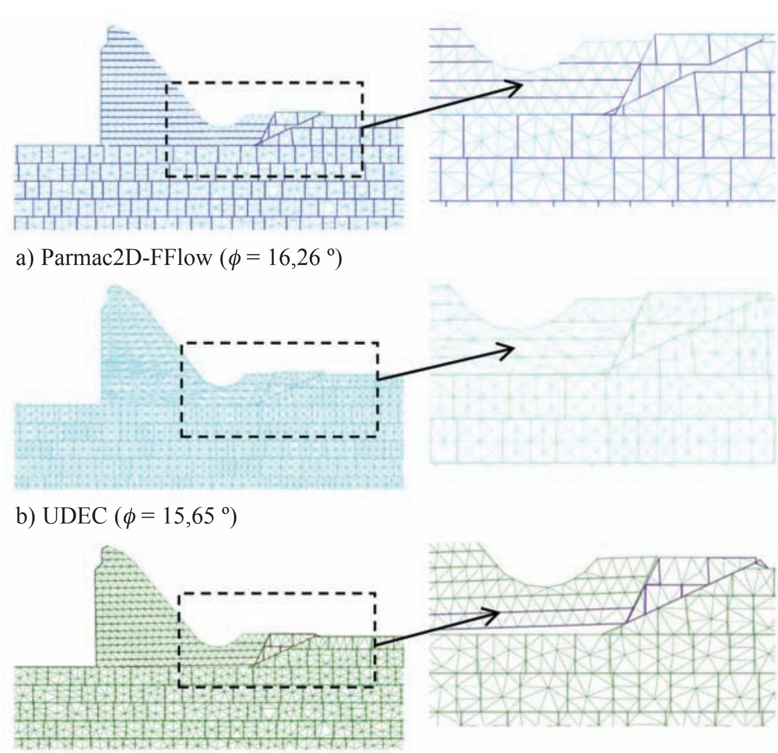
b) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem operacional

Fig. 24 – Variação do deslocamento horizontal da crista do descarregador com a redução do ângulo de atrito nas descontinuidades associadas ao modo de rotura analisado.

das partículas circulares (5,0 cm), é expectável que se obtenham, com o modelo UDEC, resultados próximos dos obtidos com o modelo Parmac2D-FFlow (MP). Com o modelo detalhado em grandes deslocamentos é possível obter uma situação estável para ângulos de atrito inferiores aos obtidos com os modelos Parmac2D-FFlow e UDEC dado que se obtém uma nova configuração de equilíbrio após um deslizamento significativo.

Quadro 5 – Comparação dos ângulos de atrito na última situação estável calculados com os modelos hidromecânicos Parmac2D-FFlow e UDEC.

Modelo	**Hipótese**	**Cortina de impermeabilização e drenagem**	ϕ [º]
Parmac2D-FFlow	Pequenos deslocamentos	Não	16,26
UDEC	Grandes deslocamentos	Não	15,65
Parmac2D-FFlow (MP)	Grandes deslocamentos	Não	14,54
Parmac2D-FFlow	Pequenos deslocamentos	Sim	14,54
UDEC	Grandes deslocamentos	Sim	14,54
Parmac2D-FFlow (MP)	Grandes deslocamentos	Sim	8,84



a) Parmac2D-FFlow (ϕ = 16,26 º)

b) UDEC (ϕ = 15,65 º)

c) Parmac2D-FFlow (MP) (ϕ = 14,54 º)

Fig. 25 – Modos de rotura no caso sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem (os ângulos de atrito indicados na figura correspondem à última situação estável).

4 – CONCLUSÕES

Neste trabalho é proposto um modelo hidromecânico baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta. O modelo hidromecânico requer um esquema de pré-processamento robusto de modo a garantir que os contactos entre blocos são sempre aresta/aresta, sendo assim possível utilizar uma formulação de junta tradicional baseada no método dos elementos finitos. Ao adotar discretizações equivalentes ao longo das arestas de blocos em contacto obtêm-se campos de tensões compatíveis nas interfaces, o que permite aumentar a precisão do modelo.

O modelo hidráulico segue os princípios gerais definidos em Bretas *et al.* (2013), apresentando a vantagem, relativamente ao modelo hidráulico do programa UDEC (Itasca, 2004), de os nós hidráulicos, onde se calculam as pressões, coincidirem com os pontos de contacto em que se calculam as forças de interação entre blocos. Assim, é um esquema de solução mais coerente dado que os pontos de cálculo onde se exige maior precisão coincidem nos dois domínios (mecânico e hidráulico). Para a mesma discretização é expectável que se obtenham melhores resultados do que os obtidos com modelos equivalentes em que não existe esta coincidência dos pontos de cálculo nos dois domínios.

O modelo hidromecânico foi validado recorrendo a uma situação hipotética de uma barragem gravidade fundada num maciço com fraturação regular e a uma situação real de uma barragem em serviço. Os resultados foram comparados com os obtidos com um modelo discreto em grandes deslocamentos. Verificou-se que o modelo hidromecânico proposto prevê distribuições de pressões e cargas hidráulicas muito próximas das previstas com o modelo UDEC, em grandes deslocamentos. Foram também comparados os resultados de análises de estabilidade, com o método de redução de resistências, concluindo-se que é possível avaliar a segurança ao deslizamento de barragens gravidade em betão recorrendo a modelos de interação em pequenos deslocamentos.

O modelo em pequenos deslocamentos é computacionalmente menos exigente que os modelos baseados numa tecnologia de elementos discretos e permite obter resultados numéricos muito próximos com maior precisão no domínio mecânico (distribuição de tensões nas interfaces) e no domínio hidráulico (continuidade de pressões e sobreposição perfeita dos domínios mecânico e hidráulico). Com o modelo proposto é ainda possível adotar nas interfaces em que se prevê o deslizamento uma substituição dos elementos de junta por partículas permitindo uma análise em grandes deslocamentos.

Os modelos descontínuos que simulam a interação hidromecânica têm em conta não só os deslizamentos e aberturas das descontinuidades mas também as pressões da água instaladas na fundação. Apesar da compartimentação do maciço ter um carácter tridimensional, as análises bidimensionais do escoamento, como as que se apresentam neste trabalho, são adequadas em muitas situações, dado que em fundações de barragens o escoamento se processa essencialmente na direção montante-jusante. De salientar que o modelo tal como proposto pode ser aplicado em 3D. No entanto, para análises 3D o esquema de pré-processamento que permite uma perfeita compatibilização face/face entre blocos adjacentes requer algoritmos de deteção e geração mais sofisticados. É expectável que o desempenho do modelo 3D em pequenos deslocamentos, relativamente ao modelo 3D em grandes deslocamentos, seja superior ao desempenho relativo obtido nos modelos 2D. É necessário, no entanto, verificar a validade da hipótese de pequenos deslocamentos. Com o modelo 2D proposto pretende-se realizar análises de equilíbrio limite sob ações dinâmicas, em que o desempenho do modelo tem ainda maior relevância.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à EDIA, Empresa de Desenvolvimento e Infra-Estruturas do Alqueva, S.A. a autorização concedida para a publicação de elementos relativos à barragem de Pedrogão.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Asgian, M. (1989). *A numerical model of fluid-flow in deformable naturally fractured rock masses.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, vol. 26, nº3/4, pp. 317-328.

Azevedo, N. (2003). *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Ph.D. Thesis, Heriot-Watt University, Scotland.

Azevedo, N.; Lemos, J.V.; Almeida, J. (2007). *Modelo híbrido de elementos discretos/finitos com fronteira rugosa para a análise da fractura em materiais quase-frágeis*. Conferência Métodos Numéricos em Engenharia, Porto.

Azevedo, N.; Bretas, E.; Lemos, J.V. (2012). *Shear sliding of gravity dams for Maximum Design Earthquake analysis*. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.

Barla, G.; Bonini, M.; Cammarata, G. (2004). *Stress and seepage analyses for a gravity dam on a jointed granitic rock mass*. Proceedings of the 1st international UDEC/3DEC Symposium: Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering, Civil Engineering, and Earth Sciences, pp. 263-268, Bochum.

Bear, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*. Dover Publications, Inc., New York.

Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, vol. 12, nº2, pp. 155-164.

Bretas, E.; Lemos, J.V.; Lourenço, P. (2013). *Hydromechanical analysis of masonry gravity dams and their foundations*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 46, pp. 327-339.

Callari, C.; Fois, N.; Cicivelli, R. (2004). *The role of hydro-mechanical coupling in the behaviour of dam-foundation system*. Proceedings of the VI World Congress on Computational Mechanics, pp. 1-11, Pequim.

Cammarata, G.; Fidelibus, C.; Cravero, M.; Barla, G. (2007). *The hydro-mechanically coupled response of rock fractures*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 40, nº 1, pp. 41-61.

Carol, I.; Prat, P.; López, C. (1997). *Normal/shear cracking mode: application to discrete crack analysis*. Journal of Engineering Mechanics (ASCE), vol. 123, nº 8, pp. 765-773.

Erban, P.; Gell, K. (1988). *Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE-program*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 21, nº 2, pp. 99-117.

Farinha, M.L.B. (2010). *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*. Ph.D. Thesis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Farinha, M.L.B.; Lemos, J.V. (2010). *Aplicação de um modelo hidromecânico na avaliação da segurança de uma barragem gravidade.* 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães.

George, L.; Hecht, F.; Saltel, L. (1991). *Automatic mesh generator with specified boundary*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 92, nº 3, pp. 269-288.

Gimenes, E.; Fernández, G. (2006). *Hydromechanical analysis of flow behavior in concrete gravity dam foundations*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, pp. 244-259.

Gomes de Mendonça, T. (1989). *Modelo de elementos finitos tridimensionais para o estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão*. Relatório 158/99, pp. 1-67. LNEC.

Goodman, R.; Taylor, R.; Brekke, T. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), vol. 94(SM3), pp. 637-659.

Hohberg, J. (1992). *A joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams*. Ph.D. Thesis. Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich, Switzerland.

Itasca (2004). *UDEC - Universal Distinct Element Code, Version 4.0*, Itasca Consulting Group, Minneapolis.

Jing, L.; Stephansson, O. (2007). *Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: theory and applications.* Elsevier, Rotterdam.

Kafritsas, J.C. (1987). *Coupled flow/deformation analysis of jointed rock with the distinct element method.* Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.

Lamas, L.N. (1993). *Contributions to understanding the hydromechanical behaviour of pressure tunnels*. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London.

Latham J.-P.; Xiang, J.; Belayneh, M.; Nick, H.M.; Tsang, C.-F.; Blunt, M.J. (2013). *Modelling stress-dependent permeability in fractured rock including effects of propagating and bending fractures*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 57, pp. 100-112.

Leitão, N.S.; Lamas, L.N. (2006). *Modeling of the high pressure circuit of the Venda Nova hydroelectric scheme.* Proceedings of the 4th International FLAC Symposium, pp. 131-137, Madrid.

Lemos, J.V. (1987). *A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with application to dam foundations and fault motion*. Ph.D. Thesis, University of Minnesota, Minneapolis.

Lemos, J.V.; Cundall, P. (1999). *Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations*. Distinct Element Modelling in Geomechanics, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 117-143.

Lemos, J.V. (2004). *Os modelos de elementos discretos em geomecânica - evolução e perspectivas futuras*. Geotecnia - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, vol. 100, pp. 333-344.

Londe, P.; Sabarly, F. (1966). *La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages voûtes en fonction du champ de contrainte*. Proceedings of the 1st International Congress on Rock Mechanics, vol.II, pp. 517-522, Lisboa.

Louis, C. (1969). *A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses*. Ph.D. Thesis, University of Karlsruhe (in German), English translation, Imperial College Rock Mechanics Research Report nº10, London.

Louis, C.; Maini, Y.N. (1970). *Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock*. Proceedings of the 2nd International Congress on Rock Mechanics. vol.I, pp. 235-245, Belgrade.

Miranda, M.P.; Maia, M.C. (2004). *Main features of the Alqueva and Pedrógão Projects*. The International Journal on Hydropower and Dams, vol.11, nº5, pp. 95-99.

Mostyn, G.; Helgstedt, M.D.; Douglas, K.J. (1997). *Towards field bounds on rock mass failure criteria*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 34, nº 3-4, pp. 208.e1-208.e18.

Ng, K.L.A.; Small, J.C. (1997). *Behavior of joints and interfaces subjected to water pressure*. Computers and Geotechnics, vol. 20, nº 1, pp. 71-93.

Noorishad, J.; Ayatollahi, M.S.; Witherspoon, P.A. (1982). *A finite-element method for coupled stress and fluid flow analysis in fractured rock masses.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, vol.19, pp. 185-193.

Rutqvist, J.; Stephansson, O. (2003). *The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering*. Hydrogeology Journal, vol. 11, nº 1, pp. 7-40.

Segura, J.M.; Carol, I. (2004). *On zero thickness interface elements for diffusion problems*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 28, pp. 947-962.

Segura, J.M.; Carol, I. (2008). *Coupled HM analysis using zero thichness interface elements with double nodes: Theoretical model.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 32, pp. 2083-2101.

Snow, D.T. (1965). *A parallel plate model of fractured permeable media.* Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

USACE (1994). *Rock foundations*. Engineer Manual 1110-1-2908. United States Army Corps of Engineers. Washington, DC.

Wei, L.; Hudson, J. (1988). *A hybrid discrete–continuum approach to model hydro-mechanical behaviour of jointed rocks*. Engineering Geology, vol. 49, nº 3-4, pp. 317-325.