

MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL DAS PRESSÕES DA ÁGUA NA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE ALQUEVA

THREE-DIMENSIONAL MODELLING OF WATER PRESSURES IN THE FOUNDATION OF ALQUEVA DAM

Farinha, Maria Luísa Braga; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, lbraga@lnec.pt*
Lemos, José Vieira; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, vlemos@lnec.pt*
Maranha das Neves, Emanuel; *Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, emn@civil.ist.utl.pt*

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se a aplicação de uma metodologia que pode ser usada para avaliar a segurança de barragens abóbada relativamente a estados limites últimos envolvendo a fundação. É usado o método dos elementos discretos e o programa 3DEC. Apresenta-se um modelo global da barragem e fundação, com o qual é possível efetuar análises mecânicas e análises hidráulicas. No modelo são representadas três das cinco principais famílias de descontinuidades do maciço e outras superfícies de descontinuidade, tais como a superfície de fundação e as juntas de contração da barragem. A influência da pressão da água na fundação na estabilidade de uma cunha do maciço a jusante da obra é analisada comparando os resultados obtidos sem subpressões, com os obtidos aplicando as pressões calculadas com o modelo hidráulico ou aplicando campos de pressões simplificados, definidos a partir de uma superfície freática compatível com as condições de fronteira.

ABSTRACT

This paper presents the application of a methodology which can be used to assess the safety of arch dams regarding ultimate limit states involving the dam foundation. Analysis is done using the discrete element method (DEM) and the code 3DEC. A global three-dimensional model of the dam and foundation is presented, with which it is possible to perform both mechanical and hydraulic analyses. The model simulates three of the five main foundation sets of discontinuities, along with other discontinuities, such as the dam/foundation interface and the dam contraction joints. The influence of the water pressure within the foundation on the stability of a rock wedge downstream from the dam is assessed by comparing the results obtained without uplift pressures with those obtained using the hydraulic model or assuming simplified water pressure fields, defined in terms of a water table compatible with the water levels upstream and downstream from the dam and the valley slopes.

1 - INTRODUÇÃO

Os mecanismos de rotura em fundações rochosas de barragens de betão envolvem descontinuidades do maciço rochoso ou a superfície de contacto barragem/fundação. A rotura pode ocorrer sob a barragem, nos encontros ou nas encostas adjacentes. A utilização do método dos elementos discretos na avaliação da segurança deste tipo de estruturas tem a vantagem de permitir ter em conta a existência das descontinuidades do maciço, assim como os seus deslizamentos e aberturas, e as pressões da água instaladas na fundação.

A análise da segurança de barragens abóbada relativamente a estados limites últimos (ELU) que envolvem a fundação requer a utilização de modelos tridimensionais, e a consideração das pressões da água no maciço, de modo a expressar o critério de rotura em termos de tensões efetivas. Nos maciços rochosos de fundação de barragens a maior parte do escoamento faz-se pelas descontinuidades. No entanto, na prática, é impossível utilizar modelos tridimensionais descontínuos para analisar o escoamento na fundação de barragens, e assim obter o campo de pressões a considerar, pois a geometria da fracturação é extremamente complexa e normalmente não se dispõe de informação sobre as propriedades hidráulicas das famílias de descontinuidades. Uma alternativa é impor campos de pressões simplificados, tendo em conta o nível da água na albufeira, a existência da cortina de drenagem, e uma superfície freática a jusante da obra compatível com a inclinação das encostas. Este foi o procedimento utilizado nos estudos de ELU na fundação das barragens do Alto Ceira e do Baixo Sabor (Lemos e Antunes, 2011), atualmente em construção. A mesma abordagem foi adoptada mais recentemente nos estudos relativos a várias barragens do "Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico", lançado pelo Instituto da Água (INAG) em 2007, que se encontram em fase de projeto ou de início de construção. Outra alternativa para obter as pressões da água no maciço, sugerida por Lemos (1999), é efetuar cálculos hidráulicos recorrendo a modelos de meio contínuo equivalente, que permitem obter as pressões da água no maciço de uma forma que se aproxima mais da realidade.

O estudo que se apresenta tem em conta as características da barragem de Alqueva, e foi efetuado na sequência de um outro estudo em que se analisou a estabilidade da superfície de fundação desta barragem (Farinha et al., 2011b). Nesse estudo foi desenvolvido um modelo global da barragem e fundação, em que se representaram a cortina de impermeabilização e a rede de drenagem e em que foram simuladas as superfícies de descontinuidade correspondentes à superfície de inserção da barragem na fundação e às juntas de contração da abóbada. O modelo, calibrado tendo em consideração os resultados da observação da obra, foi utilizado para efetuar uma análise mecânica não linear (antes da rotura o comportamento é linear). O mesmo modelo foi utilizado para efetuar uma análise hidráulica, com base no conceito de meio contínuo equivalente, que permitiu obter o campo de pressões da água no maciço rochoso. Estas pressões foram aplicadas nas descontinuidades envolvidas no possível mecanismo de deslizamento ao longo da superfície de fundação, e a segurança da barragem foi avaliada utilizando o processo de minoração progressiva das características resistentes das descontinuidades. Os resultados foram comparados com os obtidos com a distribuição bi-linear de subpressões na base da barragem, usualmente utilizada no projeto de barragens.

Neste trabalho introduziram-se no modelo acima referido três das cinco principais famílias de descontinuidades do maciço, que são as que criam blocos mais desfavoráveis, e analisou-se a possibilidade de rotura em determinados mecanismos. Para simplificar a análise, as famílias de descontinuidades foram apenas representadas na margem direita. Não foi considerada a ação sísmica. Os resultados obtidos mostraram que, para a situação de projeto considerada, a orientação das descontinuidades do maciço assegura que se está muito longe da rotura, para os mecanismos considerados. Deste modo procurou-se antes estudar qual a influência relativa das pressões da água instaladas no maciço rochoso na sua capacidade resistente.

2 - BARRAGEM DE ALQUEVA

2.1 - Barragem

A barragem de Alqueva (Figura 1) situa-se no rio Guadiana, e é a principal estrutura de um grande empreendimento de fins múltiplos, destinado à rega, à produção de energia e ao abastecimento de água (EDP, 1994). A barragem cria o maior largo artificial da Europa ocidental. A estrutura, do tipo abóbada de dupla curvatura, tem 96 m de altura máxima e o desenvolvimento no coroamento é de 348 m. A espessura no coroamento é de 7 m, enquanto na base varia de 30 m, na consola central, a 33 m nos encontros. O coroamento situa-se à cota 154,0 m. A obra dispõe de uma central do tipo pé de barragem, limitada a jusante por um muro-barragem, em betão, com 55 m de altura máxima. Este muro-barragem protege a central e a subestação das águas da albufeira da barragem de Pedrógão, situada cerca de 23 km a jusante de Alqueva, e permite criar uma zona a jusante com altura de água suficiente para o funcionamento em bombagem dos grupos da central de Alqueva. No fundo do vale localiza-se uma laje impermeável entre a abóbada e o muro-barragem (laje da subestação), e assim, nesta zona da obra, o comprimento da barragem na direção montante-jusante é 140 m. A construção da barragem iniciou-se em 1997 e terminou em 2003. A água da albufeira atingiu pela primeira vez o nível de pleno armazenamento (NPA) em Janeiro de 2010.



Figura 1 - Vista de Jusante da Barragem de Alqueva

2.2 - Maciço rochoso

O maciço de fundação da barragem é constituído por xistos verdes de boas características resistentes, na margem direita e fundo do vale, e por filádios com maior deformabilidade na margem esquerda. De acordo com os ensaios efetuados *in situ*, antes da construção da barragem, para avaliação das características de deformabilidade da fundação, os módulos de deformabilidade na margem esquerda

variavam entre 6 a 20 GPa, e na margem direita e no fundo do vale o módulo de deformabilidade era superior a 20 GPa (Liberal et al., 2002; LNEC, 1973; Neiva et al., 1997).

Foram identificadas várias famílias de descontinuidades (falhas e diaclases), entre as quais as mais frequentes apresentam as seguintes atitudes: **A)** N40°-65°W, 12°-65°NE; **B)** N75°W, S75°W; 65°N-90-55°S; **C)** N65° 90°W, 12°-55°NNE; **D)** N20°-42°W, 65°-90°ENE e **E)** N25°-55°W, 65°SE-90° (EDP, 2003). A Figura 2 mostra a orientação, em relação à barragem, de cada uma das famílias de descontinuidades.

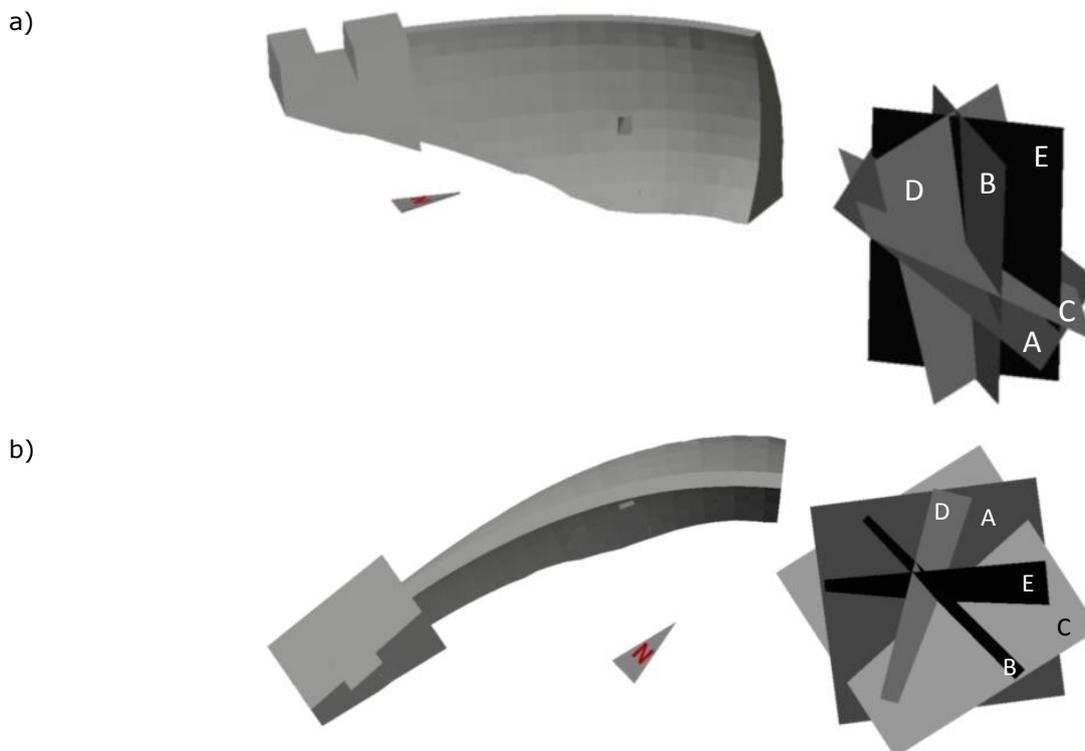


Figura 2 - Orientação de Cada uma das Principais Famílias de Descontinuidades em Relação à Barragem: a) em Perspectiva; b) em Planta

Existem no maciço numerosas falhas, particularmente na margem esquerda, sendo a falha 22 a mais importante, que corresponde ao contacto entre os xistos verdes e os filádios. As falhas observadas apresentam atitudes (direção e pendor) que, na sua maior parte, permitem a inclusão nas famílias de descontinuidades referidas. As diaclases observadas nos xistos verdes e nos filádios, embora com as mesmas atitudes, apresentam marcadas diferenças nas suas características geotécnicas, nomeadamente no espaçamento, na extensão, no preenchimento, na rugosidade, na abertura e na alteração das paredes (EDP, 2003). A família **A** é subparalela à xistosidade. No Quadro 1 apresentam-se os valores médios da coesão e do ângulo de atrito das diaclases nas duas zonas da fundação.

Quadro 1 - Valor Médio da Coesão e do Ângulo de Atrito das Descontinuidades (adaptado de LNEC, 1984)

Diaclases		Coesão c (MPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)
Xistos verdes	segundo a xistosidade	0,10	24°
	fazendo um ângulo $< 15^\circ$ com a xistosidade	0,17	38°
	fazendo um ângulo $> 15^\circ$ com a xistosidade	0,18	43°
Filádios	segundo a xistosidade	0,11	22°
	subverticais e subhorizontais	0,13	29°
	entre subverticais e subhorizontais	0,13	36°

O tratamento da fundação consistiu na consolidação das falhas, na consolidação geral do maciço rochoso na zona da barragem e do muro-barragem de jusante, e na instalação de uma cortina de impermeabilização e de um sistema de drenagem. Devido à importância da falha 22 no comportamento estrutural da barragem, foi efetuado um tratamento especial que incluiu a escavação de uma série de galerias, a remoção do material de enchimento da falha e a sua substituição por betão (Muralha et al., 2003).

O sistema de observação da fundação da barragem inclui a medição de deslocamentos com 9 fios de prumo invertidos, 12 extensómetros de fundação e 6 extensómetros incrementais. O comportamento hidráulico da fundação é analisado através da medição dos caudais no sistema de drenagem e das pressões da água numa rede de piezómetros.

3 - ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 - Modelo

A modelação numérica da barragem e maciço rochoso de fundação foi realizada com o programa 3DEC (Itasca, 2006), baseado no método dos elementos discretos, que permite não só analisar o comportamento mecânico de meios e estruturas com superfícies de descontinuidade mas também o comportamento hidráulico, admitindo que o escoamento ocorre pelas descontinuidades ou num meio contínuo equivalente.

O modelo utilizado no estudo que se apresenta nesta comunicação baseia-se num modelo previamente desenvolvido (Farinha et al., 2011a), utilizado para a análise da rotura pela superfície de fundação. Nesse modelo, que se apresenta na figura 3, foram representadas as juntas de contração da barragem, a superfície de inserção da barragem na fundação (superfície de fundação), e duas juntas hipotéticas entre a cortina de impermeabilização e o maciço rochoso, nas faces de montante e de jusante da cortina, respetivamente. Estas juntas hipotéticas foram introduzidas com o objetivo de simular a abertura de juntas verticais na fundação próximo do pé de montante da barragem, devidas à existência das tensões de tração que normalmente se desenvolvem nesta zona devido ao enchimento da albufeira. Neste modelo não foram consideradas nem as falhas nem as diaclases do maciço rochoso, que foi idealizado como contínuo. No entanto, o modelo inclui a localização da falha 22, de modo a simular a zona da fundação com um módulo de deformabilidade mais baixo, na margem esquerda, onde se encontram os filádios.

O modelo geomecânico foi calibrado tendo em consideração os resultados da observação da obra, tendo-se obtido, para diferentes cotas da água na albufeira, deslocamentos na barragem e na superfície de fundação muito próximos dos valores observados. O modelo desenvolvido também permitiu simular com razoável aproximação as variações de tensão na fundação devidas ao enchimento da albufeira, e a variação de abertura das descontinuidades condutoras de água (Farinha, 2010; Farinha et al. 2011b).

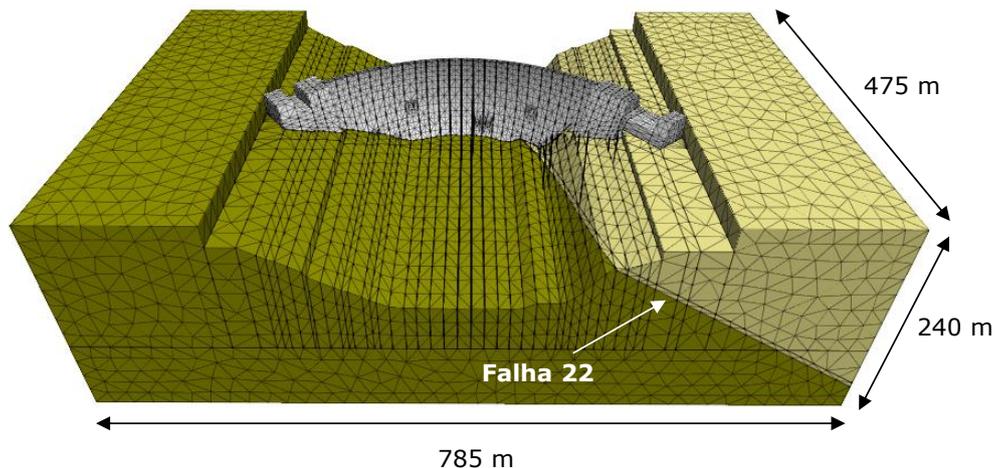


Figura 3 - Geometria do Sistema de Blocos do Modelo para Análise da Rotura pela Superfície de Fundação e Malha de Elementos Finitos nos Blocos do Maciço Rochoso

Para verificação dos ELU associados às descontinuidades do maciço considerou-se adequado introduzir no modelo três das cinco principais famílias de descontinuidades: famílias **A**, **B** e **D**, representadas na Figura 2. Admitiu-se que estas famílias, com a presença de uma família subhorizontal (família **A**) propiciavam a formação de blocos independentes e possíveis mecanismos de rotura. Optou-se por não representar as falhas, que apresentam as mesmas atitudes das diaclases, e por simplificar o modelo, representando as famílias de diaclases apenas na margem direita.

Cada família de diaclases foi representada por um conjunto de planos, tendo apenas sido representadas algumas diaclases de cada família, nas proximidades da abóbada. Considerou-se para as três famílias um espaçamento de 30 m. De referir que estas descontinuidades foram consideradas com grande extensão, superior à real. Nas Figuras 4 e 5 apresentam-se vistas do novo modelo, utilizado no estudo apresentado nesta comunicação. A análise da Figura 5 permite verificar que a família de diaclases **A**, subhorizontal, mergulha para montante, o que não favorece a criação de mecanismos de rotura.

A junta de montante entre a cortina e o maciço foi prolongada lateralmente até ao limite do modelo e em profundidade, até ao bloco da base do modelo. Assim, os blocos de maciço rochoso a montante da barragem ficam separados dos restantes blocos. Esta junta limita, a montante, os planos que representam as diaclases, que foram prolongados até às fronteiras com a região da base do modelo e com o bloco lateral do modelo, do lado da margem direita.

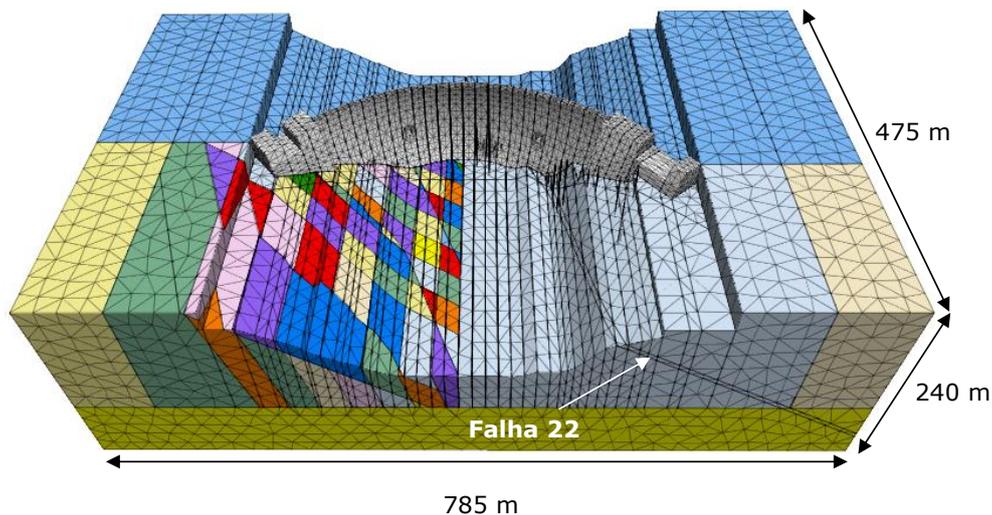


Figura 4 - Perspectiva do Modelo Desenvolvido para Análise da Estabilidade do Maciço Rochoso da Margem Direita, com Representação da Malha de Elementos Finitos Tetraédricos nos Blocos do Maciço

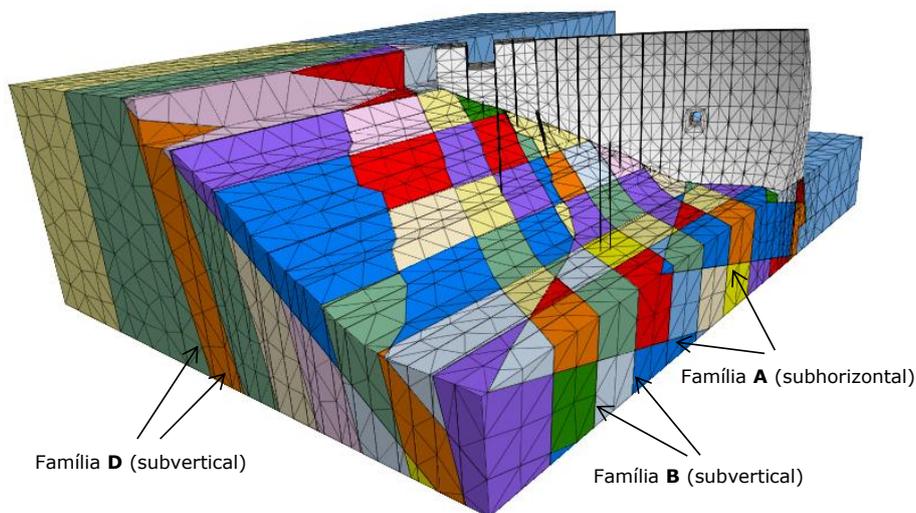


Figura 5 - Vista da Margem Direita do Modelo Global Desenvolvido, com Representação da Malha de Elementos Finitos Tetraédricos nos Blocos do Maciço e Indicação das Famílias de Descontinuidades Consideradas

Admitiu-se que os blocos da barragem e do maciço rochoso têm comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 2, e que todas as superfícies de descontinuidade podem ter roturas por tração ou por corte, tendo-se adotado o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Quadro 2 - Propriedades Elásticas do Betão e do Maciço Rochoso

Material	Massa volúmica (kg/m ³)	Módulo de Young (E) (GPa)	Coefficiente de Poisson -
Betão	2400	20	0,2
Maciço rochoso: xistos verdes	2650	10	0,2
filádios	2650	5	0,2
Cortina de impermeabilização:			
na zona dos xistos verdes	2650	10	0,2
na zona dos filádios	2650	5	0,2

Em relação ao comportamento das descontinuidades, adotou-se a mesma rigidez normal e tangencial em todas as descontinuidades, e não se considerou a componente coesiva da resistência ao corte das juntas de contração da barragem nem das juntas entre a cortina de impermeabilização e o maciço, pelo que resistem apenas por atrito. Para a família de diaclases **A** foram adotados os valores da coesão e ângulo de atrito indicados no Quadro 1, relativos a descontinuidades ao longo da xistosidade na zona dos xistos verdes. Simplificadamente, adotaram-se para as duas famílias subverticais consideradas (famílias **B** e **D**) os valores de coesão e ângulo de atrito correspondentes a descontinuidades na zona dos xistos verdes fazendo um ângulo < 15° com a xistosidade (Quadro 1). Em relação à superfície de fundação, vários estudos têm apresentado valores de resistência ao corte determinados experimentalmente (European Club of ICOLD, 2004), verificando-se que apresentam uma grande dispersão. Neste trabalho, considerou-se o valor de 2 MPa para a coesão e um ângulo de atrito de 45°. Para a superfície de

fundação admitiu-se a hipótese de rotura frágil, pelo que, quer quando a tensão normal atinge o valor de resistência à tração, quer quando a tensão de corte atinge a reta de Mohr-Coulomb, se anulam simultaneamente a coesão e a resistência à tração, passando a junta a resistir apenas por atrito. O Quadro 3 resume as propriedades mecânicas das descontinuidades adotadas no modelo numérico.

Quadro 3 - Propriedades Mecânicas das Descontinuidades Adotadas no Modelo Numérico

Descontinuidades	Rigidez normal (GPa/m)	Rigidez tangencial (GPa/m)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (MPa)	Resistência à tração (MPa)
Diaclases:					
família A	10	5	24	0,10	0
famílias B e D	10	5	38	0,17	0
Junta cortina/maciço	10	5	38	0	0
Superfície de fundação	10	5	45	2	2
Juntas de contração da barragem	10	5	40	0	0

O modelo hidráulico foi desenvolvido tendo em consideração os resultados da observação e os resultados de diversos ensaios *in situ* que permitiram identificar os principais caminhos de percolação (Farinha, 2010; Farinha et al., 2011a). A cortina de impermeabilização foi representada junto à linha de inserção do paramento de montante na fundação e a rede de drenagem foi representada de uma forma simplificada por uma hipotética vala contínua com uma profundidade igual à dos drenos. Na realidade, a cortina de impermeabilização situa-se sob a barragem pois foi efetuada pela injeção de caldas de cimento em furos feitos a partir da galeria geral de drenagem, que se localiza cerca de 7 m a jusante do paramento de montante da barragem. Considera-se, no entanto, que esta pequena modificação na localização da cortina é aceitável, dada a incerteza relativamente à extensão e permeabilidade da zona do maciço injetada.

A existência de fissuras verticais junto ao pé de montante da barragem foi simulada por uma zona superficial mais permeável a montante da cortina de impermeabilização, no fundo do vale e na base de cada uma das encostas. Foram ainda consideradas camadas horizontais de permeabilidade mais elevada, entre a zona de montante mais permeável e a linha de drenagem, junto à superfície de inserção, de modo a simular os principais caminhos de percolação (Figuras 6 e 7). Na fundação de alguns dos blocos localizados no fundo do vale a permeabilidade destas camadas foi ajustada, de modo a obter valores de caudais próximos dos valores médios dos caudais observados com a albufeira no NPA (152 m) e a água a jusante do muro-barragem de jusante à cota 85,6 m (cotas da água em 8 de janeiro de 2010). Considera-se que a interface betão/maciço e as fronteiras laterais do modelo são impermeáveis. Na boca dos drenos admite-se que a pressão é nula, o que corresponde, no fundo do vale, a um potencial hidráulico de 61,0 m ao longo dos furos de drenagem.

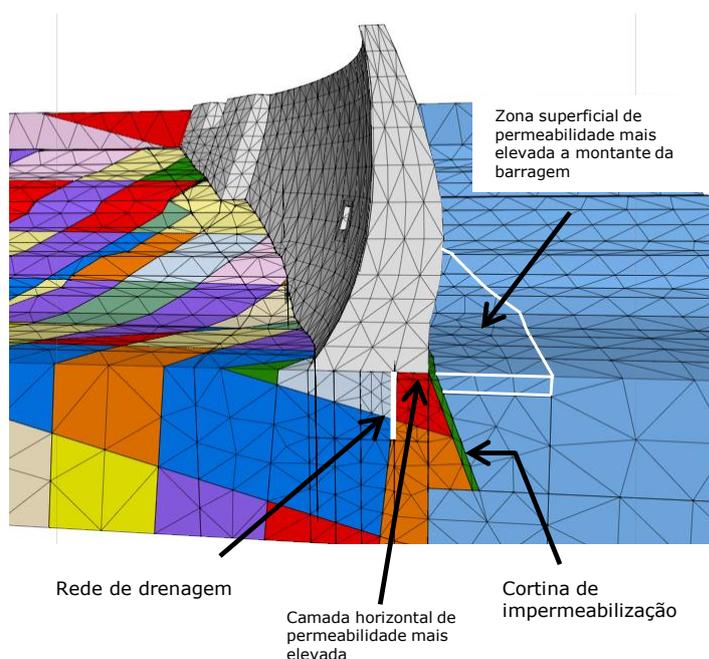


Figura 6 - Modelo Global da Fundação: Corte com Indicação da Cortina de Impermeabilização e da Rede de Drenagem

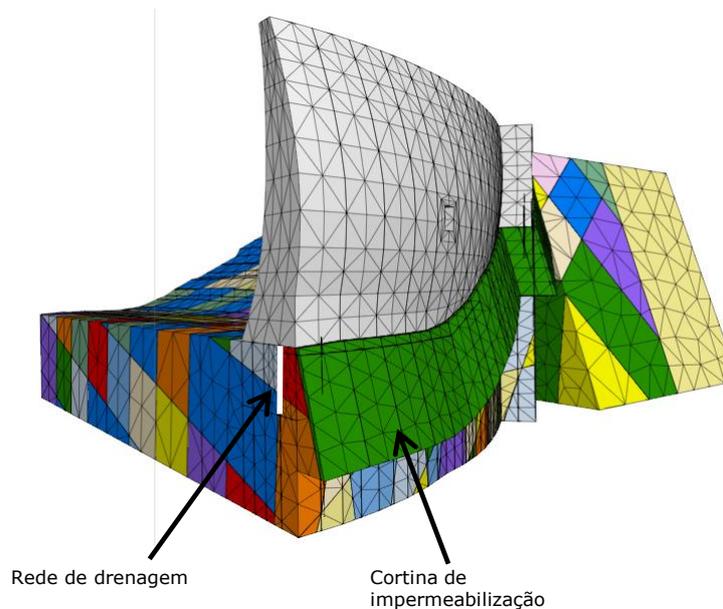


Figura 7 – Pormenor do Modelo Global da Fundação com Indicação da Cortina de Impermeabilização e da Rede de Drenagem

O modelo é constituído por 4184 blocos (dos quais 35 são da barragem) com 100956 pontos nodais e a interação entre blocos é materializada através de 95138 pontos de contacto. A dimensão média dos elementos finitos tetraédricos da fundação é: i) 4 m nos blocos à volta da cortina de drenagem, ii) 8 m na vizinhança desses blocos, incluindo a zona da cortina de impermeabilização, iii) 12 m nas zonas mais próximas da barragem, para montante e para jusante, e iv) 20 m nos restantes blocos, incluindo o bloco da base do modelo. Os blocos da barragem são discretizados em 442 elementos finitos do 2º grau, com 6999 pontos nodais, e os blocos do maciço em 163122 elementos tetraédricos, com 93957 pontos nodais.

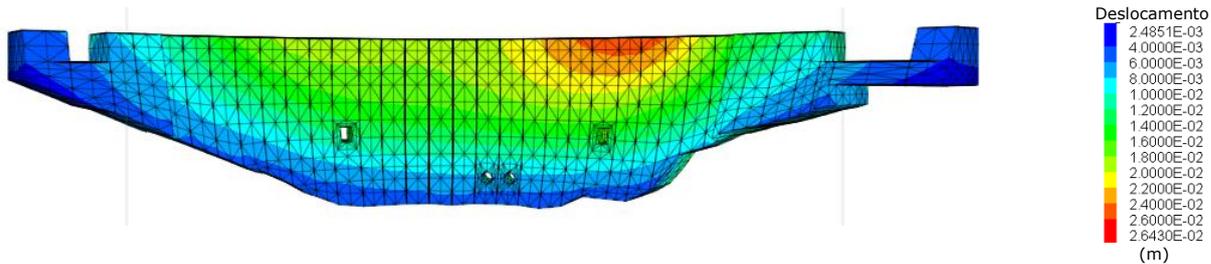
3.2 - Sequência de análise e resultados do modelo

A sequência de análise compreendeu as fases de determinação das tensões iniciais do maciço, de instalação do peso próprio da barragem, de aplicação da pressão hidrostática a montante da barragem e de aplicação das pressões da água na superfície de fundação e nas descontinuidades do maciço. Estas ações foram mantidas constantes ao longo da análise.

Para a validação do modelo, os deslocamentos obtidos nas fases de instalação do peso próprio da barragem e de aplicação da pressão hidrostática a montante da barragem foram comparados com os obtidos com o modelo previamente desenvolvido (Farinha et al., 2011b), apresentado na Figura 3. Verificou-se, em ambas as fases de cálculo, que os deslocamentos máximos eram cerca de 16 % superiores, o que é justificado pela maior deformabilidade da fundação (devido ao peso próprio o deslocamento máximo foi de 2,6 cm, em vez de 2,3 cm obtidos no modelo em que o maciço foi idealizado como contínuo, e devido ao efeito conjunto do peso próprio e da pressão hidrostática o deslocamento foi de 5,6 cm, em vez de 4,8 cm). Na Figura 8 apresentam-se os deslocamentos no paramento de jusante da barragem, devidos ao efeito do peso próprio e devidos ao efeito conjunto do peso próprio e da pressão hidrostática à cota do NPA (152,0 m), 94 m acima da cota da fundação.

Em relação às pressões da água na fundação foi considerada a situação da barragem com sistema de drenagem operacional e a situação, muito desfavorável, de sistema de drenagem totalmente inoperacional. Nas figuras 9 e 10 apresentam-se os campos de pressões nas duas situações. Verifica-se que na situação de drenagem inoperacional as pressões da água na zona do fundo do vale, entre a abóbada e o muro-barragem de jusante são significativamente mais elevadas do que no caso com drenagem operacional. De facto, esta situação é, como referido em Farinha et al. (2011b), no caso da barragem de Alqueva, particularmente desfavorável para a estabilidade da superfície de fundação, uma vez que o potencial hidráulico a jusante da obra é apenas imposto a jusante do muro barragem de jusante, a uma distância superior a 100 m da abóbada, na zona do fundo do vale. Assim, neste caso, a pressão ao longo da base da barragem na direção montante-jusante é muito próxima da pressão correspondente ao nível da albufeira.

a) Efeito do peso próprio



b) Efeito conjunto do peso próprio e da pressão hidrostática

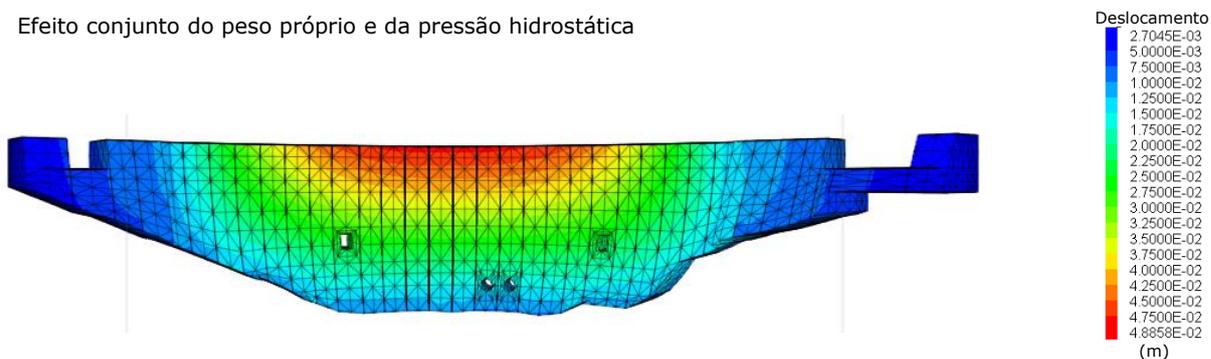


Figura 8 – Deslocamentos no Paramento de Jusante da Barragem Devidos ao Efeito do Peso Próprio e Devidos ao Efeito Conjunto do Peso Próprio e da Pressão Hidrostática à Cota do NPA (152,0 m), 94 m Acima da Cota da Fundação

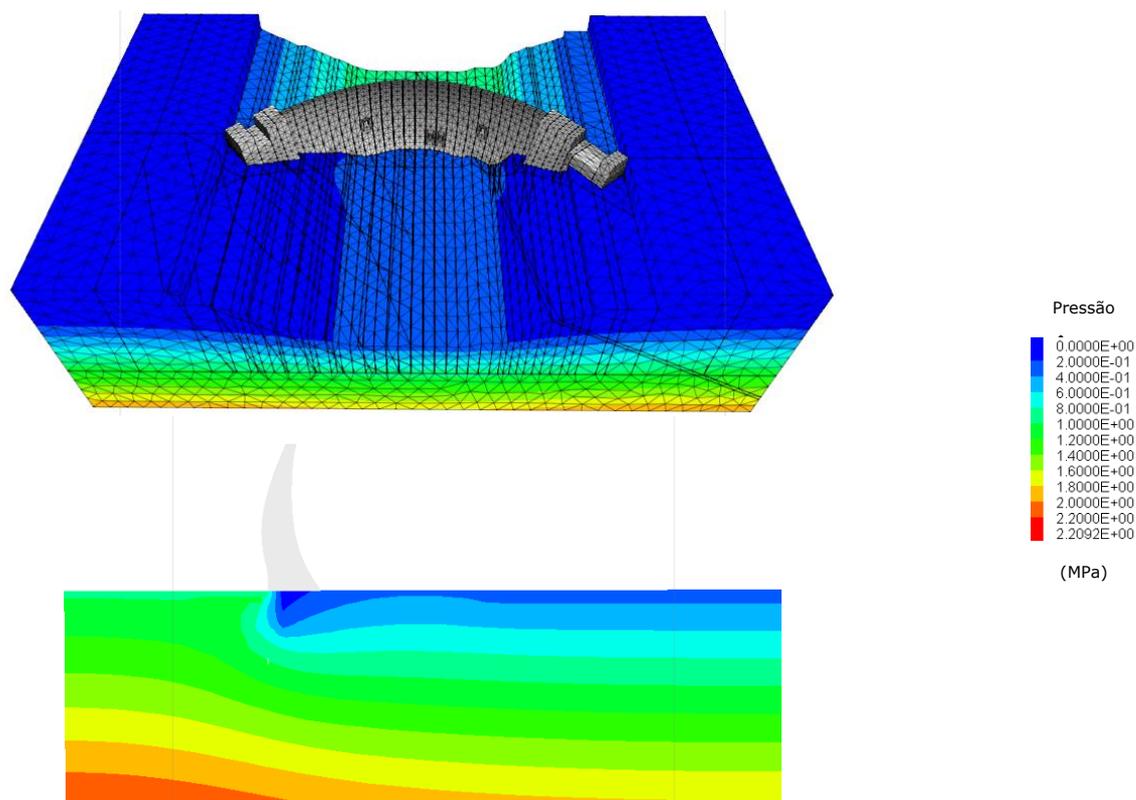


Figura 9 – Campo de Pressões da Água na Fundação, com Drenagem Operacional. Perspectiva e Corte na Direção Montante-Jusante

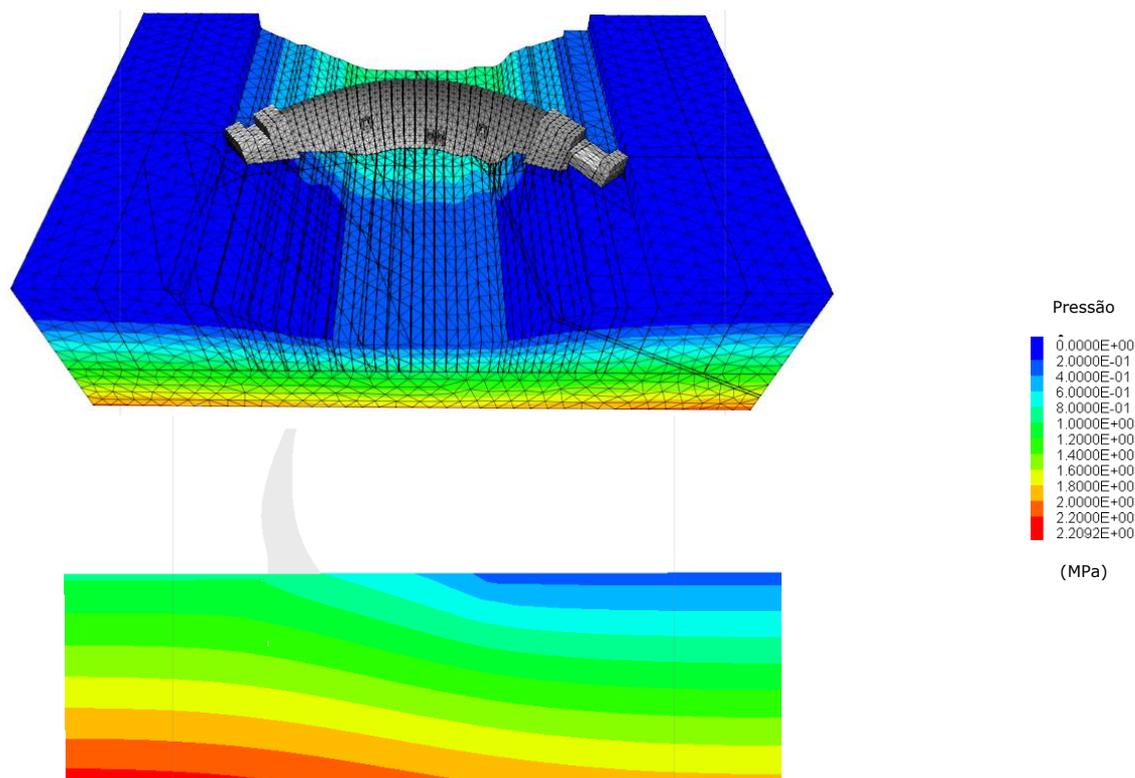


Figura 10 – Campo de Pressões da Água na Fundação, com Drenagem Não Operacional. Perspectiva e Corte na Direção Montante-Jusante

Com o objetivo de avaliar a segurança do maciço de fundação, foi efetuada uma sequência de cálculos em que a resistência das descontinuidades foi progressivamente minorada. De acordo com as Normas de Projeto de Barragens (RSB, 2007), foi desprezada a coesão em todas as descontinuidades do maciço, admitindo-se que resistem apenas por atrito, e foi minorada a tangente do ângulo de atrito dessas descontinuidades, considerando sucessivamente factores de redução crescentes ($fr = 1,1; 1,2; \dots$), até ao valor de $fr = 2,0$.

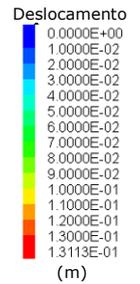
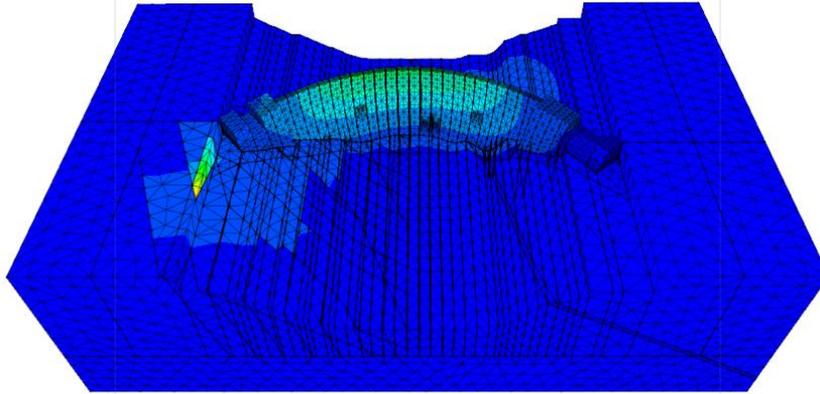
A Figura 11 representa o campo de deslocamentos obtido com $fr = 2,0$, com a drenagem operacional e não operacional. Verificou-se que, mesmo para este valor de fr , que corresponde a um ângulo de atrito de $12,6^\circ$ nas diaclases subhorizontais e de $21,3^\circ$ nas diaclases subverticais, no maciço a jusante da obra as diaclases não entram em rotura. Observam-se apenas deslocamentos na encosta da margem direita, em direção ao eixo do rio, que na situação sem drenagem atingem, no topo da encosta, o valor máximo de cerca de 13 cm. Para analisar a influência da diferença dos ângulos de atrito das famílias de diaclases, foi efetuada nova análise admitindo que o ângulo de atrito inicial de todas as diaclases era de 24° . Os resultados obtidos, com a drenagem operacional, são apresentados na Figura 12. Também neste caso se observam apenas deslocamentos na encosta, também em direção ao leito do rio, que atingem nos blocos do topo da encosta o valor máximo de 17 cm.

Os resultados apresentados mostram que esta obra tem um nível de segurança muito elevado, já que para parâmetros de resistência muito baixos nunca se verifica rotura nas descontinuidades correspondentes às famílias consideradas.

Em termos de deformação é interessante analisar a Figura 11, a qual mostra que com pressões na água mais elevadas (situação de drenagem não operacional), se observam maiores deslocamentos numa cunha do maciço localizada na zona de meia encosta, imediatamente a jusante da barragem. Esta cunha envolve uma das diaclases subhorizontais representada no modelo.

O principal objetivo do trabalho é analisar a influência nos resultados devida a diferentes modelações do campo de pressões da água. Para tornar mais evidente essa influência as propriedades resistentes das diaclases, subhorizontais e subverticais, foram sucessivamente minoradas até valores muito baixos, correspondentes a ângulos de atrito de $4,2^\circ$ nas descontinuidades subhorizontais (família **A**) e $7,4^\circ$ nas descontinuidades subverticais (famílias **B** e **D**). Estes valores são irreais, mas, como já foi referido, pretende-se fazer a análise da influência das pressões da água nos deslocamentos de uma cunha do maciço.

a) drenagem operacional



b) drenagem não operacional

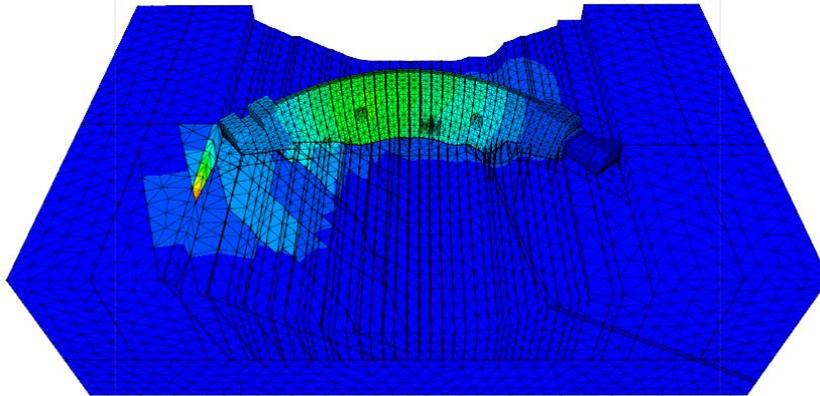
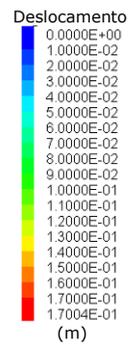
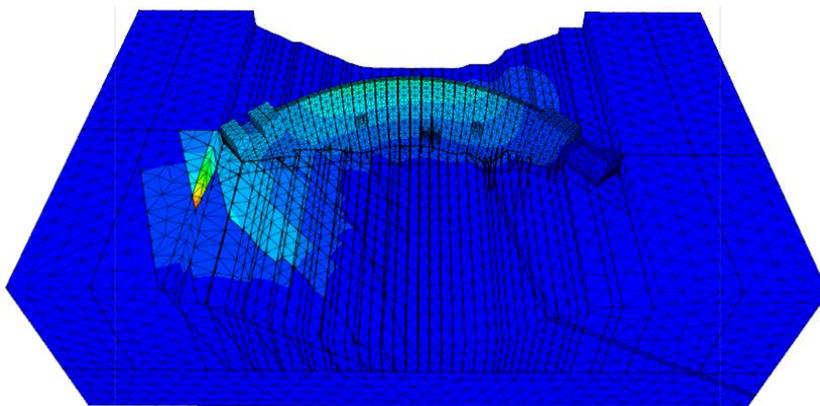


Figura 11 – Deslocamentos no Paramento de Jusante da Barragem e no Maciço de Fundação para o Fator de Redução da Tangente do Ângulo de Atrito das Descontinuidades do Maciço $fr = 2,0$



drenagem operacional

Figura 12 – Deslocamentos no Paramento de Jusante da Barragem e no Maciço de Fundação para o Fator de Redução $fr = 2,0$, Admitindo que o Ângulo de Atrito de Todas as Diaclases é 24°

4 - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS PRESSÕES DA ÁGUA NOS DESLOCAMENTOS DA CUNHA DO MACIÇO

4.1 - Campos de pressões da água considerados

O estudo foi efetuado, admitindo a drenagem operacional e não operacional, considerando os campos de pressões da água calculados com o modelo hidráulico, apresentados nas Figuras 9 e 10, e considerando campos de pressões simplificados, definidos a partir de uma superfície freática compatível com as cotas da albufeira a montante e a jusante da obra e que, a jusante da abóbada, acompanha de forma aproximada as encostas do vale, embora numa cota ligeiramente inferior no topo do vale. Esta redução da cota da água pretende simular o efeito dos trabalhos de impermeabilização do maciço.

Nos campos de pressões da água simplificados admitiu-se que: i) a montante da barragem a pressão da água nas descontinuidades do maciço corresponde ao nível da água na albufeira; ii) na superfície de fundação e nas descontinuidades sob a barragem, a distribuição de pressões é bi-linear e linear, nas situações com e sem drenagem, respetivamente; iii) no fundo do vale a jusante da abóbada a altura de água acima da cota mínima da superfície de inserção é de 27,6 m; iv) na direção normal ao leito do rio, o nível freático sobe com um gradiente inferior ao declive das margens; v) junto aos encontros, no topo das encostas, existe uma redução de 4 m no nível da água; e vi) a partir da zona dos encontros o nível freático diminui gradualmente para jusante, com um gradiente de $-0,25$ m/m. A Figura 13 representa os campos de pressões considerados. De referir que nestes campos de pressões simplificados não se consideraram as pressões no bloco da base do modelo. A análise da Figura 13 mostra que o campo de pressões na situação sem drenagem é, na zona do fundo do vale imediatamente a jusante da barragem, significativamente diferente do calculado com o modelo hidráulico, representado na Figura 10. Esta situação deve-se ao facto de não se ter em conta a existência da laje da subestação, impermeável, entre a abóbada e o muro-barragem de jusante.

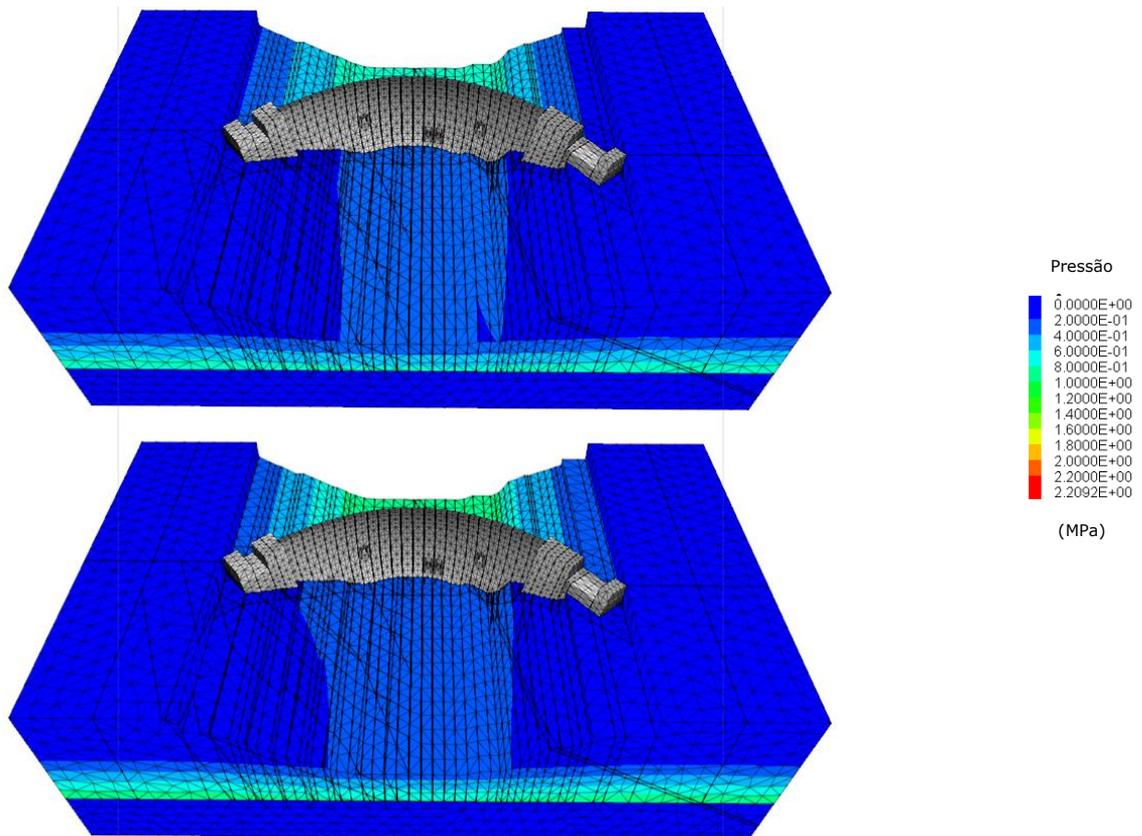


Figura 13 – Campo de Pressões da Água na Fundação, com Drenagem Operacional e Inoperacional

De modo a dispor de valores para fazer comparações foram ainda consideradas duas situações hipotéticas. A primeira (situação de referência) correspondente a uma situação de albufeira cheia (no NPA), mas sem pressões da água no maciço sob e a jusante da barragem. Esta situação, completamente irreal, corresponderia à existência de uma cortina de impermeabilização de grande profundidade totalmente impermeável. Na segunda situação hipotética considerada também se admite que a albufeira se encontra no NPA, mas considera-se que sob e a jusante da abóbada, até à cota da água a jusante, a superfície freática coincide com a superfície do terreno. Esta situação, em que se considera o peso submerso dos blocos a jusante da barragem, corresponderia a um maciço totalmente drenado a jusante, desde o pé de montante da barragem.

4.2 - Análise de resultados

4.2.1 - Deslocamentos

As Figuras 14 a 16 representam o campo de deslocamentos na barragem e na zona imediatamente a jusante da barragem nas seis situações consideradas, depois de se ter minorado gradualmente a tangente do ângulo de atrito nas descontinuidades do maciço até aos valores referidos no final da secção 3.2, correspondentes a ângulos de atrito de $4,2^\circ$ nas descontinuidades subhorizontais (família **A**) e $7,4^\circ$ nas descontinuidades subverticais (famílias **B** e **D**). Estes valores correspondem a um fator de minoração $f_r = 6,0$. A escala de deslocamentos é a mesma em todas as figuras, o que facilita a sua comparação.

A análise das figuras mostra que a cunha do maciço rochoso que se forma aproximadamente a meia altura da encosta, imediatamente a jusante da barragem, é visível mesmo na situação hipotética de não existirem pressões da água no maciço sob e a jusante da barragem. Os deslocamentos observados na barragem e nessa cunha do maciço são, contudo, significativamente diferentes nas diversas situações. Os deslocamentos nos blocos da cunha são na direção montante-jusante.

O máximo deslocamento calculado na abóbada é, na situação de referência (em que se considera que não existem pressões da água nas descontinuidades sob e a jusante da abóbada), de 5,3 cm. Quando se considera o peso submerso dos blocos sob e a jusante da barragem, o deslocamento máximo tem um ligeiro aumento, de 2,6 %. Considerando os campos de pressões calculados com o modelo hidráulico, o deslocamento máximo é, na situação com drenagem, 15,4 % superior ao valor de referência, e na situação de drenagem inoperacional é 156 % superior. Considerando os campos de pressões da água simplificados, os deslocamentos são 71,8 % e 137,6 % superiores ao valor de referência, nas situações de drenagem operacional e não operacional, respectivamente.

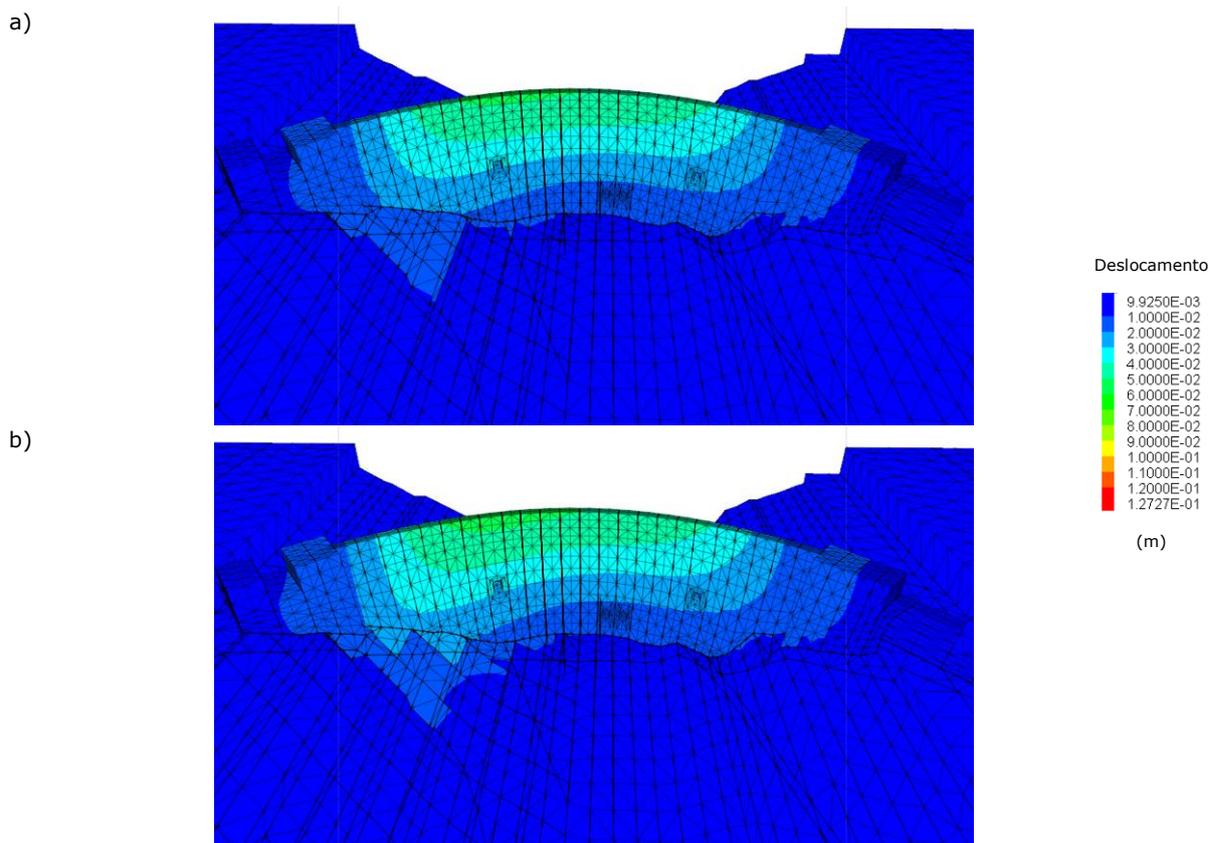


Figura 14 – Deslocamentos no Paramento de Jusante e na Zona do Maciço Imediatamente a Jusante da Barragem Para o Fator de Redução $f_r = 6,0$, Admitindo as Situações Hipotéticas de a) Não Existirem Pressões da Água nas Descontinuidades do Maciço Sob e a Jusante da Barragem (Referência) e de b) as Pressões da Água Nessas Zonas Corresponderem à Água à Cota do Terreno

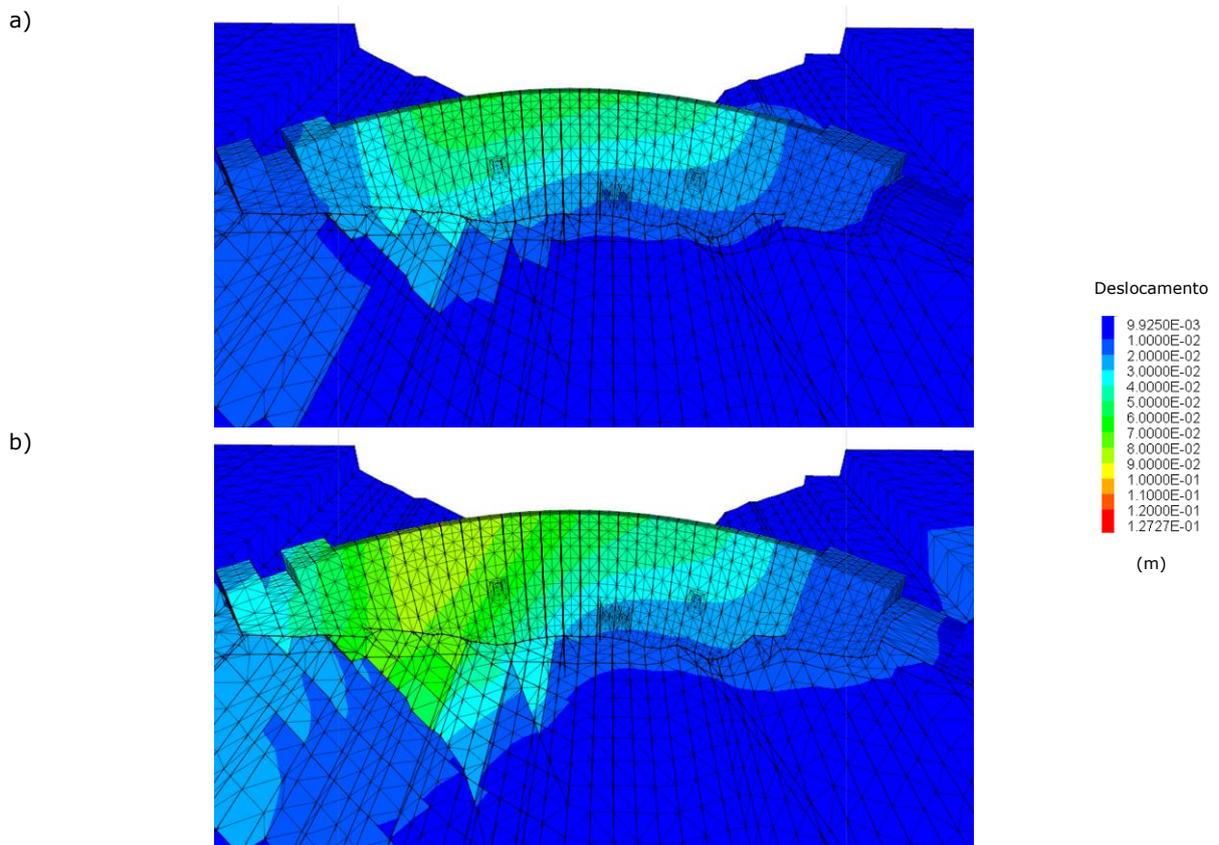


Figura 15 – Deslocamentos no Paramento de Jusante e na Zona do Maciço Imediatamente a Jusante da Barragem Para o Fator de Redução $fr = 6,0$, Admitindo as Pressões da Água Calculadas com o Modelo Hidráulico, com a Drenagem a) Operacional e b) Inoperacional

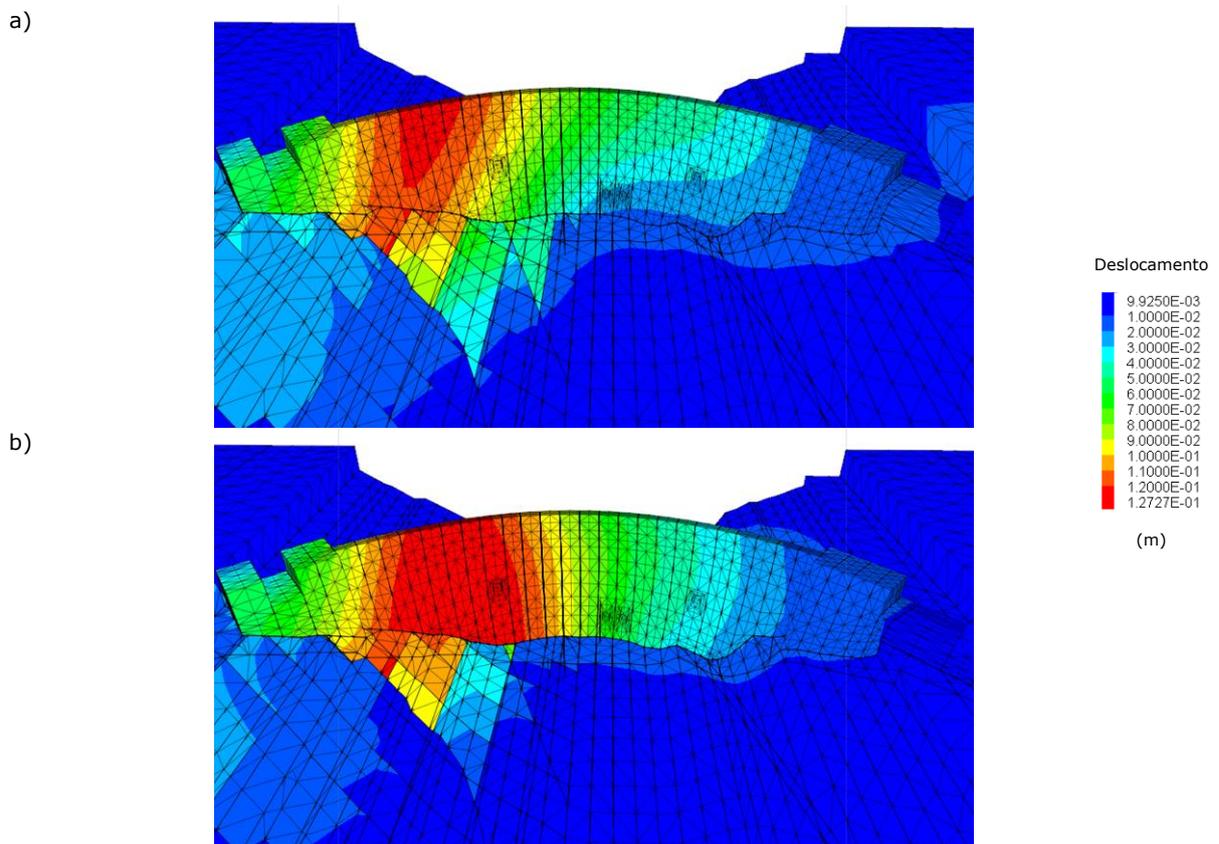


Figura 16 – Deslocamentos no Paramento de Jusante e na Zona do Maciço Imediatamente a Jusante da Barragem Para o Fator de Redução $fr = 6,0$, Admitindo Campos Simplificados de Pressões da água, com a Drenagem a) Operacional e b) Inoperacional

4.2.2 - Pressões da água e deslocamentos na cunha do maciço rochoso

As pressões da água na base da cunha do maciço analisada, nas seis situações consideradas, estão representadas na Figura 17. De salientar, como já foi referido, que estas pressões permanecem constantes durante o processo de minoração das propriedades resistentes das discontinuidades.

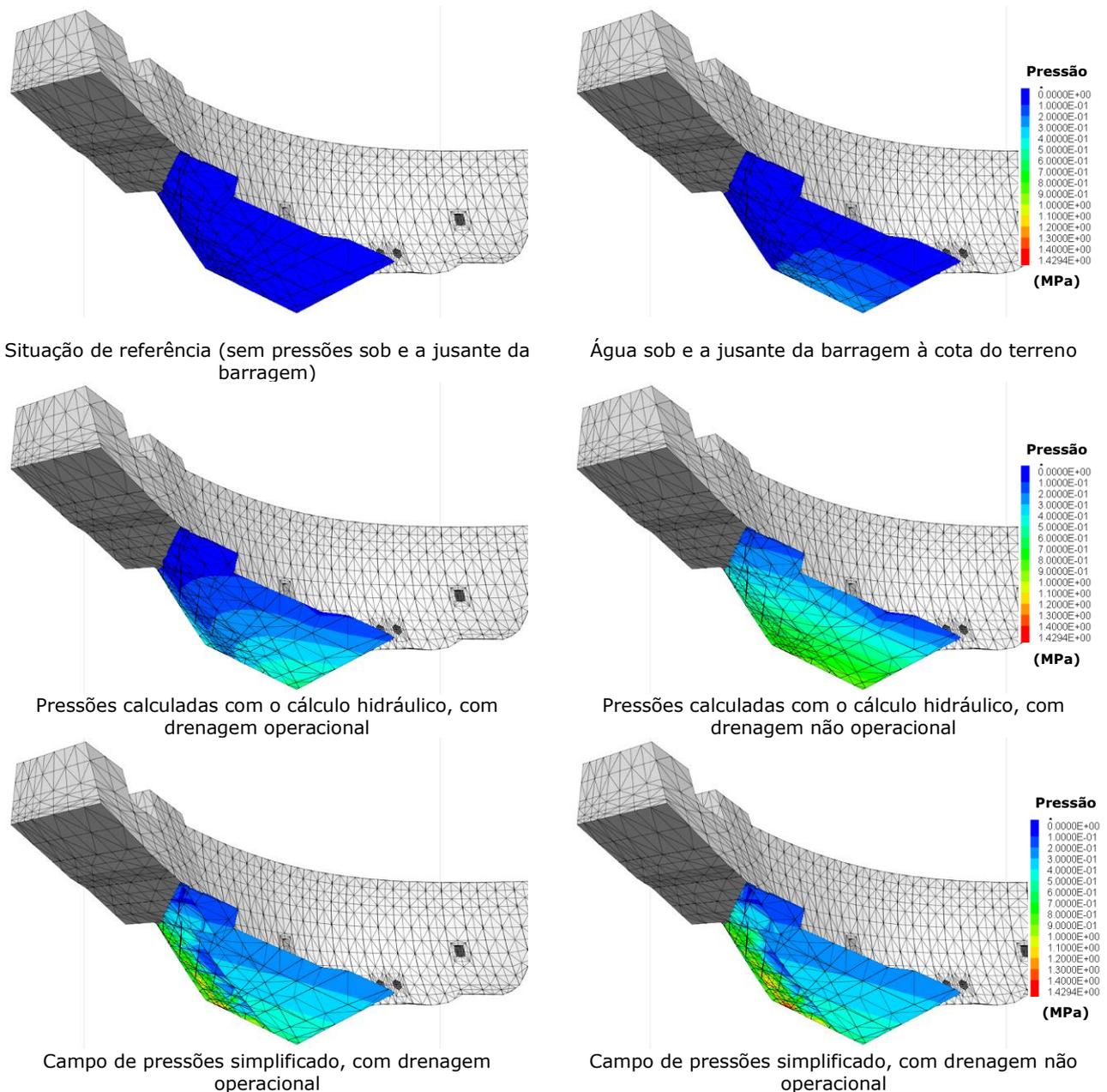
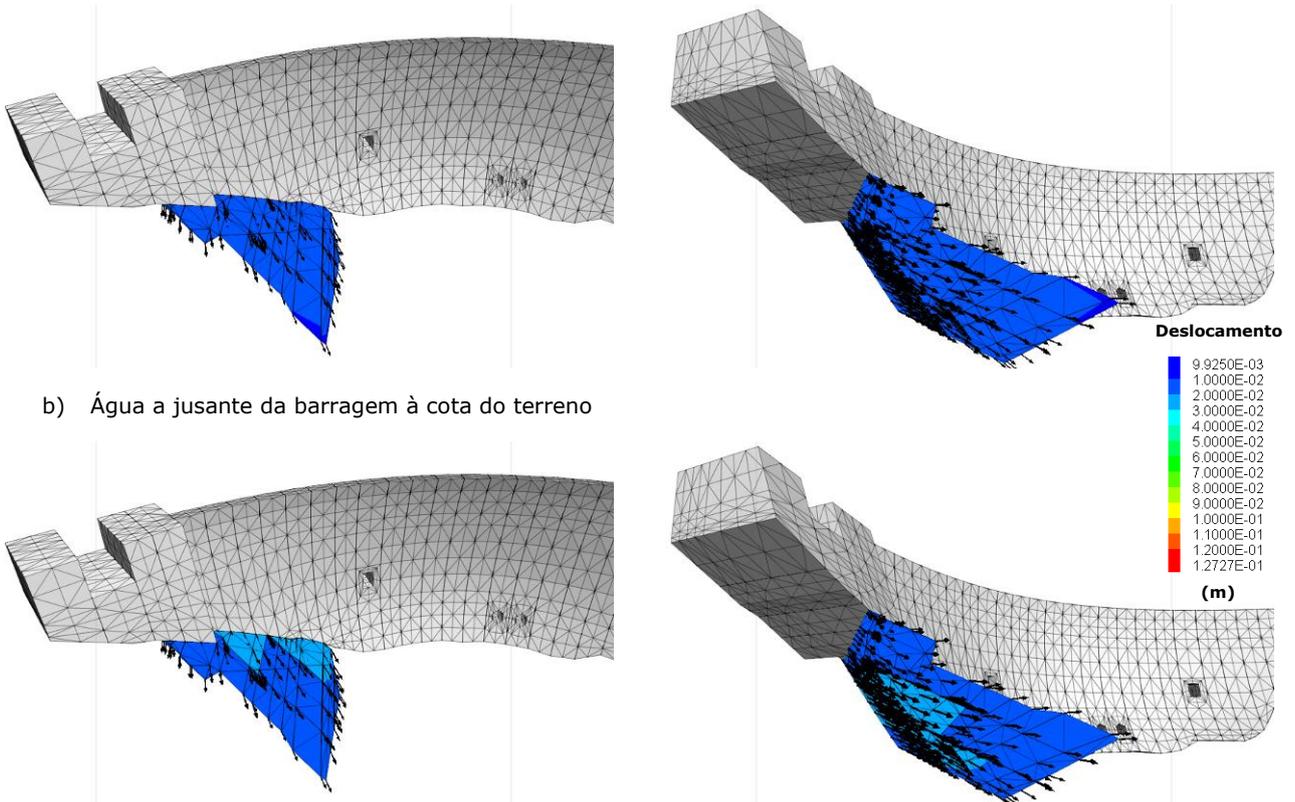


Figura 17 – Pressões da Água na Base da Cunha do Maciço Analisada, nas Diversas Situações

Nas Figuras 18 a 20 representam-se os deslocamentos na cunha do maciço, nas diferentes situações. Na mesma figura apresentam-se os vetores deslocamento. De referir que os deslocamentos se encontram todos à mesma escala, o que não acontece com os vetores deslocamento, com os quais se pretende apenas mostrar que os deslocamentos na cunha ocorrem na direção montante-jusante.

No Quadro 4 apresentam-se os deslocamentos máximos na cunha do maciço rochoso analisada, e o acréscimo de deslocamentos relativamente à situação de referência.

a) Situação de referência



b) Água a jusante da barragem à cota do terreno

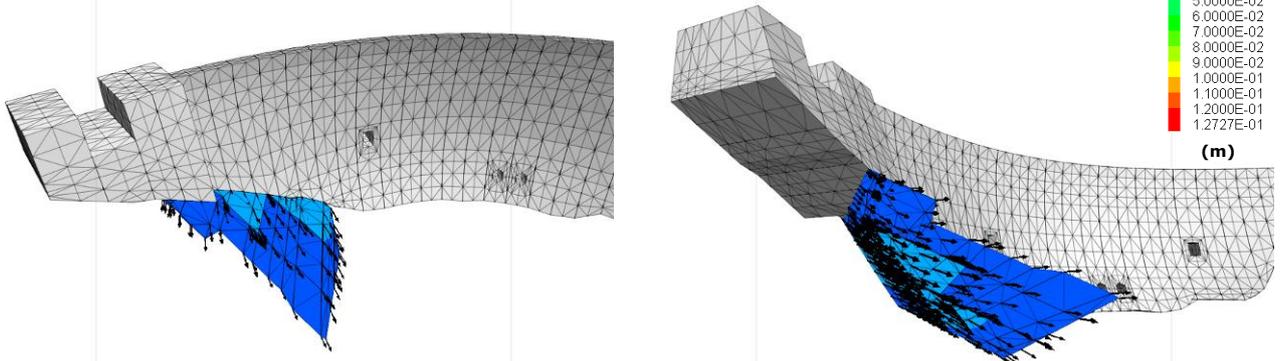
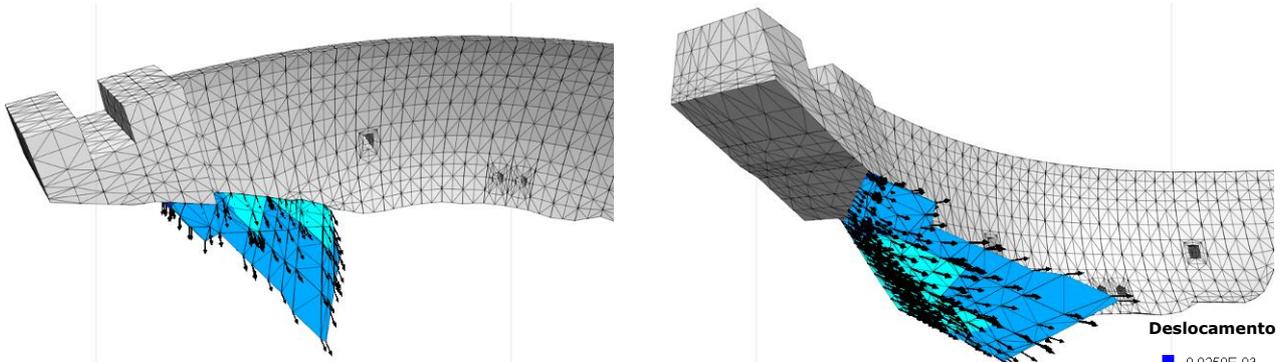


Figura 18 – Deslocamentos na Cunha do Maciço Analisada Para o Fator de Redução $fr = 6,0$, Admitindo as Situações Hipotéticas de a) Referência e de b) as Pressões da Água Sob e a Jusante da Barragem Corresponderem à Água à Cota do Terreno. Vistas por Cima e por Baixo

a) Drenagem operacional



b) Drenagem não operacional

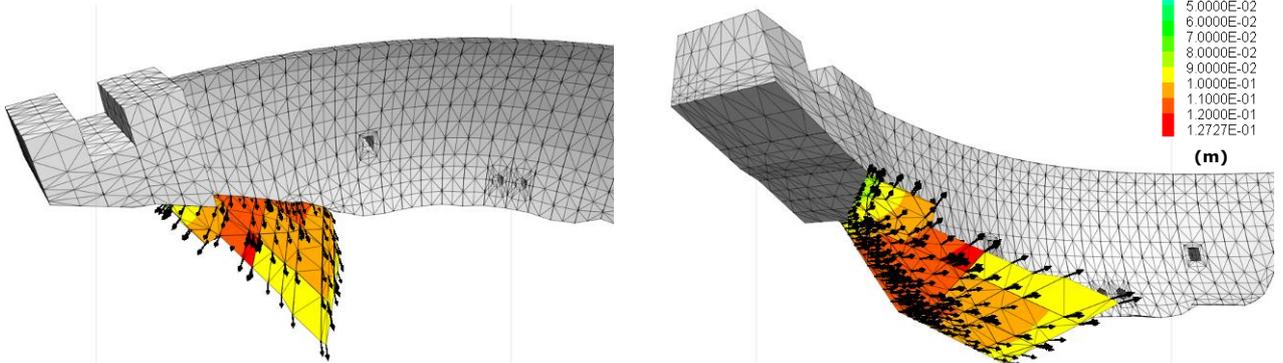
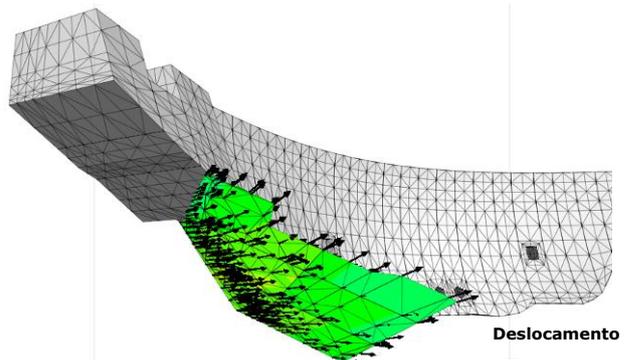
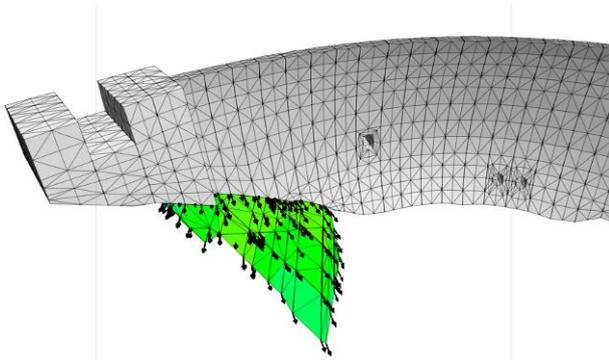


Figura 19 – Deslocamentos na Cunha do Maciço Analisada Para o Fator de Redução $fr = 6,0$, Admitindo as Pressões da Água Calculadas com o Modelo Hidráulico, com a Drenagem a) Operacional e b) Inoperacional. Vistas por Cima e por Baixo

a) Drenagem operacional



b) Drenagem não operacional

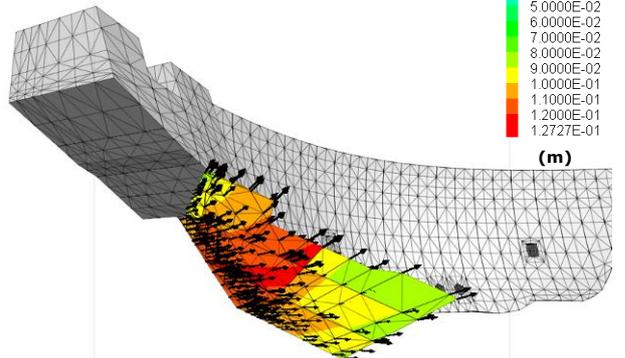
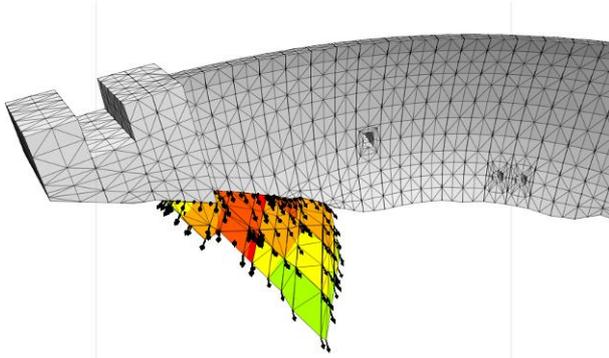


Figura 20 – Deslocamentos na Cunha do Maciço Analisada Para o Fator de Redução $fr = 6,0$, Admitindo Campos Simplificados de Pressões da Água, com a Drenagem a) Operacional e b) Inoperacional. Vistas por Cima e por Baixo

Quadro 4 – Deslocamento Máximo na Cunha do Maciço Rochoso e Acréscimo de Deslocamentos Relativamente à Situação de Referência

Situação analisada	Deslocamento máximo na cunha do maciço (m)	Acréscimo de deslocamento máximo na cunha do maciço
Referência	$2,1219 \times 10^{-2}$	-
Água a jusante à cota do terreno	$2,4730 \times 10^{-2}$	+ 16,5 %
Cálculo hidráulico, com drenagem	$3,6049 \times 10^{-2}$	+ 69,9 %
Cálculo hidráulico, sem drenagem	$1,2727 \times 10^{-1}$	+ 281,6 %
Campo de pressões simplificado, com drenagem	$8,0982 \times 10^{-2}$	+ 480,9 %
Campo de pressões simplificado, sem drenagem	$1,2327 \times 10^{-1}$	+ 499,8 %

A análise das figuras e dos valores apresentados no Quadro 4 mostra que a cunha do maciço rochoso é relativamente superficial, pelo que o acréscimo de deslocamentos quando se admite que a superfície freática sob e a jusante da barragem está à cota do terreno, relativamente à situação sem pressões, é relativamente pequeno (+16,5 %).

Quando se considera a drenagem operacional há uma diferença significativa entre o máximo deslocamento calculado admitindo as pressões do cálculo hidráulico e o obtido com o campo de pressões da água imposto. No primeiro caso, o deslocamento máximo é cerca de 70 % superior ao obtido na situação de referência, enquanto no segundo caso é cerca de 282 % superior.

Quando se considera a drenagem totalmente inoperacional, os maiores deslocamentos são obtidos com as pressões resultantes do cálculo hidráulico, que são cerca de 500 % superiores aos obtidos na situação de referência. Com o campo de pressões simplificado, os deslocamentos são cerca de 480 % superiores.

5 - CONCLUSÕES

O comportamento hidráulico e mecânico da fundação da barragem de Alqueva já tinha sido estudado recorrendo a um modelo tridimensional, devidamente calibrado com base nos resultados da observação, no qual se tinham representado a cortina de impermeabilização e a rede de drenagem, e em que tinham sido simuladas as superfícies de descontinuidade correspondentes à junta de fundação e às juntas de contração da abóboda (Farinha, 2010). O mesmo modelo foi utilizado para analisar a estabilidade da superfície de fundação (Farinha et al., 2011b). Nesse estudo, aplicaram-se as subpressões resultantes de cálculos hidráulicos, recorrendo ao conceito de meio contínuo equivalente, ou correspondentes a diagramas bi-lineares ou lineares, habitualmente consideradas no projeto de barragens. Os resultados foram coerentes com os obtidos por Pereira Gomes (2006), que desenvolveu um modelo físico da barragem e fundação de Alqueva para análise de ELU envolvendo o contacto barragem/fundação, devido a uma subida excepcional do nível da água na albufeira, e que preparou e interpretou os resultados dos ensaios com um modelo matemático e simulações numéricas realizadas com o 3DEC.

Num estudo anterior (Farinha et al., 2011b) foi feita a avaliação de ELU envolvendo o contacto fundação, desprezando a contribuição da coesão e da resistência à tração, tendo a tangente do ângulo de atrito sido dividida por um factor fr crescente até ao valor de 2,0. Avaliaram-se duas situações, na primeira das quais se considerou um funcionamento eficaz da drenagem. Nessa situação, a barragem ainda é estável para $fr = 2,0$, verificando-se, contudo, que há um aumento significativo dos deslocamentos para $fr = 1,9$, correspondendo, tomando o ângulo de atrito de 45° como valor de referência, a um ângulo de atrito de $27,8^\circ$. Na segunda situação, com o sistema de drenagem totalmente inoperacional, há um aumento significativo dos deslocamentos da barragem após $fr = 1,3$, correspondendo a um ângulo de atrito de $37,6^\circ$. Concluiu-se que os resultados obtidos considerando os campos de subpressões calculados e os usualmente usados no projeto de barragens podem ser significativamente diferentes.

Neste presente trabalho introduziram-se no modelo acima referido três das cinco principais famílias de descontinuidades do maciço, que são as que criam blocos mais desfavoráveis, e analisou-se a possibilidade de rotura associada a esses mecanismos. Para simplificar a análise, as famílias de descontinuidades foram apenas representadas na margem direita. Nas descontinuidades consideradas, sobretudo dada a sua orientação, mesmo para valores de cálculo da resistência muito reduzidos, não se verificou a instalação de ELU envolvendo tais descontinuidades.

Analisaram-se então os deslocamentos na barragem e numa cunha do maciço a jusante da obra, obtidos com diferentes campos de pressões da água, para uma situação correspondente à minoração das tangentes dos ângulos de atrito das diaclases do maciço até valores muito reduzidos. O estudo efetuado permitiu concluir que, tal como verificado por Farinha et al. (2011b), a diferença de deslocamentos obtidos considerando as pressões resultantes do cálculo hidráulico ou campos de pressões da água simplificados pode ser significativa.

O estudo que se apresenta mostrou que com os cálculos hidráulicos se obtêm campos de pressões realistas (tendo em conta os aprofundados estudos relativos ao comportamento hidráulico do maciço de fundação desta barragem), utilizando modelos que têm em consideração as cortinas de impermeabilização e de drenagem e as diferentes condições hidrológicas e geotécnicas na base de cada um dos blocos da barragem. A utilização destes modelos é particularmente importante em barragens com condições de fronteira hidráulicas complexas, como, por exemplo, em barragens com mais do que uma cortina de impermeabilização ou de drenagem, com galerias de drenagem no maciço na zona dos encontros, ou com estruturas adjacentes, como a central de pé-de-barragem do caso de Alqueva.

Outro possível desenvolvimento do trabalho apresentado, que pode ter importância em barragens abóbada com altura elevada, consiste na simulação da progressão da abertura da superfície de ligação da abóbada ao maciço rochoso, com a atualização das pressões da água aí instaladas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à EDIA, Empresa de Desenvolvimento e Infra-Estruturas do Alqueva, SA a autorização concedida para a publicação de elementos referentes à barragem de Alqueva.

REFERÊNCIAS

- EDP (1994). Aproveitamento do rio Guadiana. Escalão de Alqueva. Revisão do projecto de Março de 1988. EDP, Porto, Portugal.
- EDP (2003). Aproveitamento hidroeléctrico do empreendimento de fins múltiplos de Alqueva. Escalão de Alqueva. Planta geológica-geotécnica da fundação. Nota Técnica. EDP, Porto, Portugal.

- European Club of ICOLD (2004). Sliding safety of existing gravity dams – Final report. Report of the European Working Group.
- Farinha, M.L.B. (2010). *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*. Tese de Doutoramento. IST, Lisboa.
- Farinha, M.L.B., Lemos, J.V. e Maranha das Neves, E. (2011a). Numerical modelling of borehole water-inflow tests in the foundation of the Alqueva arch dam. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 48 Issue 1, pp. 72-88.
- Farinha, M.L.B., Lemos, J.V. e Maranha das Neves, E. (2011b). Analysis of foundation sliding of an arch dam considering the hydromechanical behaviour. *Proceedings of International Symposium on Modern Technologies and Long-term Behavior of Dams*. Zhengzhou, China, 27-30 setembro. China WaterPower Press pp. 117-123.
- Itasca (2006). 3DEC – 3 Dimensional Distinct Element Code. Version 4.2. User´s manual. Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Lemos, J. V. (1999). Modelling and failure analysis in rock engineering. Programa de Investigação. LNEC, Lisboa.
- Lemos, J. V. e Antunes, N. (2011). Modelling of arch dam foundation failure scenarios – case studies of Baixo Sabor and Alto Ceira dams. *Proceedings of 6th International Conference on Dam Engineering*. Lisboa, Portugal, 15-17 fevereiro, LNEC.
- Liberal, O., Miranda, P., Monteiro, P., Paixão, J. , Lima, C. e Moreira, A.P. (2002). Tratamento de uma zona de falha de grande possança na margem esquerda da barragem de Alqueva. *Proceedings of XII Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica*. S. Paulo, Brasil.
- LNEC (1973). Estudo das fundações da barragem de Alqueva. Relatório. Volumes I, II e III. LNEC, Lisboa.
- LNEC (1984). Estudo das características de deslizamento de diaclases do maciço de fundação da barragem de Alqueva. Relatório 272/84 - NFR. LNEC, Lisboa.
- Muralha, J., Leitão, N.S. e Castro, A.T. (2003). Tratamento de uma zona de falha de grande possança na margem esquerda da barragem de Alqueva. *Proceedings of 1as Jornadas Hispano-Lusas Sobre Obras Subterrâneas*. Madrid, Espanha, 15-16 setembro, pp. 507-516.
- Neiva, J.M.C., Matos, D.S., Lima, C. e Ferreira, F. (1997). Geologia e geotecnia do local da barragem do Alqueva no rio Guadiana. *Proceedings of 6º Congresso Nacional de Geotecnia*. IST, Lisboa, 15 a 18 setembro. Vol.2/3, pp. 615-626.
- Pereira Gomes, J. (2006). Análise experimental de cenários de rotura em fundações de barragens de betão. Ensaios estáticos e dinâmicos. Tese de Doutoramento. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- RSB (2007). Regulamento de Segurança de Barragens e correspondentes portarias: I - Normas de projecto de barragens; II - Normas de observação e de inspecção de barragens. Decreto-Lei 344/2007 de 15 de Outubro, Portaria 846/1993 de 10 de setembro e Portaria 847/1993 de 10 de setembro. Diário da República, Lisboa.