

MODELAÇÃO NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DA ROTURA PELA FUNDAÇÃO DE BARRAGENS DE BETÃO PARA AÇÕES ESTÁTICAS E DINÂMICAS

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL MODEL OF THE FOUNDATION FAILURE OF CONCRETE DAMS DUE TO STATIC AND DYNAMIC ACTIONS

Jorge Gomes, José Vieira de Lemos

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal

jgomes@lnec.pt, vlemos@lnec.pt

RESUMO

O dimensionamento de barragens, de acordo com a regulamentação portuguesa, engloba a verificação da segurança da obra para diversos cenários de rotura. Nesta comunicação, apresenta-se um exemplo de aplicação conjunta de métodos experimentais e numéricos para: i) determinação do coeficiente de segurança de uma barragem abóbada num cenário de rotura por deslizamento de parte do maciço de fundação para ações estáticas, ii) o estudo do comportamento dinâmico até à rotura uma barragem de gravidade por deslizamento ao longo da fundação. Os resultados experimentais foram comparados com os obtidos a partir de modelações matemáticas devidamente calibradas.

Palavras-chave: Barragens de betão, Rotura pela fundação, Modelos físicos, Modelos numéricos.

ABSTRACT

The design of dams, according to the Portuguese regulations, includes the verification of the safety for several failure scenarios. In this paper, we present an example of combined application of experimental and numerical methods: i) determining the safety factor of an arch dam for a rupture scenario of sliding along the foundation for static actions, ii) study the dynamic behaviour of gravity dam for the rupture scenario of sliding along the foundation. The experimental results were compared with those obtained from mathematical calibrated models.

Keywords: Concrete dams, Foundation rupture, Experimental models, Numerical models.

1. INTRODUÇÃO

No âmbito do controlo de segurança de barragens de betão (entenda-se por barragem o conjunto barragem-fundação-albufeira) existe uma grande multidisciplinaridade de áreas em que é preciso intervir, podendo dividir-se em três grandes áreas: segurança estrutural, segurança hidráulica e operacional e segurança ambiental. Em regra, para cada uma destas áreas a

avaliação da segurança pode ser efetuada considerando dois tipos de cenários, correspondendo a exigências distintas. Assim, no caso da segurança estrutural, poderão ser considerados cenários correntes, que pretendem representar as condições de funcionamento normal das estruturas, e cenários de rotura que correspondem a condições excecionais de funcionamento. A avaliação das barragens para cenários de rotura, deverá englobar a conjugação de condições excecionais que sejam plausíveis, como por

exemplo, a majoração das ações normais, a diminuição das características mecânicas do material da barragem e ou do maciço de fundação, etc.

O estudo de cenários de rotura em barragens de betão é hoje possível utilizando modelos matemáticos bastante elaborados: modelos tridimensionais utilizando formulações de dano para representar o comportamento não-linear dos materiais. No entanto, não existe muita experiência de comparação destes resultados com situações reais (é pequeno o número de acidentes ocorrido e, mesmo nestes, o volume de informação é reduzido). Subsistem, assim, dúvidas sobre os resultados e conclusões decorrentes da análise de modelos matemáticos que só podem ser ultrapassadas recorrendo a métodos experimentais, quer analisando os mesmos modelos e cenários de rotura, quer utilizando os modelos reduzidos como protótipos (restará, então, o efeito de escala).

O recurso aos resultados de métodos experimentais tem permitido a validação do estudo de cenários de rotura condicionados pela rotura do betão das barragens, o LNEC tem uma tradição na realização deste tipo de ensaios muito antiga, bastante anterior à capacidade dos modelos matemáticos para a realização do mesmo tipo de estudos (Rocha et al, 1974). No entanto, as situações de acidente que têm ocorrido até hoje em barragens de betão têm sido, em geral, condicionadas pelo comportamento da fundação e, designadamente, por deslizamentos ao longo de superfícies de descontinuidade existentes no maciço rochoso de fundação. Assim, a utilização de métodos experimentais para validar os modelos matemáticos utilizados no estudo de cenários de rotura envolvendo a fundação é de extrema importância e uma prioridade (Pina & Costa, 1993, Song et al, 2016).

Com base nos pressupostos apresentados foram realizados dois estudos experimentais com o objetivo de fornecer dados para a validação dos modelos numéricos desenvolvidos. Um primeiro diz respeito ao estudo de cenários de rotura pela fundação de uma barragem abóbada para ações estáticas (subida excepcional do nível da albufeira) (Gomes, 2006). O segundo relativo ao estudo até à rotura em mesa sísmica de uma barragem gravidade fundada num maciço diaclasado (Gomes, 2006).

Em relação ao estudo para ações estáticas foi construído um modelo físico geomecânico da barragem de Alqueva (abóbada de dupla curvatura), representando com a precisão possível a geometria das diaclases da fundação, bem como as características mecânicas de todo o conjunto (barragem e fundação), e aplicando sobre o modelo a ação da pressão hidrostática. Numa primeira fase ensaiou-se o modelo para níveis baixos da cota da água, procedendo-se em seguida à simulação do galgamento da barragem. Para a preparação e posterior interpretação dos resultados dos ensaios foi elaborado um modelo matemático, com uma discretização mista em elementos discretos (no maciço de fundação) e elementos finitos (no corpo da barragem).

Para o cenário de ações dinâmicas, o ensaio incidiu sobre um modelo plano de argamassa de uma barragem gravidade, representando algumas famílias de diaclases no maciço de fundação com características mecânicas bem definidas, e aplicando sobre o modelo a ação da pressão hidrostática e da sub-pressão em algumas descontinuidades (consideradas de maior risco). O modelo foi ensaiado até à rotura numa mesa sísmica uniaxial. Para a preparação e posterior interpretação dos resultados dos ensaios a realizar foi elaborado um modelo matemático, com uma discretização em elementos discretos.

As simulações numéricas para os dois estudos foram realizadas com o programa 3DEC (ITASCA, 1998).

2 ESTUDO DA BARRAGEM ABÓBADA

2.1 Características da barragem e fundação

A barragem de Alqueva (Fig 1), situada no rio Guadiana, é constituída por uma abóbada de dupla curvatura, com encontros artificiais em betão nas duas margens. As suas principais características são as seguintes (Fig 2):

- Cota do coroamento	154 m
- Desenvolvimento no coroamento (incluindo os encontros)	458 m
- Altura máxima acima da fundação	96 m
- Espessura mínima no coroamento	7 m
- Espessura máxima na inserção na fundação	33 m



Fig 1 - Vista do paramento de jusante da barragem de Alqueva

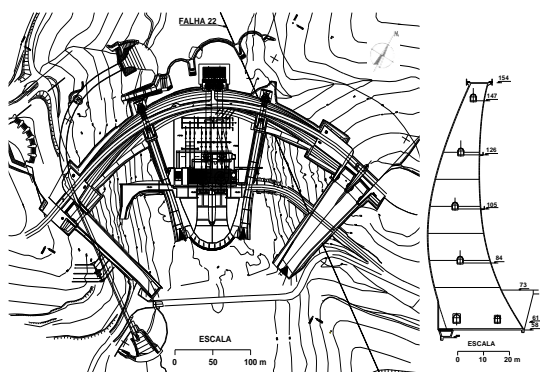


Fig 2 - Planta e consola central da barragem de Alqueva

No local de construção da barragem o vale é largo, muito encaixado, de margens abruptas e fundo chato. O maciço em geral é de boa qualidade especialmente na margem direita e no fundo do vale. Na margem esquerda dominam os filádios com duas intercalações cartografáveis de xistos verdes, e na margem direita e fundo do vale, predominam os xistos verdes com intercalações de filádios (Neiva e al, 1987).

O diaclasamento é muito pronunciado nos filádios e menos nos xistos verdes. São numerosas as famílias de diaclases mas as dominantes são $N40^{\circ}-60^{\circ}W$, $12^{\circ}-45^{\circ}NE$, paralelas à xistosidade. Com apreciável ocorrência foram catalogadas as seguintes famílias $N25^{\circ}-55^{\circ}E$, $70^{\circ}-90^{\circ}SE$; $N65^{\circ}-90^{\circ}W$, $15^{\circ}-45^{\circ}NE$; $N23^{\circ}E - N20^{\circ}W$, $60^{\circ}-90^{\circ}E$; e $N60^{\circ}-90^{\circ}W$, $55^{\circ}NNE-90^{\circ}-75^{\circ}SSW$.

Para além da xistosidade e diaclasamento do maciço de fundação existem algumas famílias de falhas, a maioria com atitudes similares às famílias das diaclases das rochas sendo a margem esquerda recortada por um maior número de falhas que a margem direita e fundo do vale. As duas famílias mais numerosas são: $N40^{\circ}-65^{\circ}W$, $15^{\circ}-60^{\circ}NE$, caixas de 0,02 m a 2,40 m e

$N75^{\circ}W-S75^{\circ}W$, $65^{\circ}N-90^{\circ}-55^{\circ}S$, caixas de 0,02 m a 1,80 m.

As caixas das falhas estão preenchidas por milonite argilosa em que nos minerais da argila aparece a ilite, montmorillonite (expansiva), clorite e atapulgite.

De todas as famílias de falhas existentes no maciço rochoso a mais importante é a chamada falha 22 que apresenta uma possança considerável, aumentando em profundidade. Esta falha é sensivelmente paralela à xistosidade e é caracterizada pelos seguintes valores: $N63^{\circ}W$, $29^{\circ}-40^{\circ}NE$, com uma caixa de 0,80 m a 6,40 m.

Foram realizadas diversas campanhas de ensaios de caracterização do maciço de fundação, que englobaram essencialmente a determinação da deformabilidade das rochas e a identificação dos parâmetros caracterizadores das principais diaclases e xistosidade.

O maciço de fundação constituído por xistos verdes apresenta um módulo de deformabilidade de 60 a 100 GPa, enquanto que para os filádios obtiveram-se valores entre 6 a 20 GPa.

A caracterização das diaclases foi obtida através de ensaios de deslizamentos executados em tarolos extraídos do maciço de fundação durante as sondagens. Para diaclases segundo a xistosidade do filádio e do xisto verde obtiveram-se valores de coesão de 100 a 110 kPa e ângulos de atrito de interno de 22° a 24° . Para outras diaclases, no filádio a coesão é em média de 130 kPa e o ângulo de atrito interno varia entre 29° e 36° , enquanto que no xisto verde estes valores são respetivamente de 170 a 180 kPa e 38° a 43° .

Em resumo o estudo do conjunto barragem-fundação para cenários de rotura pela fundação apresenta uma importância acentuada neste caso tendo em conta os aspetos relativos ao maciço de fundação, dos quais se destacam: a acentuada diferença de deformabilidade e de propriedades mecânicas existentes entre o maciço da margem esquerda, por um lado, e o maciço da margem direita e fundo do vale, por outro; a atitude desfavorável evidenciada por algumas famílias de diaclases da margem direita; o acentuado diaclasamento e a presença de um maior número de falhas geológicas no maciço da margem esquerda; e a presença da falha 22

na margem esquerda que apresenta uma espessura muito significativa.

2.2 Modelo físico

Com o objetivo de avaliar a segurança da barragem de Alqueva para cenários de rotura por deslizamento da fundação, foi construído um modelo físico geomecânico, utilizando as técnicas já desenvolvidas no LNEC para estudos semelhantes (Azevedo et al, 1988). O modelo foi executado à escala 1/250, representando a barragem e o maciço de fundação, e neste, procurou-se representar os acidentes geológicos mais significativos e desfavoráveis para a segurança global da obra. Assim, foram representadas: a xistosidade do maciço rochoso, a falha 22 e as famílias de diaclases que poderiam provocar o deslizamento de blocos da fundação com dimensão para afetar a segurança da barragem. Esta representação foi realizada, no modelo físico, através de paralelepípedos. Foram adotados blocos com cerca de 0,10 m de aresta, representando um afastamento entre as diaclases de 25 m, o que corresponde à representação do maciço de fundação por cerca de 900 blocos. Devido à necessidade de representação correta no modelo do gradiente do peso próprio, foi escolhido uma mistura de material composto por areia de ilmenite, zarcão, gesso e água. A mistura adotada correspondeu a um material com uma densidade de cerca de 2,8.

Neste tipo de ensaio, para além do rigor imposto na representação geométrica das superfícies de descontinuidade do maciço de fundação, implicando a correta simulação dos acidentes geológicos mais importantes, é necessário reproduzir adequadamente as características mecânicas das diaclases no modelo, em particular as suas características resistentes. Relembrando que, na barragem de Alqueva, existe um acidente geológico importante designado por falha 22 que possui características bastante distintas das restantes diaclases, procurou-se arranjar uma solução para diferenciar adequadamente as características da falha 22 relativamente às restantes, que foram simuladas pelas superfícies dos blocos sem tratamento. Das diversas hipóteses testadas optou-se, tendo em conta a sua exequibilidade, pela representação da falha 22 inferiormente através de uma placa

de “teflon” e superiormente por uma rede plástica com uma malha quadrada de aproximadamente 10 mm de lado (Fig 3).

O modelo foi submetido a dois ensaios (Fig 4), que se designam por ensaios A e B, tendo sido atingido em ambos a cota máxima de 490 m (336 m acima do coroamento). No final do ensaio A o modelo foi descarregado, verificando-se deslocamentos irreversíveis e fissuras na inserção da barragem na fundação, sendo posteriormente carregado durante o ensaio B.

2.3 Modelo numérico

O método dos elementos discretos tem larga utilização em problemas de Mecânica das Rochas uma vez que permite uma fácil representação da natureza essencialmente descontínua dos maciços rochosos. Este método é extremamente potente e robusto na análise de meios em que a resposta global depende essencialmente do comportamento das juntas, zonas localizadas de menor resistência e maior deformabilidade, e em que os mecanismos de rotura podem estar associados a grandes deslocamentos, dado que permite acompanhar o processo de rotura alterando a geometria em cada passo (Lemos, 1999 e Lemos, 2013).

O modelo numérico desenvolvido foi composto por 98 elementos finitos isoparamétricos do 2º grau, com 20 pontos nodais, na barragem, e 4899 blocos de fundação discretizados com elementos tetraédricos na fundação (Fig 5).

Foi desenvolvida uma modelação numérica do modelo físico ensaiado, por forma, a validar os resultados experimentais e opções numéricas adotadas. Esta metodologia, per-

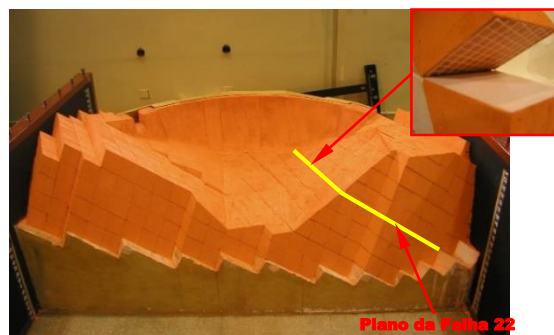


Fig 3 - Vista de jusante do modelo geomecânico da barragem de Alqueva com pormenor da simulação da falha 22

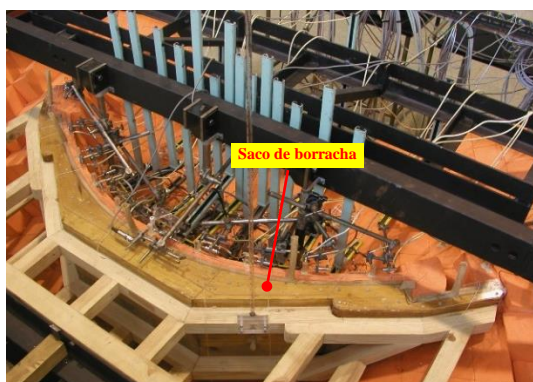


Fig 4.- Pormenor do saco de borracha e da parede de reação para aplicação da pressão hidrostática

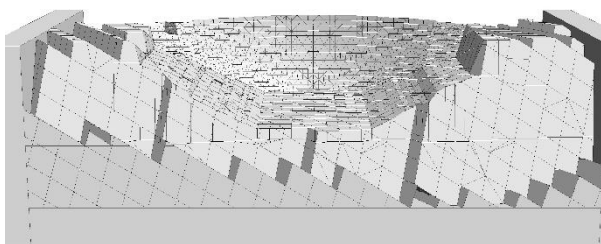


Fig 5 - Vista de jusante do modelo de elementos discretos

mite controlar com maior fiabilidade as características geométricas e mecânicas a utilizar no modelo numérico, permitindo a sua validação mais eficaz. Assim, considerou-se na barragem, um comportamento elástico - perfeitamente plástico limitado pelo critério de Mohr-Colomb, para tensões de compressão, e pelo critério de Rankine, para a tração.

Os parâmetros que se utilizaram para caracterizar este comportamento, definidos com base nos resultados dos ensaios para determinação das grandezas mecânicas do material do modelo, foram os seguintes:

- Módulo de elasticidade 500 MPa
- Coeficiente de Poisson 0,2
- Coesão 0,58 MPa
- Resistência à compressão 1,7 MPa
- Resistência à tração 0,4 MPa
- Ângulo de atrito 21,1°
- Ângulo de dilatância 0°

Os blocos da fundação foram considerados elásticos, com as seguintes propriedades:

- Módulo de elasticidade 500 MPa
- Coeficiente de Poisson 0,20

Para todas as descontinuidades, foi utilizado

um modelo constitutivo de Mohr-Colomb, com dilatância nula, e os seguintes valores:

Dialcases:

- Ângulo de atrito 35°
- Rigidez normal 10 GPa/m
- Rigidez tangencial 0,5 GPa/m
- Coesão e resistência à tração nulas

Falha 22:

- Ângulo de atrito 10°
- Rigidez normal 3 GPa/m
- Rigidez tangencial 0,5 GPa/m
- Coesão e resistência à tração nulas

Superfície de fundação:

Modelo A

- Ângulo de atrito 45°
- Coesão e resistência à tração 10000 GPa

Modelo B

- Ângulo de atrito 45°
- Coesão 0,4 MPa
- Resistência à tração 0,1 MPa

2.4 Comparação de resultados

Este tipo de ensaios tem por objetivo determinar o comportamento das barragens até à rotura, situação em que ocorrem grandes deslocamentos. Desta forma, são pouco precisos para situações de cargas baixas e pequenos deslocamentos. Assim, optou-se por comparar os resultados dos dois métodos para cotas elevadas, pelo que se apresenta na Fig 6, os deslocamentos do coroamento obtidos segundo um plano horizontal para os níveis de água à cota 200 e 300 m, 46 m e 146 m acima do coroamento, respetivamente, para o ensaio A.

Na construção do modelo físico a barragem foi betonada sobre a fundação, o que implicou a necessidade da existência de uma junta de betonagem na inserção. A superfície inferior da inserção foi devidamente tratada de forma a garantir continuidade estrutural entre a barragem e a fundação. No entanto, com a realização dos diferentes ensaios essa continuidade foi posta em causa, especialmente quando se comparou os resultados dos dois ensaios efetuados. As diferenças observadas entre os dois ensaios foram aparentemente causadas pelo comportamento da inserção, no entanto, é extremamente difícil

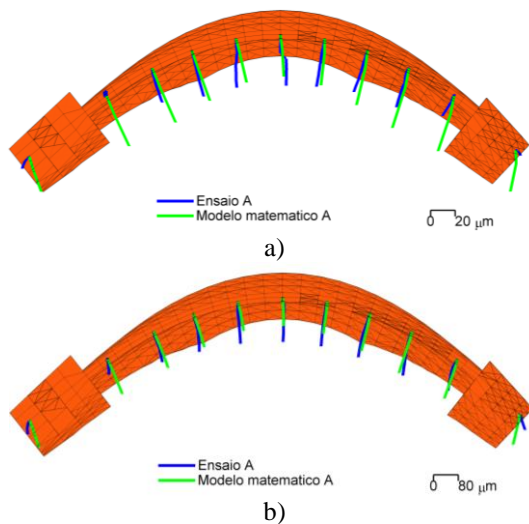


Fig 6 - Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal, obtidos no ensaio A e no modelo matematico respetivo, para um nível de água à cota: a) 200 m e b) 300 m

concluir em que zonas da inserção é que ocorreram as possíveis roturas. Estas roturas podem ter sido originadas por heterogeneidades existentes ao longo da superfície de inserção, implicando um comportamento variável ao longo desta descontinuidade.

Na Fig 7, apresentam-se os deslocamentos do coroamento obtidos segundo um plano horizontal para os níveis de água à cota 200 e 300 m, para o ensaio B.

2.5 Considerações finais

Com base nas comparações verifica-se que os dois métodos de análise utilizados neste trabalho para avaliar a segurança de uma barragem abóbada para um cenário de deslizamento ao longo da fundação devido ao aumento da ação da pressão hidrostática, conduzem a valores semelhantes dos deslocamentos no coroamento da abóbada.

Apesar de não ter sido possível provocar o colapso do modelo físico (só foi possível nas condições do ensaio aplicar uma pressão hidrostática correspondente a uma onda com cerca de 3,5 vezes a altura da barragem), com o modelo matematico calibrado apresentou-se um cenário de rotura da barragem por deslizamento da fundação: onda de cerca de 2,5 vezes a altura da barragem, com um ângulo de atrito baixo (20°) numa família de diaclases e com resistência à tração no corpo da barragem semelhante à do betão.

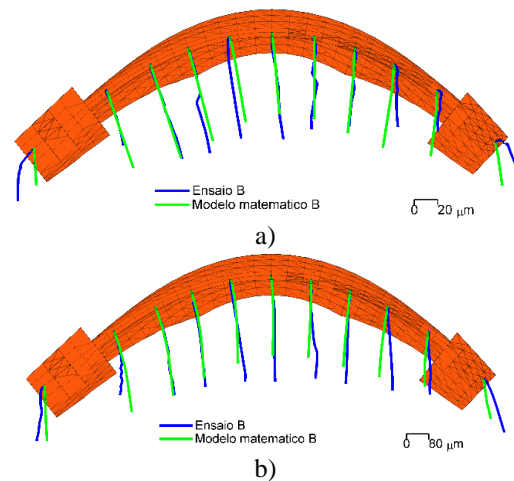


Fig 7 - Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal, obtidos no ensaio B e no modelo matematico respetivo, para um nível de água à cota: a) 200 m e b) 300 m

3 ESTUDO DA BARRAGEM GRAVIDADE

3.1 Características do modelo físico

O modelo ensaiado, foi construído em argamassa de cimento, com dimensões globais de 2,40 m de comprimento, 2,20 m de altura, uma espessura na fundação rígida de 0,50 m e na restante zona de 0,40 m. Este modelo é composto por uma zona inferior que constitui a fundação rígida continua, por 4 blocos com a forma das duas famílias de descontinuidades que se pretendiam reproduzir na fundação e o bloco da barragem com 1,50 m de altura (Fig 8).

O bloco da fundação rígida (bloco 6) foi construído em betão. Na Fig 9 indica-se a definição e numeração dos 6 blocos que constituem o modelo e as duas famílias de diaclases representadas no maciço.

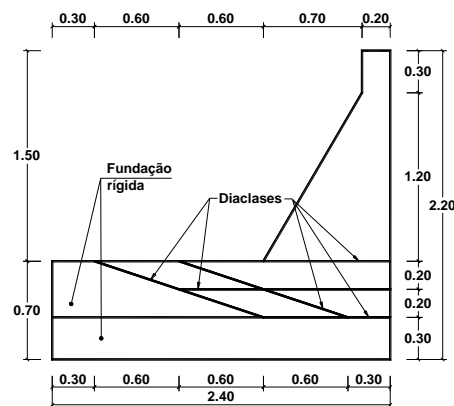


Fig 8 - Definição do modelo plano de um perfil gravidade (dimensões em metros)

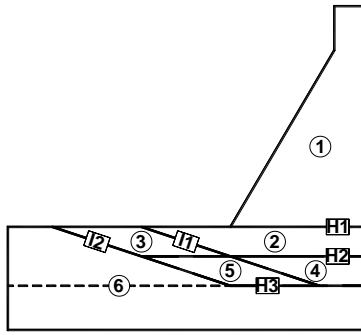


Fig 9 - Definição dos blocos e famílias de diaclases do modelo

Foram consideradas as ações estáticas devidas ao peso próprio, pressão hidrostática, sub-pressão numa diaclase horizontal e ação dinâmica materializada por senoide de 5Hz e 10 Hz de aceleração crescente até à rotura (Fig 10). A aplicação das ações estáticas ao modelo, pressão hidrostática e sub-pressão, foi efectuada recorrendo a um sistema de ar sob pressão. A aplicação da pressão hidrostática foi simulada através da introdução de duas forças concentradas, materializadas por macacos pneumáticos, para reprodução de um diagrama triangular de pressão de água, com o nível à cota do coroamento.

Na Fig 11 apresenta-se uma vista geral do modelo colocado sobre a plataforma sísmica.

O objetivo dos ensaios era determinar o comportamento do modelo para cenários de deslizamento ao longo das discontinuidades da fundação, devido à imposição de uma ação dinâmica na base. Assim, foram construídos dois modelos (Fig 12):

- M1: que corresponde à possibilidade de deslizamento ao longo da superfície de inserção (diaclase H1);

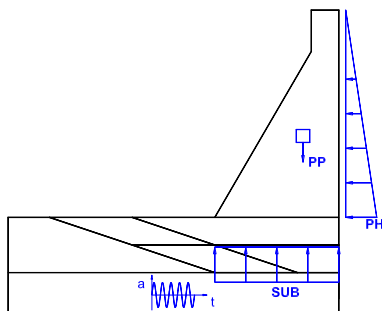


Fig 10 - Ações consideradas no ensaio: PP – peso próprio, PH – pressão hidrostática, SUB – subpressão na diaclase horizontal, a – senoide de aceleração aplicada na fundação



Fig 11 - Vista geral do modelo com a aparelhagem de medida instalada

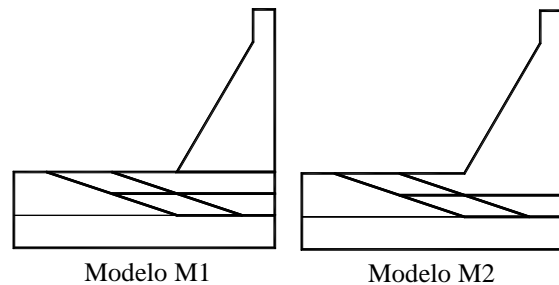


Fig 12 - Definição dos modelos M1 e M2 ensaiados com representação das famílias de diaclases

- M2: eliminação da diaclase H1 correspondente à superfície de inserção.

Para cada combinação de ações estáticas (peso próprio, pressão hidrostática e sub-pressão), começou por se aplicar senoídes (com uma frequência de 10 Hz ou 5 Hz) com amplitudes baixas, aumentando-se gradualmente ao longo do ensaio o seu valor até haver colapso do modelo, determinando-se o valor da amplitude que provoca a rotura, bem como a posição final do modelo.

3.2 Modelo numérico

Foi desenvolvido um modelo numérico (Fig 13) constituído por 6 blocos deformáveis e duas famílias de diaclases correspondentes à geometria do modelo (Fig 9).

As propriedades mecânicas do material foram consideradas, tal como se referiu, iguais às do modelo físico, tendo sido admitido um comportamento elástico linear com os seguintes parâmetros, estimados a partir

dos resultados dos ensaios dos materiais utilizados.

Fundação contínua (bloco 6):

- Peso específico 20,0 kN/m³
- Módulo de elasticidade 15,0 GPa
- Coeficiente de Poisson 0,2

Fundação diaclasada e barragem (blocos 1 a 5):

- Peso específico 17,0 kN/m³
- Módulo de elasticidade 4,8 GPa
- Coeficiente de Poisson 0,2

Todas as discontinuidades da fundação foram consideradas com dilatância nula, tendo sido adotado um modelo constitutivo de Mohr-Colomb. As propriedades admitidas para as juntas tiveram por base os resultados experimentais obtidos, para a rigidez normal e tangencial, tendo sido adotados os seguintes valores:

- Rigidez normal 10 GPa/m
- Rigidez tangencial 4 GPa/m

No que diz respeito ao ângulo de atrito das superfícies foi admitido que poderia haver variação entre os diferentes ensaios realizados. Esta variação é perfeitamente aceitável, uma vez que se trata de uma série de ensaios de deslizamento efetuados sobre o mesmo modelo.

As ações foram aplicadas ao modelo numérico procurando representar as forças aplicadas no ensaio, assim:

- Pressão hidrostática - aplicação de duas forças concentradas no paramento de montante.
- Sub-pressão – aplicação de uma força uniforme na superfície superior da junta.
- Ação dinâmica - com base nos valores de deslocamentos reais da mesa sísmica de-

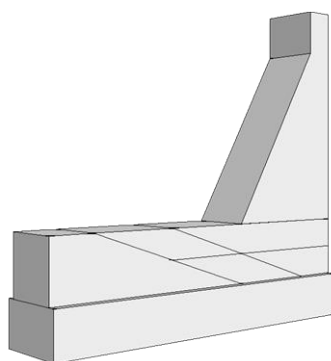


Fig 13 - Modelo de elementos discretos do perfil gravidade

pois de devidamente tratados, foi calculada numericamente a história de velocidades a aplicar ao modelo numérico de forma a reproduzir os movimentos reais da mesa.

3.3 Comparação de resultados

Foram efetuadas as simulações numéricas relativas aos dois modelos e aos diferentes cenários de carregamento considerados. As comparações foram efetuadas em termos de deslocamentos dos pontos do modelo (Fig 14) e também em acelerações (Fig 15), verificando uma excelente concordância entre os dois métodos.

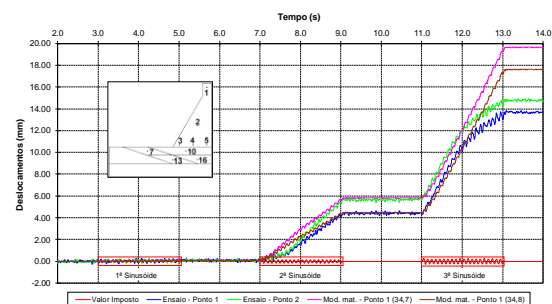


Fig 14 - Comparação dos deslocamentos horizontais do ensaio M1-10-PH com os valores obtidos numericamente para duas situações de ângulo de atrito das diáclases ($\phi=34,7^\circ$ e $\phi=34,8^\circ$)

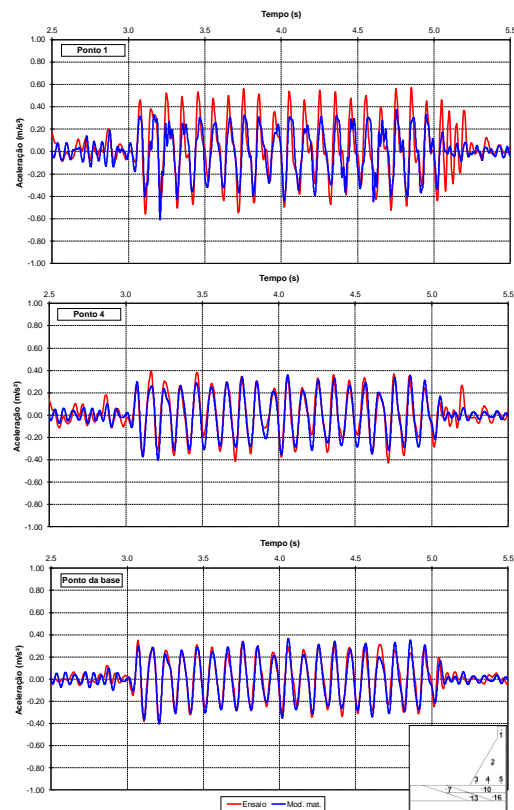


Fig 15 - Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio M1-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,7^\circ$)

Durante os ensaios, o valor exato da aceleração que provoca o colapso é de difícil determinação, pois seriam necessários incrementos de aceleração muito pequenos, pelo que se apurou apenas o intervalo em que estará contida a aceleração de colapso do modelo (Tabela 1).

Com base no valor das acelerações experimentais, foi possível determinar os valores dos ângulos de atrito correspondentes das diáclases e comparar com os do modelo numérico (Tabela 2).

3.4 Considerações finais

Com base nas comparações efetuadas verifica-se que os dois métodos de análise utilizados para avaliar a segurança de uma barragem gravidade para um cenário de deslizamento ao longo da fundação para ações dinâmicas, são adequados e produziram resultados bastante satisfatórios.

Tabela 1 - Valores dos intervalos das acelerações de colapso e do modo de rotura obtidas nos ensaios

Ensaio	Rotura	Aceleração (m/s ²)	
		Min.	Max
M1-10-PH	H1	0,35	0,70
M1-5-PH	H1	0,29	0,53
M2-10-PH	H2, I1 e I2	3,60	8,00
M2-10-SUB	H2, I1 e I2	1,20	2,50

Legenda:

5, 10 – Sinusoide de aceleração de 5 e 10 Hz respetivamente
 PH – Pressão hidrostática
 SUB – Pressão hidrostática mais a subpressão

Tabela 2 - Comparação dos ângulos de atrito das superfícies de deslizamento entre a modelação numérica e experimental

Ensaio	Valores do ângulo de atrito (°)			
	Ensaio		Modelo numérico	
	Min.	Max	Min.	Max
E1-10-PH	35,0	36,3	34,7	34,8
E1-5-PH	33,9	35,0	34,5	34,5
E2-10-PH	24,0/38,0 ⁽¹⁾	48,2/38,0 ⁽¹⁾	30,0/38,0 ⁽¹⁾	32,0/38,0 ⁽¹⁾
E2-10-SUB	24,4/38,0 ⁽¹⁾	35,2/38,0 ⁽¹⁾	30,0/38,0 ⁽¹⁾	32,0/38,0 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ – Primeiro valor corresponde às juntas argamassa-argamassa (H2 e I1) e o segundo às juntas argamassa-betão (H3 e I2).

4 CONCLUSÕES

Este trabalho procurou contribuir para melhorar a capacidade de avaliação da segurança

estrutural de barragens de betão envolvendo cenários de rotura pela fundação, utilizando conjuntamente métodos experimentais e métodos matemáticos. Foi especialmente direcionado para a possibilidade de ocorrência de deslizamentos na fundação, procurando tratar os dois tipos de barragens de betão mais significativos: barragens de gravidade e barragens abóbadas. Assim, foi estudado o comportamento até à rotura de uma barragem abóbada por incremento da ação da pressão hidrostática e foi avaliada a segurança estrutural de uma barragem gravidade, quando sujeita a uma ação dinâmica, para uma situação de albufeira cheia (com a pressão hidrostática no paramento e sub-pressão nas diáclases da fundação).

Durante o desenvolvimento de todo o trabalho ficaram bem patentes as enormes vantagens da utilização conjunta de métodos numéricos e experimentais na interpretação do comportamento de barragens de betão para cenários de rotura. Se, por um lado, a validação dos resultados obtidos por via numérica recorrendo à análise experimental do mesmo modelo é de extrema importância para que haja confiança nos cálculos efetuados, por outro lado, a utilização de modelos matemáticos para interpretar alguns fenómenos particulares que podem ocorrer durante a realização de ensaios em modelos físicos mostrou-se bastante útil.

A comparação dos resultados obtidos nos dois estudos efetuados (ações estáticas e ações dinâmicas) com base em métodos experimentais e métodos matemáticos revelou-se bastante satisfatória provando que este é o caminho a seguir, tentando futuramente desenvolver, quer novas técnicas de ensaios, quer novos modelos numéricos de comportamento.

REFERÊNCIAS

- Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E.; Costa, C.P. (1988). *The use of geomechanical physical models at LNEC*, Memória nº 731, LNEC.
- Pina, C.A.B.; Costa, C.P., (1993). *Failure analysis of rock foundation by experimental and numerical methods*. Short course on dam foundations in rock masses, on 1993 ISRM International Symposium EUROCK'93, Memória 799 do LNEC, 1993

Itasca, 3DEC (1998) - *3-Dimensional Distinct*

- Element Code, Version 2.0, User's Manual*, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Gomes, J.P. (2006), *Análise experimental de cenários de rotura em fundações de barragens de betão. Ensaios estáticos e dinâmicos*. Tese para a obtenção do grau de Doutor em Ciências da Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) e de Especialista em Barragens pelo LNEC.
- Lemos, J.V. (1999), *Discrete element analysis of dam foundations*, em *Distinct Element Modelling in Geomechanics* (eds. Sharma, Saxena & Woods), Balkema, p. 89-115.
- Lemos, J.V. (2013), *Discontinuum Modelling in Rock Engineering, Soils and Rocks*, *An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 36, N. 2, May-August, pp. 137-158.
- Neiva, J.M.C.; Matos, D.S.; Lima, C.; Ferreira, F. (1987) *Geologia e geotecnia do local da barragem do Alqueva no Rio Guadiana*.
- Rocha, M.; Silveira, A.F.; Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E. (1974). *The use of model test in the determination of the safety factor in arch dams*, Memória n° 433, LNEC, Lisboa.
- Song, Z.; Liu, Y. ; Yang, Q. (2016) *Experimental and numerical investigation on the stability of a high arch dam with typical problems of nonsymmetry: Baihetan Dam, China*, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, november 2016, Volume 75, Issue 4, pp 1555–1570.