

# Resposta sísmica não-linear de uma barragem abóbada com 300 m de altura. Avaliação da segurança estrutural (SBP e SMP) para diferentes cotas de água

Non-linear seismic response of a 300 m high arch dam. Seismic safety verifications (OBE and MDE) for different water level values

Sérgio Oliveira  
André Alegre  
Rafael Ramos  
Jorge Proença  
Paulo Mendes

## Resumo

Neste artigo apresenta-se um estudo sobre o comportamento sísmico de uma grande barragem abóbada de dupla curvatura com 300 m de altura. A segurança sísmica é avaliada para o sismo base projeto (SBP) e o sismo máximo de projeto (SMP) usando uma técnica baseada no método de *Endurance Time Analysis*, considerando a aplicação de um acelerograma sísmico de intensidade linearmente crescente (até cerca de 2,6 g em 13 s). Analisam-se cenários com diferentes cotas de água na albufeira. Os cálculos numéricos são efetuados utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA5.0*, desenvolvido pelos autores para análise dinâmica linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira. Considera-se um modelo constitutivo de junta baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb para simular os movimentos de abertura/fecho e deslizamento entre blocos e um modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento e duas variáveis de dano independentes para simular danos à tração e à compressão.

## Abstract

This paper presents a study on the seismic behaviour of a large 300 m high double curvature arch dam. The seismic safety is evaluated for the Operating Basis Earthquake (OBE) and the Maximum Design Earthquake (MDE) based on an *Endurance Time Analysis* method, considering the application of a seismic accelerogram of linearly increasing intensity (up to about 2,6 g in 13 s). Scenarios with different reservoir water levels are analysed. The numerical computations are carried out using the finite element program *DamDySSA5.0*, developed by the authors for linear and non-linear dynamic analysis of dam-reservoir-foundation systems. A constitutive joint model based on the Mohr-Coulomb failure criterion is adopted to simulate the opening/closing and sliding movements between blocks and an isotropic constitutive damage model with softening and two independent damage variables to simulate tensile and compressive damage.

**Palavras-chave:** Barragem Abóbada / Resposta sísmica não-linear / Modelo de dano / Movimentos de junta / Verificação da segurança sísmica

**Keywords:** Arch dam / Non-linear seismic response / Damage models / Joint movements / Seismic safety verification

## Sérgio Oliveira

Investigador Principal  
Departamento de Barragens de Betão  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
 0000-0003-3309-5897  
soliveira@lnec.pt

## André Alegre

Project Engineer  
Kinematics Inc.  
Pasadena, USA  
 0000-0001-8324-7559  
afa@kmi.com

## Rafael Ramos

Bolseiro de doutoramento  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
 0009-0007-4354-6694  
rafael.manuel.ramos@tecnico.ulisboa.pt

## Jorge Proença

Professor Associado  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
 0000-0001-6308-7228  
jorge.m.proenca@tecnico.ulisboa.pt

## Paulo Mendes

Professor Coordenador  
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Instituto Politécnico de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
 0000-0002-4833-5091  
pmendes@dec.isel.ipl.pt

## Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

## Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

OLIVEIRA, S. [et al.] – Resposta sísmica não-linear de uma barragem abóbada com 300 m de altura. Avaliação da segurança estrutural (SBP e SMP) para diferentes cotas de água. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 26. ISSN 2183-8488. (novembro 2024) 101-112. <https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n26-009>

## 1 Introdução

A análise da segurança estrutural de barragens abóbada é indispensável devido ao elevado risco potencial inerente a este tipo de obras, pelo que é essencial garantir a sua segurança em condições normais de funcionamento e durante/após eventos excecionais, como sismos. Esta questão é particularmente importante dado que existem muitas barragens em exploração, ou em fase de construção (algumas das quais com mais de 250 m de altura), em zonas de elevada sismicidade [1]. Em particular, sismos de grande intensidade podem causar movimentos de elevada amplitude no corpo das barragens, causando aberturas de juntas inaceitáveis e/ou danos significativos no betão, o que pode exigir a interrupção das normais condições de serviço ou mesmo comprometer a integridade estrutural destas obras [2]. Nesse sentido, devem ser realizados estudos de previsão do comportamento sísmico recorrendo a metodologias de análise adequadas e a modelos computacionais avançados que permitam simular comportamento estrutural não-linear [3], não só na fase de projeto, para previsão do desempenho sísmico das novas barragens [4], mas também para reavaliação da segurança de barragens mais antigas em exploração, por exemplo para consideração de possíveis medidas de reforço sísmico [5].

A modelação numérica da resposta sísmica de barragens abóbada de betão continua a ser um dos tópicos mais relevantes e desafiantes da engenharia de barragens, em particular tendo em conta a conceção especial deste tipo de obra, que são estruturas curvas e usualmente bastante esbeltas, com espessura reduzida no topo e juntas verticais entre blocos adjacentes. Além disso, um fator importante a ter em consideração é o fato de a cota de água na albufera variar ao longo da vida útil da obra; como se sabe, as variações do nível da albufera alteram as frequências próprias da barragem [6], e em estudos anteriores verificou-se que a variação da cota de água pode ter um efeito significativo na resposta estrutural da barragem quando sujeita a uma determinada ação sísmica, com um dado conteúdo em frequência, originado diferentes campos de deformações e de tensões [7]. Relativamente aos efeitos estruturais que podem ocorrer sob ações sísmicas, no caso de sismos de pequena intensidade, são esperadas vibrações de amplitude reduzida e, portanto, as simulações numéricas podem ser realizadas com base em modelos lineares, assumindo um comportamento linear-elástico do betão e que as juntas no corpo da barragem permanecem fechadas. No entanto, sob sismos de grande intensidade, os movimentos da barragem podem resultar em movimentos de abertura/fecho das juntas [8,9] e, simultaneamente, em tensões elevadas no betão que originem fissuração por tração e/ou esmagamento por compressão [10,11]. Neste caso devem ser utilizados modelos constitutivos adequados para simular tanto os efeitos estruturais devidos aos movimentos das juntas como os danos no betão sob tração e compressão [12,13]. Neste contexto, o presente trabalho artigo centra-se no estudo do desempenho sísmico de uma grande barragem abóbada, considerando a utilização de modelos avançados de elementos finitos para a análise sísmica não-linear. As simulações numéricas são realizadas utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA5.0* (secção 2), e os resultados são apresentados para um modelo computacional de uma barragem abóbada de dupla curvatura com cerca de 300 m de altura (secção 3). Nomeadamente, utiliza-se

um método baseado na técnica de *Endurance Time Analysis* (ETA) [14] para efetuar um estudo de avaliação da segurança sísmica da barragem (capítulo 4), considerando a evolução dos danos por tração e compressão sob excitação sísmica de intensidade crescente (com acelerações que aumentam até 2,6 g em 13 s), para três cotas de água diferentes.

## 2 Programa de elementos finitos: DamdySSA5.0

O *DamDySSA5.0* é um programa de EF3D (hexaedros de 20 nós) desenvolvido pelos autores do deste trabalho para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira. A mais recente versão do programa permite simular a albufeira com base em dois tipos abordagem: (i) utilizando elementos finitos fluidos de pressão para discretização da albufeira, permitindo assim considerar os efeitos da interação dinâmica barragem-albufeira e a propagação das ondas de pressão na água [15], ou (b) utilizando um modelo clássico de massas de água associadas, baseada na solução proposta por Westergaard [16] e considerando um fator de correção da massa de água adicionada ao paramento da barragem. Além disso, adota-se um modelo de fundação sem massa que permite calcular a fundação como uma subestrutura elástica, considerando uma matriz de rigidez condensada e amortecimento proporcional aplicados nos nós da interface barragem-rocha. Com este modelo, a ação sísmica é aplicada diretamente na base da barragem, assumindo um movimento uniforme do solo.

O *DamDySSA5.0* (Figura 1) é um programa completo que permite ao utilizador efetuar cálculos estáticos e dinâmicos, incluindo análise modal e análise sísmica linear ou não-linear [17]. No caso do cálculo sísmico, é aplicada uma técnica de integração no tempo baseado no método de Newmark que permite resolver a equação dinâmica do sistema barragem-fundação-albufeira e, assim, calcular a sua

resposta estrutural (deslocamentos e tensões). Para simulação o comportamento estrutural não-linear, o algoritmo de integração no tempo é combinado com um método iterativo de redistribuição de tensões [17], utilizando (a) um modelo constitutivo de junta, baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb e utilizando leis de tensão-deslocamento normal e de corte, de modo a simular os efeitos devidos aos movimentos de abertura/fecho/deslizamento das juntas, e (b) um modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento e duas variáveis de dano independentes, permitindo simular o comportamento do betão até à rotura sob tensões de tração e de compressão [18].

## 3 Caso de estudo

O caso de estudo deste trabalho é uma barragem abóbada de dupla curvatura, não simétrica, com uma altura máxima de 300 m e um coroamento com um desenvolvimento em arco de cerca de 700 m. A malha de elementos finitos do sistema barragem-fundação-albufeira e as principais propriedades dos materiais são apresentadas na Figura 2. A malha inclui 1047 elementos no corpo da barragem, sendo constituída por consolas verticais com 3 elementos em espessura, e 602 elementos no bloco de fundação, que representa o maciço rochoso em torno da estrutura. Com vista a simular o comportamento sísmico não-linear, foram também introduzidos na malha da barragem um total e 813 elementos de interface para simular as juntas de contração verticais.

No que diz respeito às propriedades dos materiais, assume-se que o betão da barragem e a rocha de fundação são materiais isotrópicos com módulo de Young  $E = 25$  GPa e coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$ . O peso específico do betão é  $\gamma = 24$  kN/m<sup>3</sup>, enquanto o efeito de massa do maciço de fundação é desprezado nas análises dinâmicas uma vez que este é simulado com base num modelo de fundação sem massa no *DamDySSA5.0*. Neste estudo considerou-se

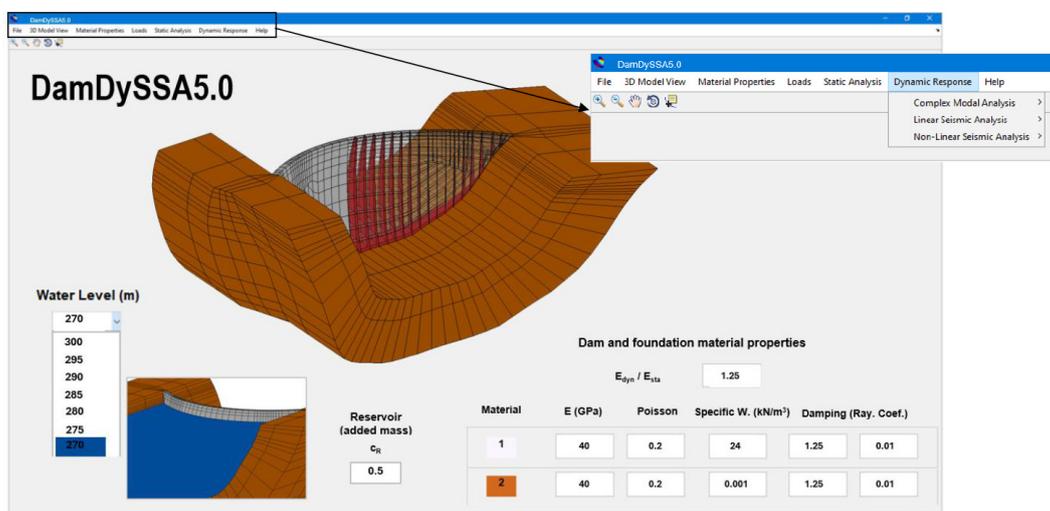
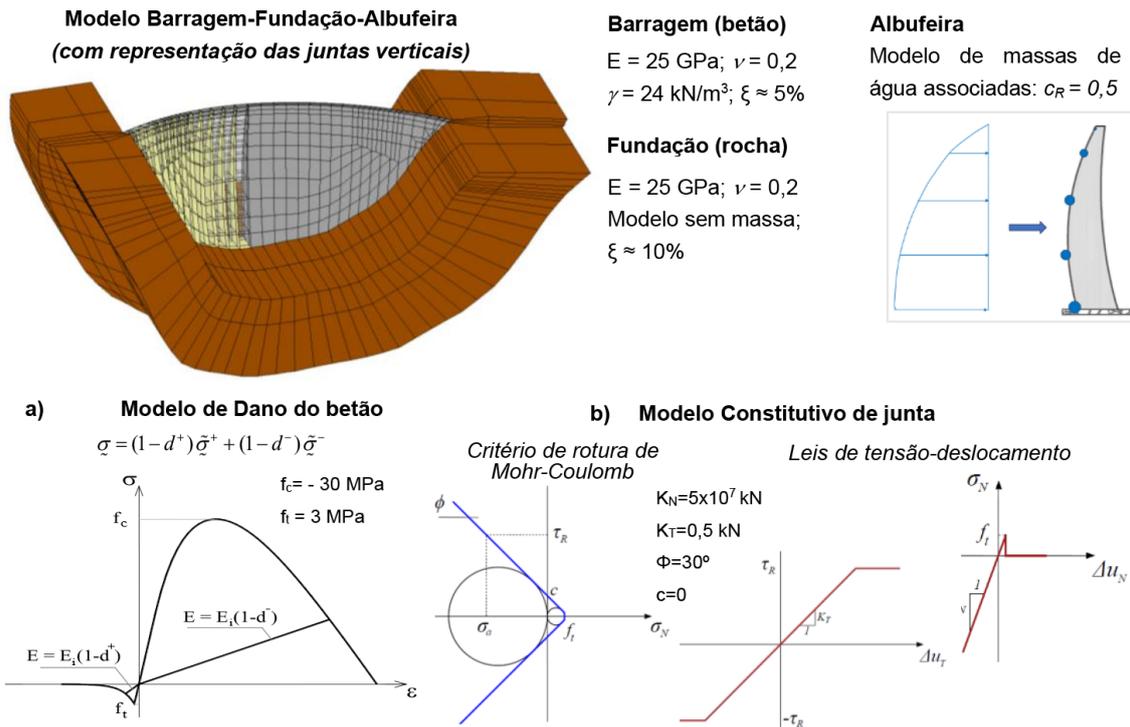


Figura 1 *DamDySSA5.0*: programa de elementos finitos para cálculo dinâmico linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira



**Figura 2** Malha de elementos finitos e propriedades dos materiais do sistema barragem-fundação-albufeira. Modelos não-lineares: a) modelo constitutivo de dano para o betão e b) modelo constitutivo para juntas verticais

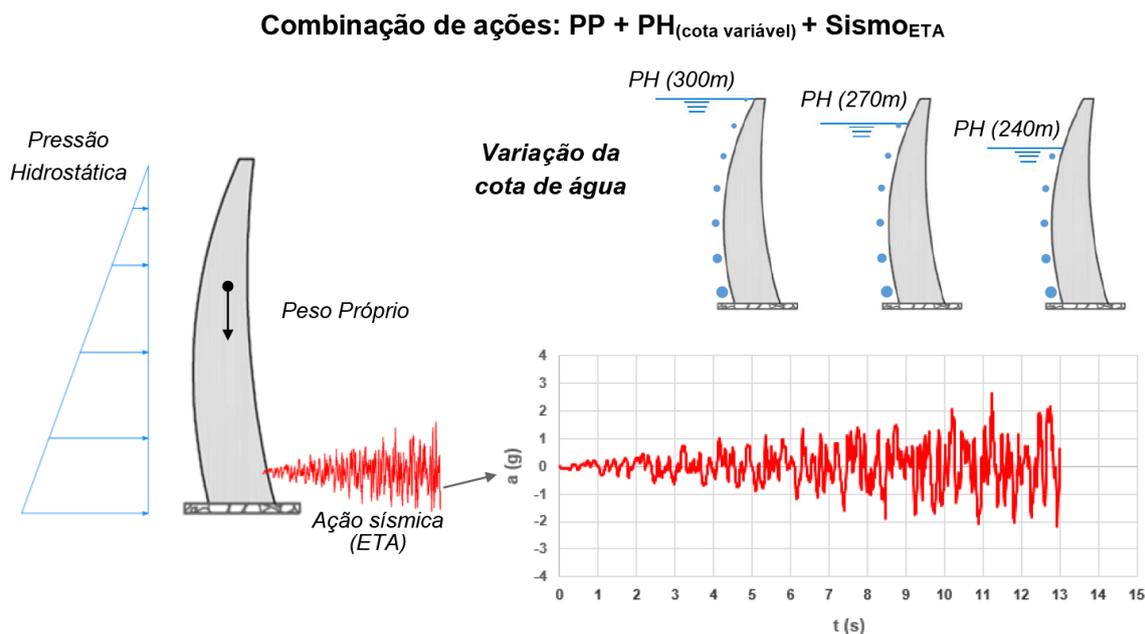
amortecimento de Rayleigh 5% na barragem e de 10% na fundação, na banda em torno da 1ª frequência natural. Além disso, adotou-se um modelo de massas de água associadas para simular a albufeira, considerando um fator de redução das massas de água  $c_R = 0,5$ , tal como recomendado para análise dinâmica de barragens abóbada [14]. Para simulação do comportamento estrutural não-linear, utiliza-se uma lei de dano constitutiva do betão com duas variáveis de dano independentes ( $d^+$  e  $d^-$ , para dano à tração e à compressão), assumindo, para todos os elementos da barragem, resistência à tração  $f_t = 3 \text{ MPa}$  e resistência à compressão  $f_c = -30 \text{ MPa}$ . Quanto ao modelo constitutivo de junta, as propriedades são definidas como rigidez normal  $K_N = 5 \times 10^7 \text{ kN/m}$  e de corte  $K_T = 2,5 \times 10^7 \text{ kN/m}$ , ângulo de atrito  $\phi = 30^\circ$ , e coesão nula  $c = 0$ .

## 4 Resposta sísmica não-linear e verificação da segurança com base no método ETA

Nesta secção apresenta-se os principais resultados obtidos no estudo realizado para verificação da segurança sísmica da barragem abóbada com 300 m de altura. Neste estudo foram avaliados três cenários considerando diferentes cotas de água na albufeira, nomeadamente (a) albufeira cheia, com cota de água igual a 300 m, (b) albufeira 30 m abaixo do coroamento, para um nível da água de 270 m, e (c) albufeira com o nível a 60 m do coroamento, que corresponde a uma cota de água de 240 m.

As análises sísmicas foram efetuadas com o programa *DamDySSA5.0*, para uma combinação de ações (Figura 3) envolvendo (a) o peso próprio da barragem (PP), (b) a pressão hidrostática da albufeira (PH) para as três cotas de água ( $PH_{300}$ ,  $PH_{270}$  e  $PH_{240}$ ), e (c) e a ação sísmica  $Sismo_{ETA}$ , dada por um acelerograma sísmico gerado de intensidade linearmente crescente (até cerca de 2,6 g em 13 s), aplicado na base da barragem.

A verificação da segurança sísmica foi realizada utilizando uma técnica baseada no método de ETA proposta pelos autores [19]. Com esta técnica, o desempenho sísmico da barragem é avaliado através do controlo da evolução do estado de deterioração da obra, tendo em conta as roturas à tração e à compressão, sob acelerações sísmicas de intensidade crescente. Essencialmente, o objetivo é determinar dois limites de resistência para a barragem, um associado aos danos por tração ( $a_d^+$ ) e outro associado aos danos à compressão ( $a_d^-$ ), sendo que estes limites representam as acelerações máximas que a barragem consegue suportar sem apresenta estados de dano inaceitáveis. Nesse sentido, adotam-se critérios de desempenho sísmico de modo a satisfazer os requisitos definidos pela ICOLD para as grandes barragens de betão para o para o sismo base de projeto (SBP) como para o sismo máximo de projeto (SMP), a saber: (i) sob o SBP, considera-se inaceitável um estado de dano que envolva a ocorrência de fissuração do betão em zonas significativas dos paramentos da barragem com propagação da mesma ao longo da espessura dos blocos, uma vez que este cenário poderia afetar a integridade estrutural e exigir intervenções de reparação; e (ii) sob o



**Figura 3** Definição da combinação de ações utilizada na análise da resposta sísmica e respetivas cotas de água consideradas

SMP, assume-se como inaceitável a ocorrência de esmagamento do betão por compressão em zonas chave, como os blocos superiores das consolas, uma vez que este estado de dano pode, em última instância, resultar em colapso parcial ou total da estrutura e, conseqüentemente, levar à libertação descontrolada de água da albufeira.

Primeiro, analisa-se a resposta sísmica não-linear da barragem, com foco nas deformadas e nos campos de tensões não-lineares, para as diferentes cotas de água. Na Figura 4 mostram-se os campos de deslocamentos (com representação das aberturas de juntas) e os campos de tensões da barragem para o cenário de albufeira cheia (cota igual a 300 m) e para um cenário com a albufeira à cota 240 m. Em particular, analisa-se o período até  $t = 2$  s, durante o qual a aceleração de pico foi cerca de 0,4g, e apresentam-se os resultados obtidos nos instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos para montante ( $t_m$ ). Para a cota de água máxima, o deslocamento máximo para montante (200,2 mm) ocorre no topo das consolas centrais, enquanto para a cota 240 m o valor é superior (217,1 mm), ocorrendo no topo em várias consolas na zona central da obra. Verifica-se também que os valores das aberturas das juntas verticais são superiores para o nível de água mais baixo (12,6 mm para a cota máxima e 14,62 mm para a cota 240 m); isto pode ser explicado pelo facto de diminuírem as forças devidas à pressão hidrostática, as quais empurram a barragem na direção de jusante e contribuem assim para o fecho das juntas. Quanto aos campos de tensões, para os dois cenários é possível observar que, quando a barragem se deforma para montante, as juntas de contração abrem, o que leva à libertação das tensões segundo os arcos na zona superior da obra. No entanto, este fenómeno dá origem a um processo de redistribuição

de tensões que leva ao aparecimento e aumento gradual das tensões verticais na zona central superior das consolas, o que por sua vez irá causar danos à tração (como se mostra mais à frente na Figura 6). Assim, nos campos de tensões apresentados as trações máximas não excedem a resistência do betão (3 MPa), uma vez que estas acabam por ser libertadas quer devido aos movimentos da junta, quer devido à ocorrência de danos no betão. Por fim, importa referir que, para o cenário de albufeira cheia, as compressões ao longo da inserção junto à base de jusante são superiores (compressões máximas de -23 MPa) em relação às obtidas para o cenário com a cota de água de 240 m (compressões máximas de -15,3 MPa).

Na Figura 5 apresenta-se uma nova comparação dos campos de deslocamentos e de tensões para os cenários de albufeira cheia e albufeira à cota 240 m, mas neste caso mostram-se os resultados obtidos nos instantes em que ocorrem os maiores deslocamentos para jusante ( $t_j$ ), tendo sido analisado o período até  $t = 4$  s (aceleração de pico de cerca de 0,8 g). Como se esperava, para a albufeira cheia as pressões hidrostáticas são superiores e, portanto, os deslocamentos máximos (703,5mm), que surgem no topo das consolas centrais, são superiores comparativamente com os obtidos para a albufeira à cota 240 m (341,5 mm). Relativamente aos campos de tensões, é possível notar que, globalmente, se instalam tensões de compressão superiores no corpo da barragem para cotas de água mais altas. Em particular, para o cenário de albufeira cheia surgem compressões máximas segundo os arcos (-26,3 MPa) no topo das consolas centrais, a montante, e compressões elevadas (-25,1 MPa) ao longo da inserção e no topo de consolas em zonas mais laterais, a jusante. Contrariamente, as trações aumentam na zona superior da obra para as cotas mais baixas: de 1,6 MPa

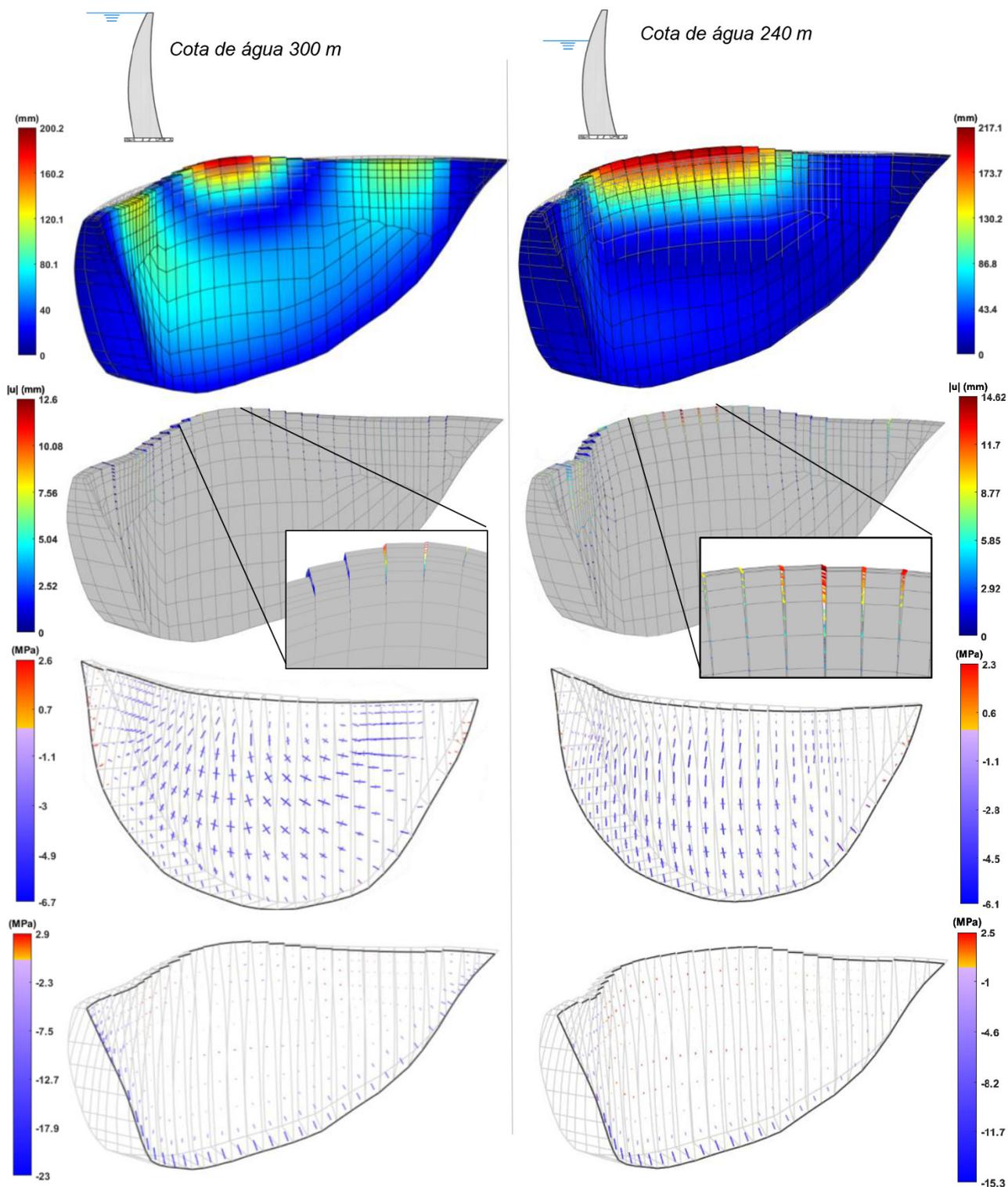
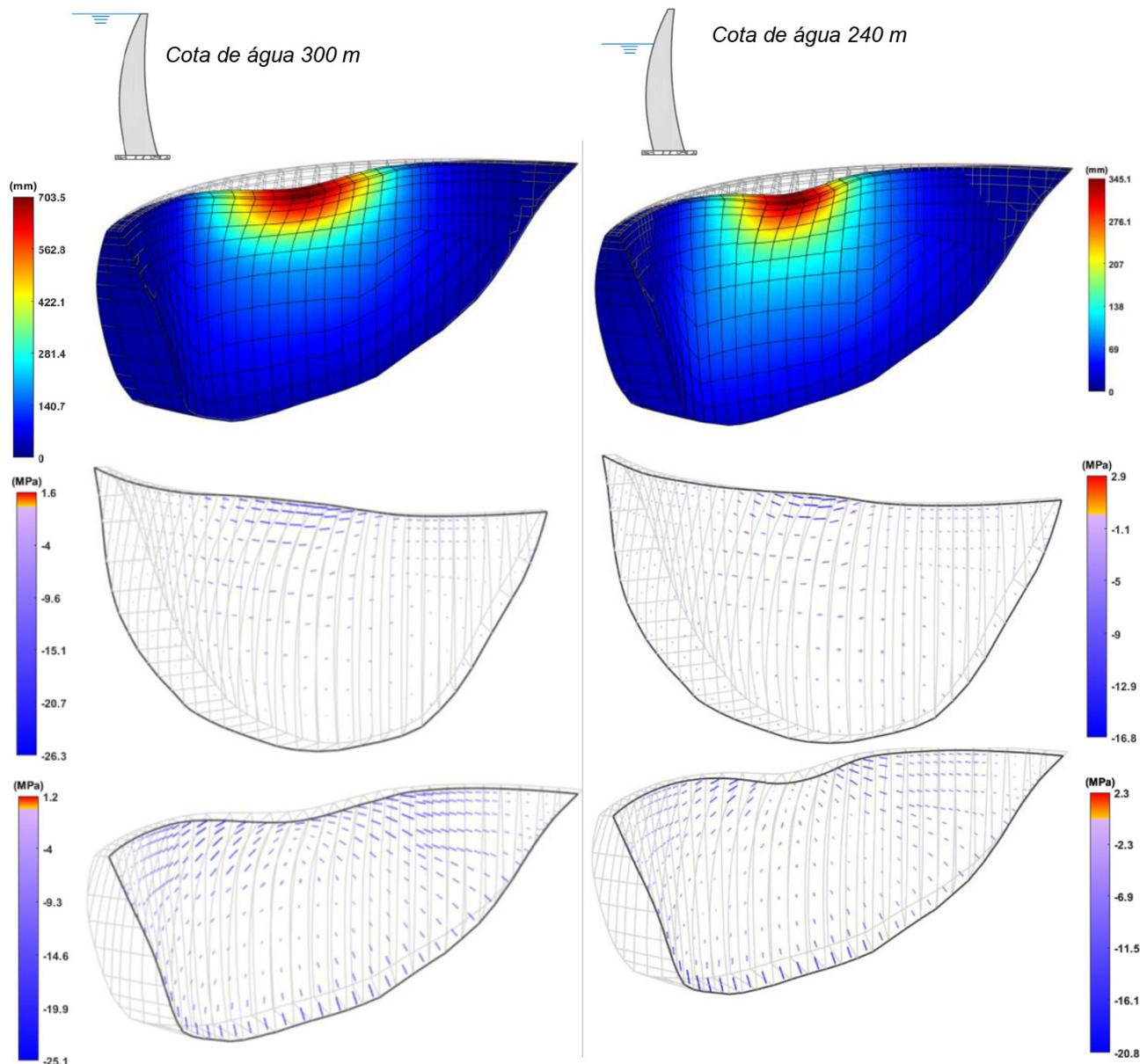


Figura 4 Resposta sísmica não-linear para a combinação PP + PH + Sismo<sub>ETA</sub>. Deslocamentos, movimentos de juntas e tensões no instante  $t_m$ . Resposta até  $t = 2$  s (0,4 g)

para 2,9 MPa a montante e de 1,2 MPa para 2,3 MPa a jusante). Adicionalmente, quando a barragem se deforma para jusante, surgem trações verticais ao longo da inserção que vão provocar roturas no betão (como se vê de seguida na Figura 6), as quais abrangem uma extensão superior para o cenário de albufeira cheia devido ao facto das pressões hidrostáticas serem superiores.

De seguida mostram-se os resultados referentes aos danos à tração e à compressão, para diferentes instantes e para as três cotas de água analisadas. No que respeita à evolução dos danos à tração

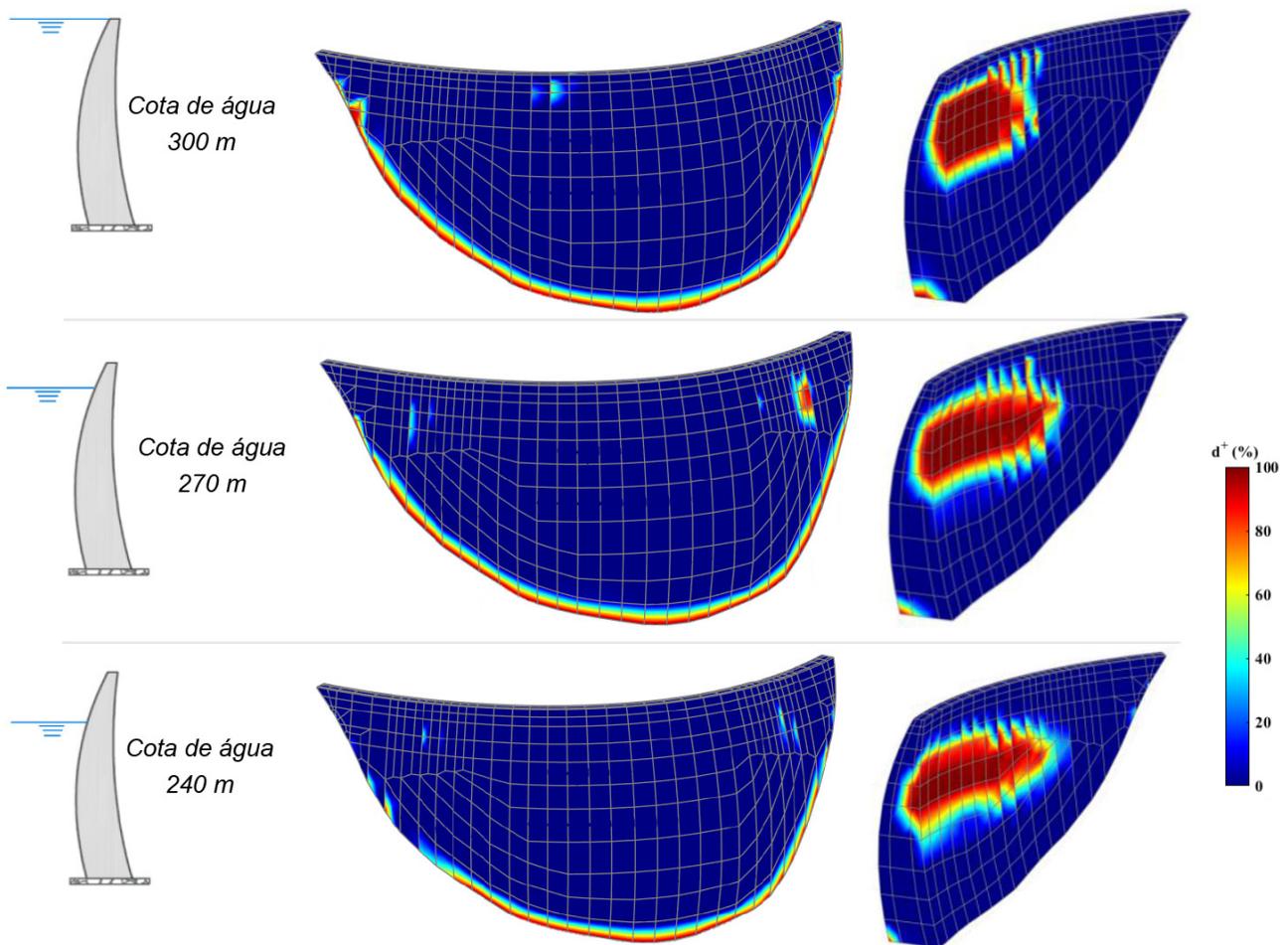
(Figura 6 e Figura 7), os resultados mostram que as primeiras zonas em que ocorrem roturas no betão ( $d^+ = 100\%$ ) surgem, como esperado, ao longo da base de montante da barragem, devido às elevadas trações que surgem ao longo da inserção, no contacto barragem-fundação. Neste caso importa destacar que, para cotas de água superiores, os danos surgem numa maior extensão ao longo da linha de inserção. Posteriormente, até  $t = 1,5$  s (acelerações de pico da ordem de 0,3 g), verifica-se uma progressão gradual dos danos, uma vez que as tensões verticais nas consolas aumentam devido



**Figura 5** Resposta sísmica não-linear para a combinação PP + PH + Sismo<sub>ETA</sub>. Deslocamentos, movimentos de juntas e tensões no instante  $t_j$ . Resposta até  $t = 4$  s (0,8 g)

ao processo não-linear de redistribuição de tensões, acabando por provocar a rotura do betão, primeiro nos blocos ao longo da parte superior da face de jusante da barragem, e depois em vários blocos na parte superior central a montante. Ainda assim, até aos 0,3 g a rotura do betão é maioritariamente superficial, pelo que este estado de dano é considerado aceitável, para todas os cenários de cotas de água na albufeira em análise. No entanto, para as cotas de água mais elevadas (300 m e 270 m), e sob níveis de excitação mais elevados, da ordem de 0,4 g, verifica-se que já ocorreu a fendilhação

do betão de montante para jusante em alguns dos blocos das principais consolas da barragem. Este cenário já poderá afetar a integridade estrutural da barragem e obrigar à interrupção das condições normais de exploração para reparação não cumprindo assim o critério de desempenho definido no método proposto para o nível de excitação do SBP. Já para a cota de água mais baixa (240 m), esse valor ainda poderá ser considerado admissível, uma vez que as roturas no betão ainda não se propagaram ao longo de montante a jusante ao longo da espessura das consolas. Em



**Figura 6** Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à tração para 3 cotas de água: instante  $t = 1,5$  s (0,3 g)

conclusão, neste estudo considera-se que o limite de resistência associado ao dano à tração (verificação da segurança para o SBP) corresponde a uma aceleração da ordem de 0,3 g para o cenário de albufeira cheia e para o cenário com albufeira à cota 270 m. Contudo, para o cenário com a cota de água mais baixa, 240 m, o limite de resistência desta barragem com 300 m de altura será superior.

Relativamente aos resultados dos danos à compressão ( $d^+$ ), é de salientar que, para a situação da albufeira na cota máxima, não há

roturas por compressão até  $t = 9$  s, o que corresponde a acelerações máximas da ordem de 1,8 g (Figura 8). Ainda assim, para este nível de excitação já se começam a notar danos na zona superior da obra, com especial incidência junto ao coroamento das consolas centrais e laterais a montante (valores da ordem de 70%), devido às compressões segundo os arcos, bem como ao longo da inserção, em particular com danos de cerca de 80% na zona dos encontros, provocados pelas compressões normais à linha de inserção. Este comportamento é igualmente registado para cotas mais baixas,

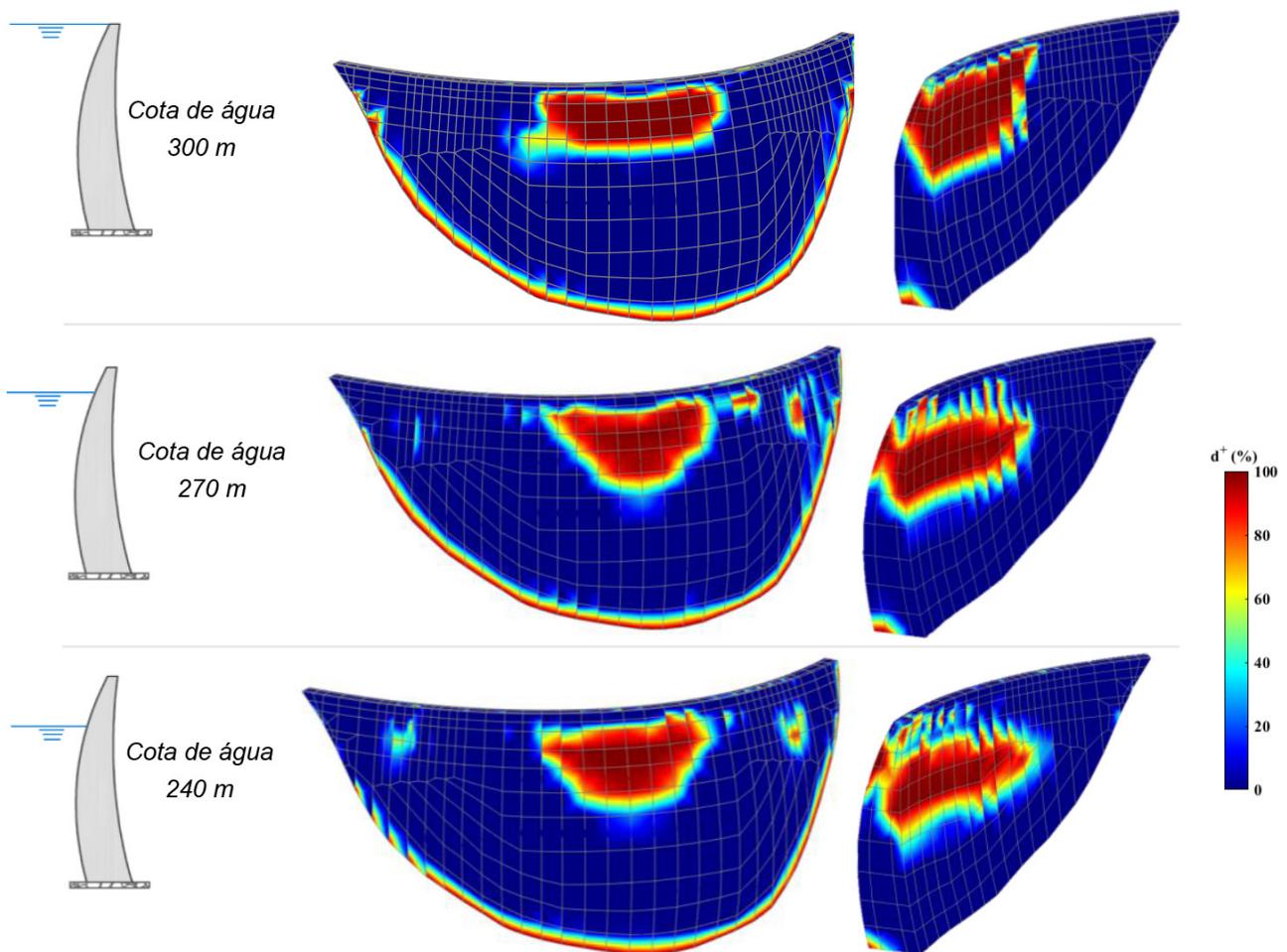
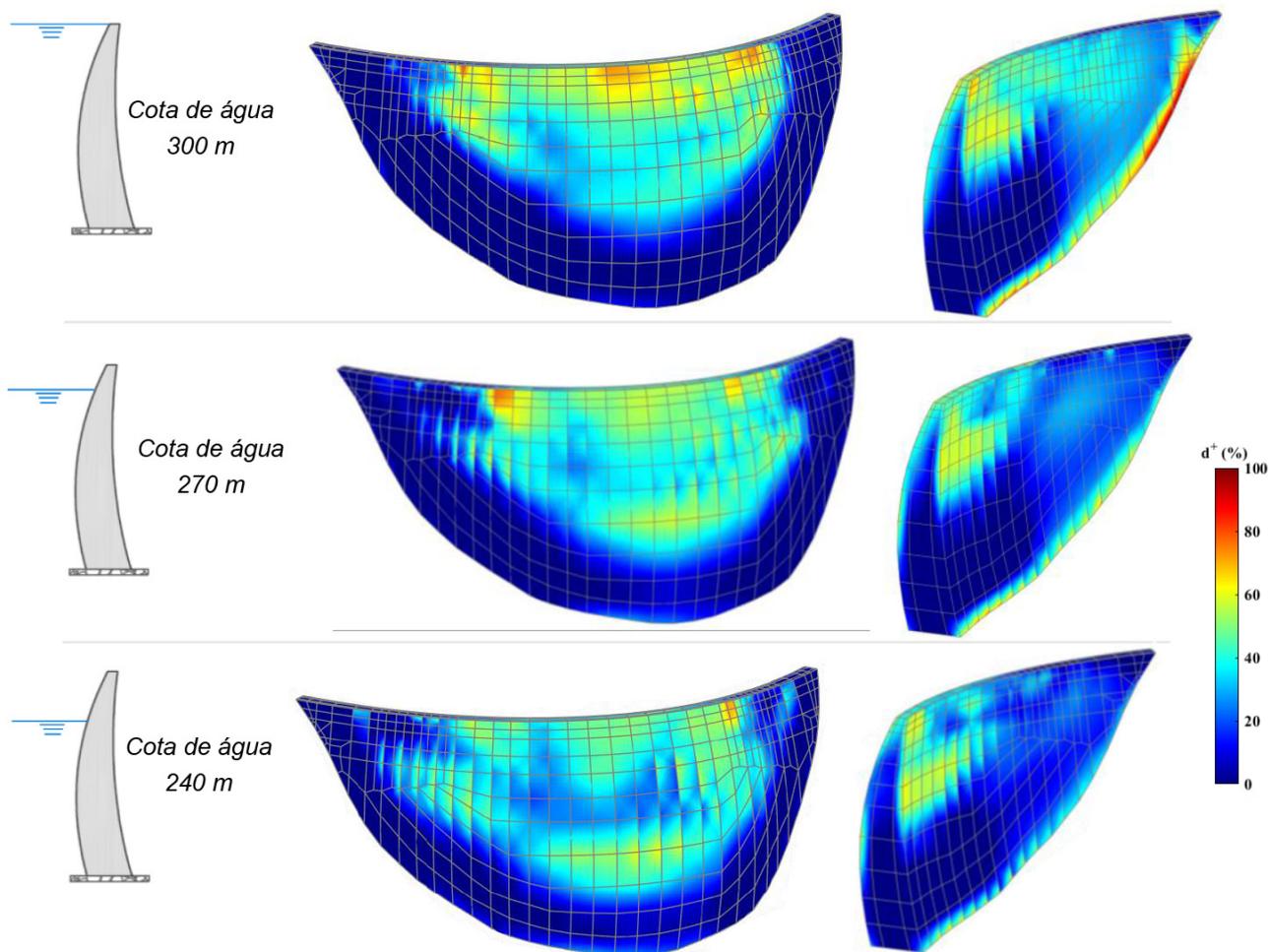


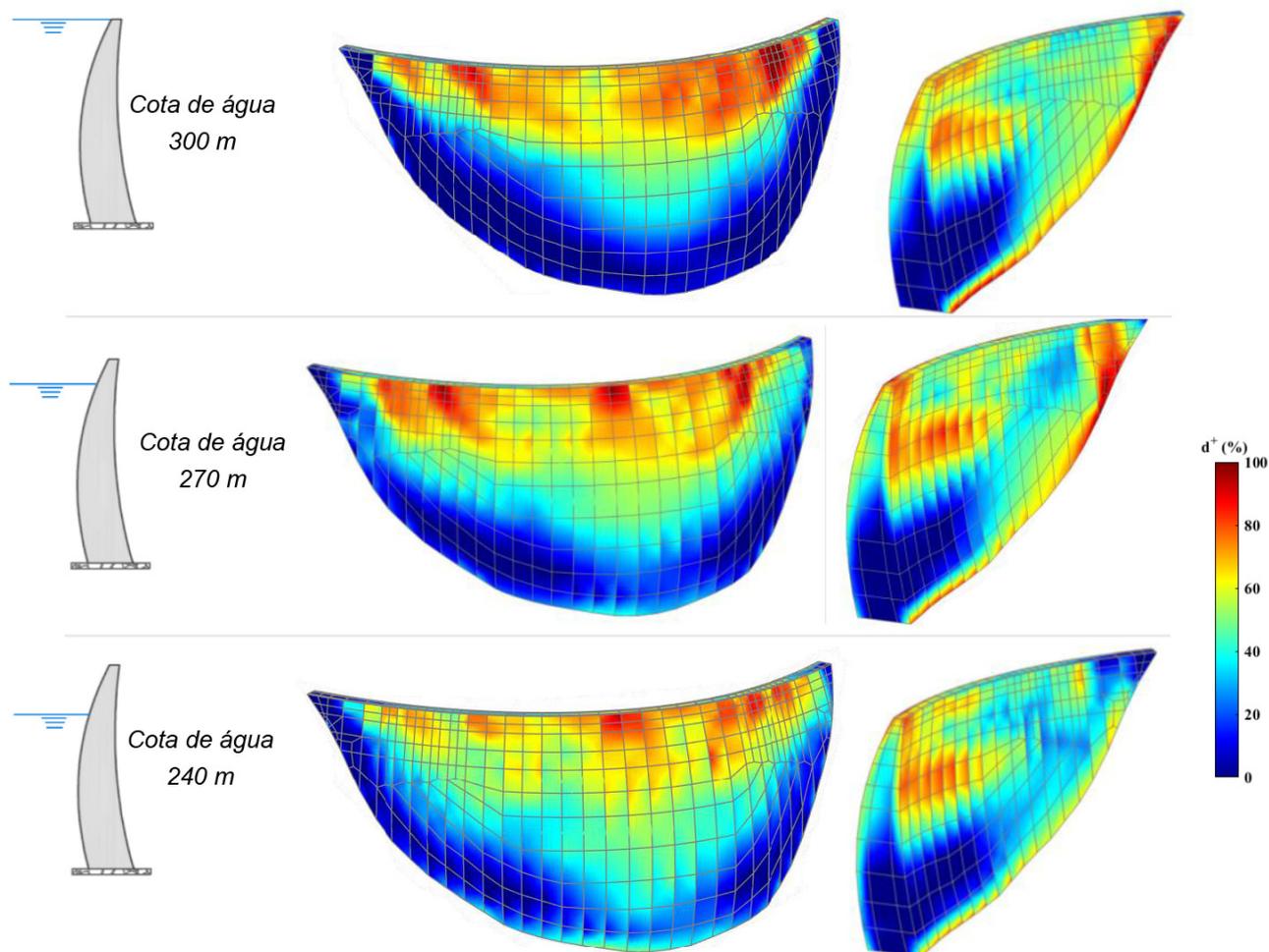
Figura 7 Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à tração para 3 cotas de água: instante  $t = 2$  s (0,4 g)

contudo, com danos inferiores (entre os 40 e 50%); como se referiu anteriormente, isto deve-se ao facto de, globalmente, se instalarem tensões de compressão superiores na barragem para as cotas de água mais altas. Por fim, ao analisar os danos acumulados até ao final da simulação sísmica,  $t = 13$  s (Figura 9), verifica-se que ocorreu um aumento gradual importante das tensões de compressão e, conseqüentemente, dos danos, nas zonas referidas acima. Neste caso, é de referir a ocorrência de esmagamentos por compressão ( $d^+ = 100\%$ ) em particular no topo das consolas do lado direito do

paramento de montante e junto aos encontros a jusante. Ainda assim, mesmo para o nível máximo de excitação considerado neste estudo (2,6 g) e para a situação mais condicionante (ou seja, a situação de albufeira cheia), os valores as roturas por compressão ocorrem apenas em zonas superficiais, não se propagando de montante a jusante em zonas chave da obra, não levando assim a uma possível situação de colapso. Como tal, os resultados apresentados neste tudo permitem concluir que o limite de resistência associado ao dano à compressão (verificação da segurança para o SMP) será



**Figura 8** Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à compressão para 3 cotas de água: instante  $t = 9$ s (1,8 g)



**Figura 9** Verificação da segurança sísmica da barragem. Evolução dos danos à compressão para 3 cotas de água: instante  $t = 13s$  (2,6 g)

superior a 2,6 g mesmo para o cenário mais condicionante de albufeira cheia, o que permite mostrar a impressionante capacidade resistente de uma barragem com 300 m de altura.

## 5 Conclusões

Este trabalho apresenta resultados numéricos sobre o comportamento sísmico não-linear de uma barragem abóbada de 300 m de altura, para diferentes cotas de água. Estes resultados

foram obtidos utilizando o programa de elementos finitos *DamDySSA5.0*, desenvolvido pelos autores para a análise dinâmica linear e não linear de sistemas barragem-fundação-albufeira. Neste programa, as simulações não-lineares são realizadas utilizando um modelo estrutural da barragem que inclui (a) um modelo constitutivo de juntas para simular os movimentos de abertura/fecho e de deslizamento das juntas, e (b) um modelo constitutivo de dano para simular o comportamento do betão até à rotura, tanto à tração como à compressão.

Primeiramente analisou-se a resposta sísmica da obra para a água à cota do coroamento (300 m) e para um nível de água 60 m abaixo do coroamento. Considerando uma aceleração de pico de 0,4 g a análise da resposta em termos de deslocamentos, tensões e aberturas de juntas mostrou que, para a situação de água à cota máxima ocorrem maiores tensões, como esperado, contudo as aberturas de juntas e os deslocamentos são menores. Com as simulações efetuadas mostrou-se ainda que a abertura das juntas verticais de contração que ocorre quando o movimento oscilatório é para montante, provoca a libertação das tensões segundo os arcos na zona superior da barragem e o conseqüente aumento de tensões verticais a jusante que irá conduzir ao aumento de danos por tração.

De seguida, efetuou-se um estudo de verificação da segurança sísmica utilizando uma técnica baseada no método de ETA, considerando três cenários com diferentes cotas de água na albufeira: 300 m, 270 m e 240 m. Em particular, utilizou-se um acelerograma sísmico gerado com acelerações crescentes até 2,6 g. Para uma aceleração de pico de 0,4 g já ocorrem danos à tração graves na zona central (de montante a jusante) para as situações de água às cotas 300 m e 270 m, o que significa que o critério de desempenho para o SBP não é verificado; para a água à cota 240 m não ocorrem danos à tração de montante a jusante em nenhuma zona do corpo da obra. Quanto aos danos à compressão verifica-se que apenas para acelerações superiores a 2,5 g e para a água às cotas mais elevadas (300 m e 270 m), ocorrem danos à compressão de 100% na zona superior da obra, contudo, em nenhuma secção ocorrem danos graves de montante a jusante, o que significa que o critério de desempenho para o SMP ainda é verificado. Para a água à cota 240 m não ocorre, em nenhuma zona da obra, danos máximos de 100%, nomeadamente é notório para esta cota de água não há significativos danos por compressão na zona dos rins a jusante. Esta zona dos rins sofre significativos danos sísmicos à compressão para cotas de água elevadas.

## Agradecimentos

Os autores agradecem ao LNEC o apoio no enquadramento dos trabalhos e à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo financiamento do projeto de investigação "SSH4Dams - Monitorização Sísmica e da Integridade Estrutural de Grandes Barragens de Betão" (PTDC/ECI-EGC/5332/2020), o financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS e a bolsa de doutoramento de Rafael Ramos (2023.00414.BD).

## Referências

[1] IJHD (2022) – *World Atlas & Industry Guide*. International Journal of Hydropower and Dams, Aqua Media Int.

[2] Wieland, M. (2016) – Safety Aspects of Sustainable Storage Dams and Earthquake Safety of Existing Dams. *Engineering*, 2(3), 325-331.

[3] ICOLD (2016) – Bulletin 148: Selecting Seismic Parameters for Large Dams – Guidelines (revision of Bulletin 72). Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.

[4] Wang, R. (2016) – Key Technologies in the Design and Construction of 300m Ultra-High Arch Dams. *Engineering* 2 (3), 350-359.

[5] Darbre, G.; Schwager, M.; Panduri, R. (2019) – Seismic safety evaluation of large dams in Switzerland: Lessons learned. *International Water Power and Dam Construction* 70, 22-27.

[6] Alegre, A.; Carvalho, C.; Matsinhe, B.; Mendes, P.; Oliveira, S.; Proença, J. (2019) – Monitoring vibrations in large dams. *HYDRO 2019*, Porto, Portugal.

[7] Ramos, R. (2017) – Modelação do comportamento sísmico de barragens abóbada: estudo da influência da cota de água. *MSc Thesis*, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa – Instituto Politécnico de Lisboa.

[8] Fennes, G.; Soheil, M.; Reimer, R. (1992) – Effect of Contraction Joints on Earthquake Response of an Arch Dam. *Journal of Structural Engineering* 118 (4), 1039-1055.

[9] Niwa, A.; Clough, R.W. (1982) – Non-linear seismic response of arch dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 10 (2), 267-281.

[10] Cervera, M.; Oliver, J.; Faria, R. (1995) – Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 24 (9), 1225-1245.

[11] Valliappan, S.; Yazdchi, M.; Khalili, N. (1999) – Seismic analysis of arch dams - a continuum damage mechanics approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 45 (11), 1695-1724.

[12] Chen, H. (2014) – Seismic safety of high concrete dams. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 13 (1), 1-16.

[13] Chopra, A. (2012) – Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors to Be Considered. *Journal of Structural Engineering* 138 (2), 205-214.

[14] Estekanchi, H.E.; Valamanesh, V.; Vafai, A. (2007) – Application of Endurance Time method in linear seismic analysis. *Engineering Structures* 29 (10), 2551-2562.

[15] Westergaard, H.M. (1933) – Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 98 (2), 418-433.

[16] Zienkiewicz, O.C.; Bettess, P. (1978) – Fluid-structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 13 (1), 1-16.

[17] Alegre, A. (2021) – Modelling and monitoring the dynamic behaviour of concrete dams. Modal analysis and seismic response. *PhD Thesis*, Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal.

[18] Oliveira S.; Faria, R. (2006) – Numerical Simulation of Collapse Scenarios in Reduced Scale Tests of Arch Dams, *Engineering Structures* 28, 1430-1439.

[19] Alegre A.; Oliveira S.; Mendes P.; Proença J.; Ramos R.; Carvalho E. – (2022) Seismic Safety Assessment of Arch Dams Using an ETA-Based Method with Control of Tensile and Compressive Damage. *Water* 14 (23): 3835.