

# MODELAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE BARRAGENS DE BETÃO SUJEITAS A VIBRAÇÕES EXPLOSIVAS

## MODELLING OF THE ROCK MASS TO EVALUATE THE BEHAVIOUR OF CONCRETE DAMS SUBJECT TO BLASTING VIBRATIONS

Ricardo Fonseca<sup>1</sup>, Jorge Gomes<sup>2</sup>, José Lemos<sup>2</sup>, Ricardo Resende<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), Lisboa, Portugal

<sup>2</sup>Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal

[ricardodfonseca@hotmail.com](mailto:ricardodfonseca@hotmail.com), [jgomes@lnec.pt](mailto:jgomes@lnec.pt), [vlemos@lnec.pt](mailto:vlemos@lnec.pt), [jrpre@iscte-iul.pt](mailto:jrpre@iscte-iul.pt)

### RESUMO

Pretende-se com este trabalho estudar o efeito das vibrações provocadas pelas explosões devidas a desmontes no comportamento da barragem de betão e respetiva fundação, avaliando a sua segurança estrutural através de um modelo numérico híbrido descontínuo de elementos discretos e elementos finitos recorrendo ao 3DEC. Apresentam-se os resultados do modelo numérico comparando-o com as medições de velocidades efetuadas no decorrer das obras envolvendo desmontes a fogo, sendo posteriormente analisado os efeitos na barragem. O presente trabalho deu origem ao desenvolvimento de um modelo numérico capaz de representar a resposta da estrutura às vibrações, minimizando a subjetividade da classificação do seu grau de resistência.

*Palavras-chave:* Barragens, Vibrações, Explosivos, Análise dinâmica, Modelação numérica, Método elementos discretos.

### ABSTRACT

The aim of this work was to study the effect of the vibrations due to blasting the rock mass in the concrete dam and foundation behaviour, evaluating their structural safety by a discontinuous hybrid numerical model with discrete and finite elements using 3DEC. The results of the numerical model are presented and compared with the measurements of velocities carried out during blasting, after which the effects on the dam were analysed. The numerical model developed was capable to reproduce the dynamic behaviour of the dam due the blasting of rock mass and to anticipate its effects.

*Key words:* Dams; Vibrations, Blasting, Dynamic analysis, Numerical modelling, Discrete elements method

## 1. INTRODUÇÃO

O Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico é uma das respostas às diretivas da União Europeia, no que respeita ao aproveitamento dos recursos hídricos, aumento da produção de energias renováveis e diminuição das emissões de gases nocivos, construindo novas grandes barragens, realizando reforços de potência

e obras de reabilitação em barragens em funcionamento. Estas obras de reabilitação compreendem a construção de novos órgãos hidráulicos, nomeadamente descarregadores complementares de cheias (DCC), aumentando desta forma a capacidade de descarga das barragens em função da revisão regulamentar dos caudais de cheia.

A construção destes novos órgãos hidráulicos

em algumas barragens portuguesas recorreu à utilização de explosivos como método para o desmonte da rocha existente na proximidade. Uma das consequências da utilização deste método são as vibrações, que por sua vez geram desconforto nas pessoas, promovem o mau funcionamento de alguns equipamentos e podem ainda provocar danos em estruturas existentes. De acordo com a Norma Portuguesa (NP) 2074:1983 “Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares”, sempre que existam atividades geradoras de vibrações, nomeadamente explosões, é obrigatório monitorizar as estruturas, com o objetivo de avaliar os valores de velocidade induzidos para que não ocorram danos nas estruturas.

Tendo sido já realizados alguns trabalhos sobre propagação de vibrações em maciços rochosos, nomeadamente Resende (2010), surge a necessidade de aprofundar o estudo dos efeitos incutidos em barragens de betão sujeitas a vibrações provocadas pelo uso de explosivos, adequando os modelos numéricos existentes para o estudo do comportamento dinâmico do binómio maciço/barragem, às excitações provocadas por este tipo de solicitação.

## **2. EFEITOS DO DESMONTE COM RECURSO À UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS**

Os impactos em estruturas e ou equipamentos devidos a vibrações do terreno podem ser agrupados em dois domínios distintos, nomeadamente, impactos permanentes que podem afetar a integridade estrutural e impactos transitórios, relacionados na sua maioria com questões de conforto dos utilizadores.

No primeiro grupo encontram-se as situações extremas, as vibrações provenientes de fontes como os sismos. Este tipo de ações exteriores adversas pode induzir danos estruturais significativos, sendo alvo de preocupação ao nível da segurança estrutural, que em última análise, pode levar estruturas ao colapso, sendo naturalmente uma área preocupante para a comunidade científica, face ao impacto social e económico que resulta dos efeitos catastróficos dos sismos.

No segundo grupo estão as situações mais comuns relacionadas com condições de conforto, nomeadamente a fissuração ou rachas em paredes e

tetos, a excitação de componentes estruturais e não estruturais, o ruído e o desconforto dos utilizadores. Estas situações estão relacionadas com o cumprimento do estado limite de utilização das estruturas, nomeadamente quanto à satisfação dos limites impostos para as vibrações excessivas.

Muito do conhecimento e metodologias aplicadas à análise sísmica de estruturas pode ser aplicado no estudo de respostas às vibrações por explosões, tendo em consideração as diferenças significativas no domínio das frequências, duração e intensidade das vibrações. É também importante referir que os métodos de avaliação da resistência aos sismos são tratados em níveis de destruição que são muito mais severos, que as consequências provenientes de vibrações resultantes de explosões, usualmente muito mais subtis, face à quantidade de energia que é transmitida a partir do epicentro do sismo.

Os edifícios recentes, com estrutura em betão armado, embora mais resistentes, transmitem melhor as solicitações, o que explica porque as estruturas formadas por materiais de maior impedância sofrem, por vezes, mais danos cosméticos do que outras de materiais de baixa impedância (madeira, por exemplo), quando sujeitas às mesmas velocidades de vibração (Bernardo, 2004).

Os danos como as fissuras são denominados de danos cosméticos e suscetíveis de reclamações. Segundo Dowding (1996) devem-se principalmente ao não cumprimento dos limites regulamentares para as vibrações induzidas nos níveis mais baixos. Este autor concluiu, através de um estudo comparativo, que uma família ativa é capaz de produzir tensões nas paredes de uma habitação, com velocidades vibratórias entre 2,5 e 12 mm/s, semelhantes às que resultam da detonação de explosivos, comparando os resultados com as tensões necessárias para provocar fissuras nos materiais de revestimento. Desta forma, é difícil a distinção entre as fissuras cosméticas provocadas por vibrações com origem em explosões e as de ocorrência natural, sendo essencial a realização de um registo de danos estéticos e/ou estruturais para isolar os casos provenientes das explosões.

Os impactos em estruturas localizadas nas imediações de áreas de desmonte de maciço rochoso com recurso a explosivos podem ser classificados segundo autores como Dowding (1996), Edwards

& Northwood (1960) entre outros e citados em Bernardo (2004) por ordem crescente de severidade e da distância ao desmonte:

- Graves (distorções permanentes) – intenso enfraquecimento da integridade da estrutura, do qual resultam fendas de considerável abertura, perda do prumo das paredes, e/ou assentamentos diferenciais das fundações;
- Moderados (abertura de fissuras) – danos superficiais, nos elementos mais frágeis do edifício, como janelas de vidro, paredes e revestimentos exteriores ou interiores;
- Mínimos – prolongamento de fissuras pré-existentes (cosméticas) e oscilações de objetos soltos (candeeiros, móveis, etc.).

### 3. CASO DE ESTUDO

#### 3.1 Descrição da barragem / intervenção realizada

A concretização deste estudo teve como base de simulação a barragem de Salamonde, situada no rio Cávado entre os distritos de Vila Real e Braga no norte de Portugal. Esta barragem de betão do tipo abóboda delgada de dupla curvatura, apresenta uma altura acima da fundação de 72 metros, com uma cota de coroamento de 281 metros e 200 metros de desenvolvimento do mesmo, medido entre encontros, com uma volumetria total de 93.000 m<sup>3</sup> de betão.

O vale onde a barragem se encontra implantada é praticamente simétrico (Fig 1), com a base de fundação essencialmente granítica. Na parte mais baixa, a barragem encontra-se assente num soco de betão e na parte superior, apoiada em dois encontros artificiais, também de betão.

A barragem é dividida por juntas de contração planas, orientadas radialmente e distanciadas aproximadamente 14 metros. Os encontros pretendem fechar a albufeira a montante, resistindo à pressão da água e, a jusante, transmitir o impulso da abóboda ao terreno de fundação.

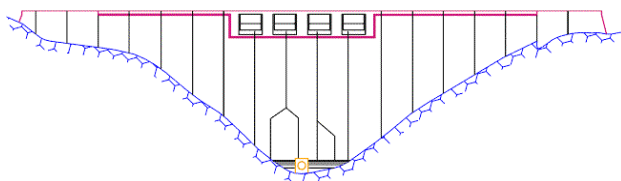


Fig 1 - Alçado da barragem de Salamonde.

No âmbito da construção de uma nova central subterrânea, a Energias de Portugal (EDP), como Dono de Obra, decidiu incluir também a construção do descarregador complementar de cheias (DCC), para a infraestrutura dispor de uma maior capacidade vazão de acordo com os estudos de cheias realizados (EDP, 2010a). No decorrer das operações de desmonte de rocha com o recurso a explosivos, e tendo em consideração a estreita colaboração entre as duas entidades ao longo dos anos, a EDP, solicitou ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) o acompanhamento na monitorização das vibrações previsto na NP 2074 relativa aos trabalhos de escavação com recurso à utilização de explosivos (EDP, 2010b).

O DCC encontra-se localizado na margem direita junto ao encontro da barragem, sendo constituído por uma zona de aproximação do escoamento, uma estrutura de entrada, uma zona de ligação em túnel e uma estrutura de saída.

O traçado do túnel em planta (Fig 2) é constituído essencialmente por dois alinhamentos retos, unidos por uma curva circular com um ângulo ao centro de aproximadamente 33°.

A entrada do descarregador foi concebida com duas portadas iguais com 6,5 metros de largura cada, separadas por um pilar de forma hidrodinâmica. O túnel, revestido a betão, tem um desenvolvimento de aproximadamente 117 metros, sendo

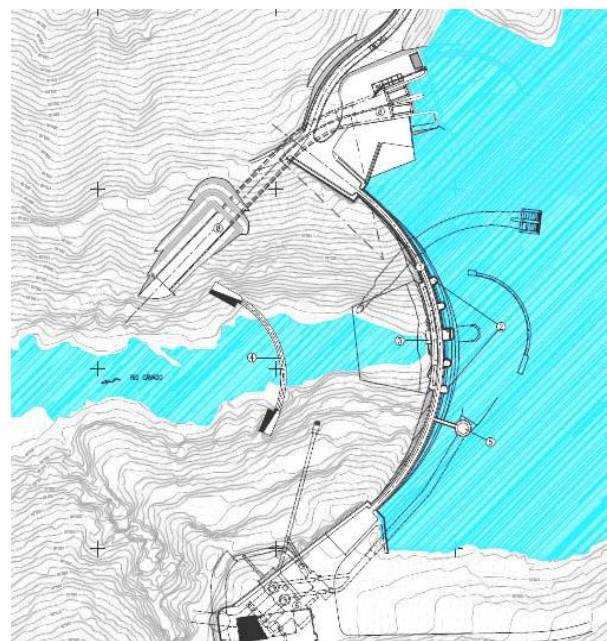


Fig 2 - Vista em planta da barragem de Salamonde e da intervenção realizada – DCC (LNEC, 2012).

constituído por uma secção transversal em forma de ferradura com 10 metros de diâmetro, desenvolvendo-se entre as cotas 250 m e 226 m.

A estrutura de saída do descarregador é constituída por um troço em canal com cerca de 50 metros de extensão, que termina com uma estrutura em “salto de ski”. Esta estrutura lança o jato de água diretamente no leito do rio a aproximadamente 200 metros a jusante do pé da barragem.

Este descarregador complementar tem uma capacidade máxima de vazão de cerca de 1200 m<sup>3</sup>/s, sob o nível máximo de cheia.

### 3.2 Monitorização

A atividade e acompanhamento por parte do LNEC esteve focada essencialmente no controle das vibrações ocorridas na fundação da barragem, produzidas pela utilização de explosivos na execução de escavações no DCC (Fig 3).

Os procedimentos a implementar, durante a fase de utilização de explosivos, contemplavam para frente de obra, a execução de pegas experimentais e o registo das vibrações em pontos considerados importantes, com o objetivo de avaliar as condições locais reais. A metodologia a utilizar na fase de produção teria como base a análise dos valores de velocidade das pegas experimentais.

Para proceder à monitorização das vibrações ocorridas na barragem foram instalados sensores em 5 pontos da barragem (Fig 4).

Os registos foram realizados com recurso a transdutores triaxiais de acelerações da marca Geosys, modelos GSR-16 e GSR-18, que incorporam um digitalizador de 16 e 18 bits respetivamente, que converte o sinal analógico (contínuo) do sensor para formato digital (sinal discretizado). O sensor do GSR é do tipo *force-balanced*, ou seja, é constituído por um pêndulo dinamicamente equilibrado por um campo magnético. A variação da

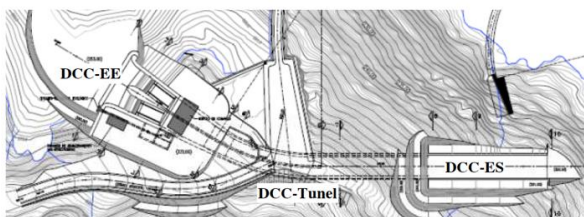


Fig 3 - Localização das três frentes de trabalho na execução do desmonte de rocha com uso de explosivos do DCC (LNEC, 2012).

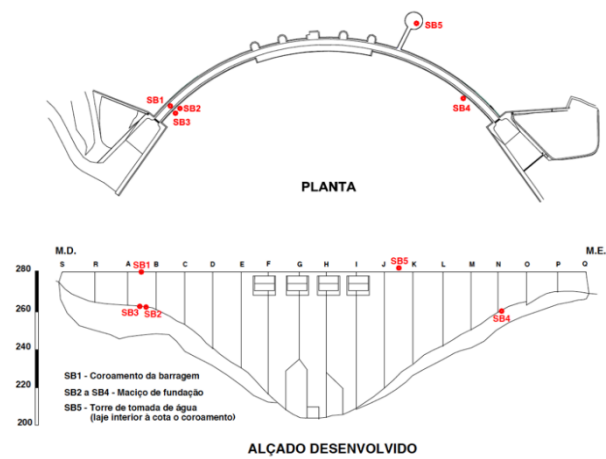


Fig 4 - Plano de colocação dos sismómetros na barragem (LNEC, 2012).

intensidade do campo magnético origina uma corrente elétrica que é convertida em unidades de aceleração (g ou mg). Quando são cumpridas as condições de disparo (*trigger*) predefinidas o sistema regista em memória as acelerações dos três canais.

O controle das vibrações deverá ser efetuado pela avaliação do valor das velocidades ao nível das fundações das estruturas, de acordo com a regulamentação nacional em vigor, nomeadamente, a norma específica NP 2074 “Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares”. Podendo, no caso dos edifícios, utilizar-se, de uma forma indicativa, as verificações constantes na DIN 4150 – Part 3 “Effects on structures”, para avaliação dos níveis de vibração no topo dessas estruturas.

De acordo com a NP 2074, os valores máximos de velocidade de vibração admissíveis são determinados através da expressão seguinte:

$$v_r = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot 10 \text{ [mm/s]} \quad (1)$$

onde os símbolos têm os seguintes significados:  $\alpha$  - constante dependente do tipo de solo de fundação;

$\beta$  - constante dependente do tipo de construção;

$\gamma$  - número médio de solicitações diárias.

Para a determinação da velocidade máxima admissível foi considerado o maciço rochoso de fundação composto por rochas e solos rijos ( $\alpha = 2$ ) e a barragem como uma estrutura sensível ( $\beta = 0,5$ ), traduzindo-se nos seguintes valores de acordo com o número de solicitações diárias:



- Menos de 3 pegas diárias

$$v_r = 2 * 0,5 * 1 * 10 = 10 \text{ mm/s}$$

- Mais de 3 pegas diárias

$$v_r = 2 * 0,5 * 0,7 * 10 = 7 \text{ mm/s}$$

As velocidades máximas admissíveis são posteriormente comparadas com a velocidade vibratória de pico (PPV), registada para cada pega. Esta é calculada segundo a NP 2074, através da equação (3.2), correspondendo ao maior dos valores medidos durante o período em que decorre o registo. A PPV não pode ser calculada através da soma vetorial dos valores máximos, em cada direção, uma vez que estes normalmente ocorrem em instantes distintos.

$$V_{m\acute{a}x} = \left| \sqrt{V_L^2(t) + V_V^2(t) + V_T^2(t)} \right| \quad (2)$$

## 4 MODELO NUMÉRICO

### 4.1 Geometria/Propriedades

A malha com a definição da barragem e do maciço de fundação foi concebida a partir dos elementos de projeto, originando um modelo de elementos discretos, resolvido através do 3DEC (Fig 5), com os blocos discretizados por uma malha de elementos finitos.

Numa abordagem inicial considerou-se que a superestrutura era composta por betão homogéneo, com propriedades mecânicas conhecidas através do cálculo estático. No entanto, o estudo deste trabalho assenta sobre a propagação e ocorrência de uma ação dinâmica, pelo que foram necessárias diversas simulações para experimentar várias possibilidades e concluir que as propriedades mecâni-

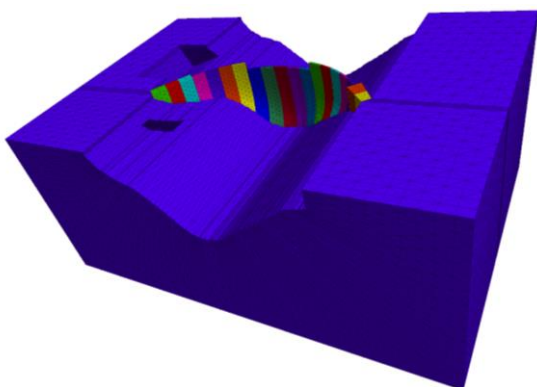


Fig 5 - Vista do modelo numérico da barragem e maciço de fundação.

cas teriam de ser calibradas para o cálculo dinâmico, aumentando em aproximadamente 50% o módulo de elasticidade do betão. Devido à sua importância na avaliação do comportamento estrutural, foram modeladas as juntas de contração e a junta de inserção da barragem na fundação, tendo sido utilizado um modelo constitutivo de Mohr-Colomb, com dilatação nula e os valores apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedades mecânicas adotadas para a barragem no modelo numérico.

Material da barragem		Juntas de contração	
Módulo de elasticidade dinâmico	45,0 GPa	Rigidez normal	45,0 GPa/m
Coefficiente de Poisson	0,20	Rigidez corte	18,75 GPa/m
Massa volúmica	2400 kg/m <sup>3</sup>	Ângulo de atrito	45°

Na definição das propriedades do maciço foram tidos em consideração os relatórios de prospeção geotécnica do período de construção da barragem, bem como da intervenção recentemente realizada. No entanto, face às inúmeras variáveis existentes para a correta caracterização do maciço, este foi considerado como um meio contínuo, tendo sido desconsiderado o diaclasma e deformações naturais. Contudo, e porque o módulo de elasticidade tem elevada importância na velocidade de propagação das ondas, adotaram-se para a caracterização do maciço três zonas homogéneas com as propriedades apresentadas na Tabela 2, baseados na caracterização de campo efetuada.

Tabela 2 - Propriedades mecânicas adotadas para o maciço no modelo numérico

Material do maciço			
Coefficiente de Poisson	0,20	Massa volúmica	2700 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidade:			
Cotas > 260 m			4 GPa
Cotas entre 240-260 m			10 GPa
Cotas < 240 m			20 GPa

A malha do maciço foi gerada de forma radial em relação à superfície de inserção da barragem. Esta geometria criou algumas dificuldades na definição de estratos, obrigando à estipulação de critérios de atribuição dos três estratos aos elementos da fundação. Na definição dos estratos teve-se em

consideração a altimetria da face do elemento que se encontra mais próxima do vale, podendo ocorrer casos em que as outras faces do elemento se encontram fora dos limites estipulados para o estrato. Na Fig 6 apresenta-se a estratificação do maciço considerada no modelo numérico.

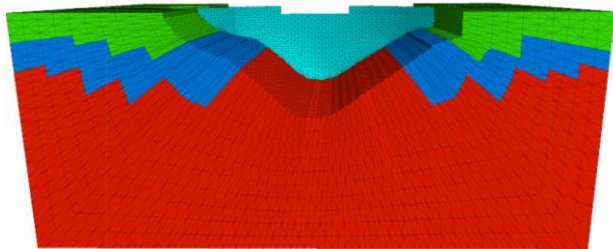


Fig 6 - Visualização do modelo numérico do maciço rochoso com representação dos estratos.

### Condições de fronteira

As condições de fronteira do modelo pretendem representar de forma mais aproximada da realidade o comportamento do maciço e ao mesmo tempo eliminar o efeito da dimensão finita do modelo numérico.

Nas faces laterais e na base do modelo foram admitidas fronteiras viscosas absorventes. Esta propriedade permite que as ondas que se propaguem até estes limites sejam eliminadas, ou seja, numa perspetiva real estas teriam uma continuidade na sua propagação, pelo que a partir deste limite deixariam de afetar a zona que se encontra modelada.

Para o topo do modelo foi estipulado que o mesmo se encontraria livre, isto é, pretende-se fazer correspondência à interação maciço-atmosfera, possibilitando aos elementos sofrerem os efeitos da passagem e reflexão das ondas, através de compressões, dilatações, corte e ainda por movimentos elípticos.

No desenvolvimento do modelo numérico, concretamente durante a verificação de equilíbrio da estrutura através do cálculo estático, constatou-se que na ausência de restrições estáticas o mesmo sofria um deslocamento gravítico. Esta alteração também se verificava quando se inculia a ação dinâmica, o que diminuía os valores de tensões e de velocidades nos pontos de controlo, em virtude do movimento do modelo se realizar como um todo. Para colmatar esta situação e principalmente não quebrar a capacidade de absorção das diversas

fronteiras, foram restringidas as duas arestas inferiores da base do modelo. Esta situação revelou-se suficiente para eliminar os deslocamentos, tendo-se confirmado através do cálculo estático a sua correta aplicação.

## **4.2 Modelação da ação**

### *4.2.1 Bloco experimental*

Face à dimensão e morosidade no cálculo do modelo numérico, procedeu-se ao estudo da modelação da ação através de um bloco experimental sobre a forma de paralelepípedo. Neste bloco experimental testaram-se duas formas de aplicação da ação dinâmica representativa de uma detonação com origem numa carga explosiva, através de uma força e uma pressão impulsivas.

As ações de força e pressão apresentam uma forma de operar semelhante, mas aplicam histórias de força ou pressão correspondentes à ação cinemática, calculada, através da impedância do meio. Existe ainda a distinção do ponto de aplicação, uma vez que aplicando uma força é possível escolher um ponto do modelo e respetiva direção, ao passo que por meio de pressão, é necessário induzir a ação numa superfície, podendo ser definido o efeito por compressão ou tração.

Analizados os resultados obtidos para o modelo de bloco experimental, verifica-se, nos pontos de registo de velocidades, que apenas para a ação dinâmica da força existe uma variação da velocidade em função da frequência aplicada. É também nesta ação que se verifica, segundo o eixo do bloco experimental, uma diminuição gradual de velocidades com a propagação das ondas, ao contrário da pressão, onde os registos de velocidades são praticamente constantes. Desta forma pode-se concluir que a ação dinâmica que apresenta valores coerentes para o estudo da propagação de ondas com origem numa detonação de carga explosiva localizada é a ação dinâmica por meio de uma força.

### *4.2.2 Intensidade da força aplicada*

Os relatórios de monitorização das pegas contemplam apenas o registo da carga instantânea aplicada em cada pega, sendo esta a variável de referência para o controlo das velocidades, pelo que foi preciso através da leitura de bibliografia, com especial ênfase para Hustrulid (1999), deduzir uma formulação que permitisse

aproximar a carga de explosivo aplicado à força que o mesmo incute no meio circundante. O mesmo autor diz-nos que a quantidade de energia libertada numa explosão na forma de calor é denominada calor de explosão, representada por “Q” em calorias/grama.

Sendo conhecida a massa de explosivo utilizada ( $m$ ), através dos registos da carga instantânea, foi deduzida a energia de explosão para o explosivo de referência ANFO através da expressão (3):

$$E [kcal] = 912 * m [kg] \quad (3)$$

A energia de explosão, em kcal, pode ser convertida para a unidade de newton metro através da taxa de conversão expressa em (4).

$$\frac{kcal}{0,0002388459} = N.m \quad (4)$$

Foi adotada a simplificação de aplicação da força em 1 metro de comprimento, reduzindo desta forma a energia de explosão para uma força em Newton.

Nos relatórios de monitorização refere-se o uso do explosivo Senatel, cuja força de explosão relativa, comparada com o explosivo de referência ANFO, tendo por base as especificações técnicas, é de 201%.

Esta aproximação da quantidade de carga instantânea de explosivo aplicado nas pegas, em função do calor de detonação, para a força resultante aplicada no ponto da pega, ainda que careça de mais validações e confirmações, demonstrou-se capaz de corresponder às necessidades, pelo que se apresenta na Tabela 3, em função das cargas instantâneas das pegas estudadas, as forças resultantes deduzidas.

**Tabela 3** - Forças resultantes aplicadas em função da carga instantânea.

Carga instantânea	Força aplicada
2,3 kg	17,50 MN
2,8 kg	21,49 MN
3,7 kg	28,36 MN
4,2 kg	32,23 MN

Partindo do pressuposto que a detonação do maciço rochoso com recurso a explosivos origina uma propagação esférica das ondas, torna-se necessário definir uma direção para a força a aplicar

representativa desta propagação. Para cada pega simulada foi aplicada, no ponto respetivo, a resultante da força relativa à intensidade da explosão com orientação e sentido para o ponto médio da inserção da barragem no eixo do vale.

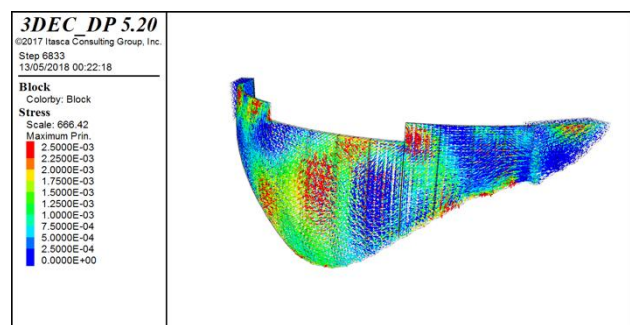
## 5 RESULTADOS

De forma a proceder à comparação dos resultados obtidos através do modelo numérico, relativamente aos resultados em obra, foram selecionadas e simuladas duas pegas em cada frente de trabalho.

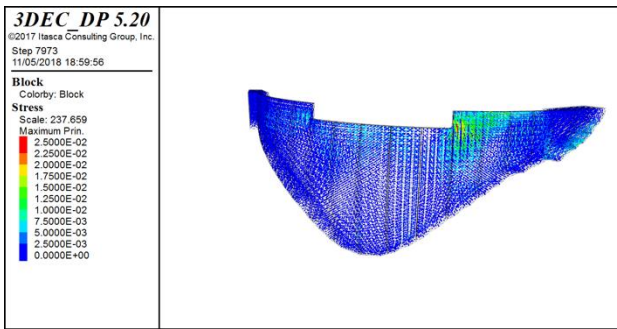
Para possibilitar a análise dos resultados obtidos durante os diversos testes e simulações das pegas, foram concebidos gráficos de PPV em função da distância (R) escalada com a carga (W), através dos valores de registos medidos em obra (Figuras 10 e 11). Posteriormente, os valores obtidos através das simulações numéricas foram inseridos nestes gráficos, onde se pretende que estes valores se enquadrem na nuvem correspondente ao respetivo ponto de controlo.

Foi também possível obter distribuições de tensões principais do modelo numérico (Figuras 7, 8 e 9), onde se apresentam os valores máximos na barragem devido exclusivamente às vibrações provocadas pelas explosões.

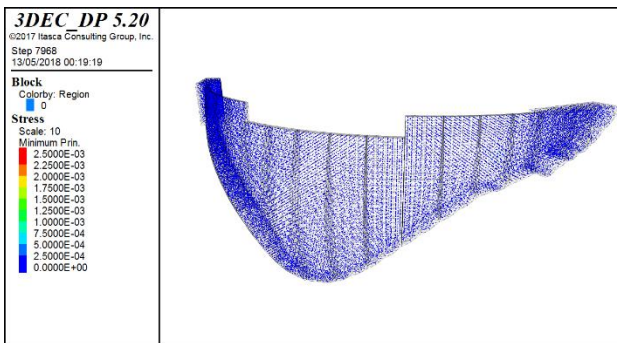
Para as pegas simuladas através do modelo numérico e apresentadas nas figuras anteriores, registaram-se valores de tensões principais máximas no ponto de controlo “SB3” (Fig 4), localizado na fundação da margem direita da barragem, na ordem de 24,4 kPa para a estrutura de entrada, 16,7 kPa para a estrutura do túnel e 15,4 kPa para a estrutura de saída. Para o ponto de controlo “A” localizado no alinhamento vertical do ponto de fundação “SB3”, no coroamento da barragem,



**Fig 7** - Vista de montante da barragem com representação das tensões provocadas por uma pega na estrutura de entrada (EE).



**Fig 8** - Vista de jusante da barragem com representação das tensões provocadas por uma pega na estrutura do túnel (Túnel).



**Fig 9** - Vista de jusante da barragem com representação das tensões provocadas por uma pega na estrutura de saída (ES).

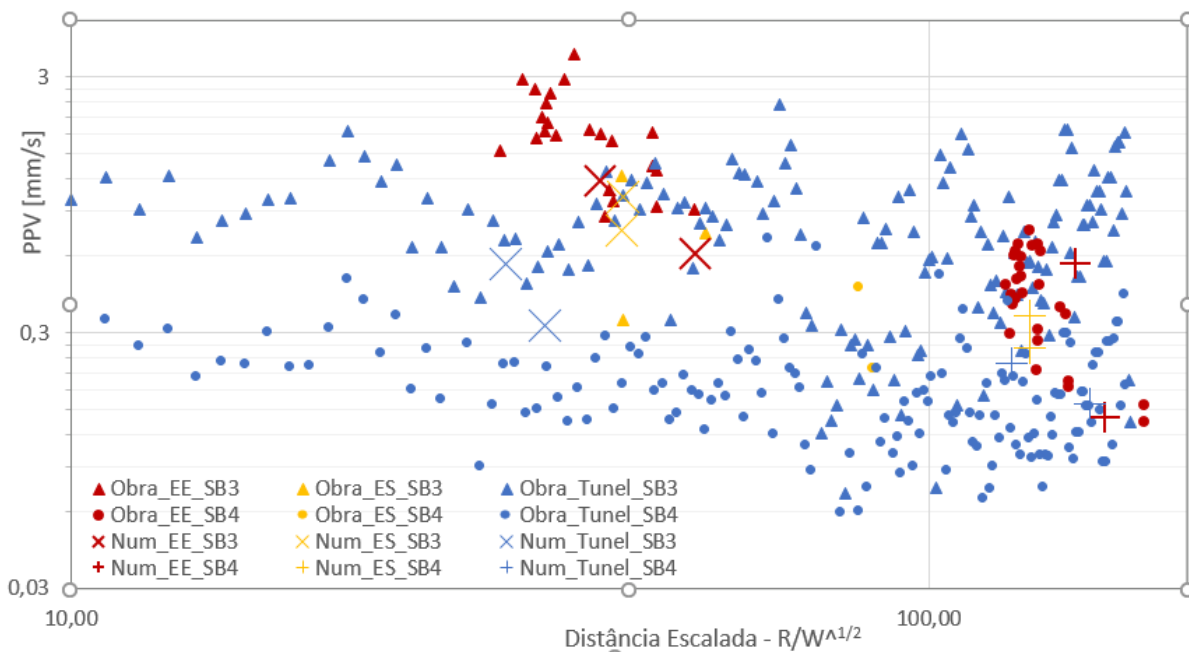
obtiveram-se valores na ordem de 2 kPa para a estrutura de entrada, 4 kPa para o túnel e 4 kPa para a estrutura de saída.

Se tivermos em consideração a classe de betão vulgarmente utilizada para as obras de estrutura de uma barragem, betão C30/37, com 3 MPa de resistência à tração, constata-se que as tensões registadas nos pontos de controlo do modelo numérico são 1000 vezes inferiores à resistência do betão.

## 6 CONCLUSÕES

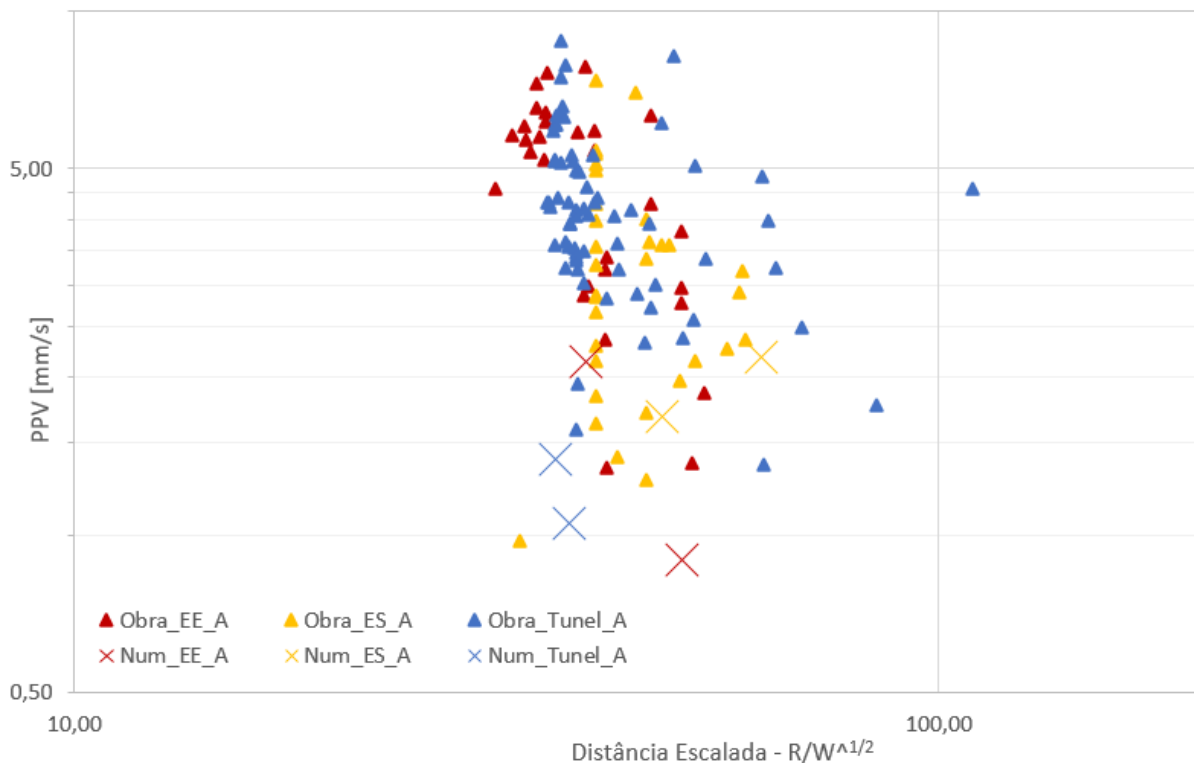
Com base na análise dos resultados apresentados nas Figuras 10 e 11, verifica-se uma boa concordância entre os valores obtidos no modelo numérico e os valores observados na obra. Foi possível reproduzir através de um modelo numérico híbrido descontínuo de elementos discretos e elementos finitos os blocos da abóbada, as juntas de contração e o maciço de fundação, para análise do comportamento da barragem de betão sujeita a vibrações provocadas pelo desmonte do maciço com recurso a explosivos na sua vizinhança.

Conforme as conclusões do relatório do LNEC (2012) também se conclui através das simulações numéricas realizadas de algumas pegas, o valor baixo do acréscimo das tensões induzidas pelo efeito das vibrações, não acarretando sinais de preocupação ao nível da resistência estrutural. No entanto, só através de inspeções visuais poderá ser possível determinar o impacto que possa ter ocorrido na barragem.



**Fig 10** - Comparação dos resultados nos pontos de controlo SB3 e SB4, correspondentes à fundação, entre a simulação de pegas no modelo numérico com as medições em obra.





**Fig 11** - Comparação dos resultados no ponto de controlo A, correspondente ao coroamento, entre a simulação de pegas no modelo numérico com as medições em obra.

O modelo continua em fase de estudo. Neste momento modelam-se outras pegas para que seja possível validar a aplicabilidade, bem como proceder a possíveis melhorias e correções.

A elaboração deste modelo numérico permitiu desenvolver novas abordagens para a simulação das explosões, da propagação de vibrações ao longo do maciço e respetivos efeitos na estrutura. Estas abordagens, devidamente adaptadas, são passíveis de serem implementadas em estudos futuros.

Contudo, é importante realçar o avanço conseguido no sentido de minimizar a incerteza relativa à análise da resistência de estruturas sujeitas a este tipo de ações dinâmicas.

## AGRADECIMENTOS

Agradece-se à EDP Produção a autorização concedida para a apresentação de alguns resultados relativos à monitorização realizada durante a execução das pegas de fogo para desmonte de rocha.

Este trabalho foi parcialmente financiado pelo Projeto PTDC/ECM-EST/0805/2014|16761 - DAM\_AGE - Técnicas Avançadas de Monitori-

zação Dinâmica da Condição Estrutural de Barragens de Betão, financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P., tendo sido desenvolvido também no âmbito do projeto de investigação MEBAD - Modelação de Estruturas de Blocos sob Ações Dinâmicas, integrado e financiado através no Plano de Inovação e Investigação (P2I) do LNEC. O trabalho do quarto autor foi apoiado pelo ISTAR-IUL (UID/MULTI/4466/2016).

## REFERÊNCIAS

- Bernardo, P. (2004). Impactes ambientais do uso de explosivos na escavação de rochas, com ênfase nas vibrações. Tese de Doutoramento em Engenharia de Minas. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.
- Dowding, C. H. (1996). Construction Vibrations (1st ed.). E.U.A.: Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- EDP (2010a). Barragem de Salamonde. Descarregador de Cheias Complementar. Projeto.

- EDP (2010b). Aproveitamento hidroelétrico de Salamonde. Barragem de Salamonde. Controlo de segurança da barragem durante as obras de reforço de potência e do descarregador de cheias complementar.
- Edwards, A. T., & Northwood, T. D. (1960). Experimental Studies of the Effects of Blasting on Structures. *The Engineer*, Vol. 210.
- Hustrulid, W. A. (1999). *Blasting Principles for Open Pit Mining, Volume 1 General Design Concepts*. Colorado, E.U.A.: Taylor & Francis Group, LCC.
- LNEC. (2012). Acompanhamento e controlo das vibrações durante as escavações do maciço rochoso com recurso a explosivos. Relatório Técnico (Confidencial). Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.
- Norma Portuguesa NP-2074. (1983). Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas. Lisboa, Portugal: Instituto Português da Qualidade.
- Resende, R. (2010). An Investigation of Stress Wave Propagation Through Rock Joints and Rock Masses. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.