

APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS NA INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE MEDIÇÕES DE TENSÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS

Application of numerical methods in the interpretation of stress measurement results in rock masses

Luís Lamas *

Margarida Espada **

José Muralha ***

José Vieira de Lemos ****

RESUMO – Neste trabalho apresenta-se uma metodologia, que tem vindo a ser utilizada no LNEC, para estimar o campo de tensões inicial em maciços rochosos, a partir dos resultados de ensaios de medição de tensões *in situ*, recorrendo a modelos numéricos. Nesta metodologia são consideradas as condições do maciço rochoso, tais como a topografia do terreno, a pré-existência de escavações subterrâneas e a eventual heterogeneidade do maciço. Apresentam-se os tipos de ensaios realizados e exemplos de aplicação da metodologia em estudos que foram efetuados para estimar o campo de tensões a ser utilizado nos cálculos do projeto de diversas obras subterrâneas construídas em Portugal. É apresentado, em maior detalhe, um caso de estudo recente de determinação do campo de tensões iniciais para o projeto de uma central hidroelétrica subterrânea, escavada num maciço rochoso heterogêneo, em que são pormenorizados os aspetos relacionados com a construção do complexo modelo numérico tridimensional e discutidos os resultados obtidos.

SYNOPSIS – This paper presents a methodology that has been used by LNEC to estimate the initial stress field in rock masses, from the results of *in situ* stress measurements, using numerical methods. This methodology considers the rock mass conditions, such as the ground topography, the pre-existence of underground openings and the rock mass heterogeneity. The types of tests that were performed are presented, as well as examples of application of the methodology in studies carried out for estimating the stress field to be used in the design calculations of several underground works constructed in Portugal. A recent case study of the determination of the initial stress field for the design of an underground powerhouse, excavated in a heterogeneous rock mass, is presented in detail. A number of aspects of the construction of the complex three-dimensional model are summarized and the results are discussed.

Palavras Chave – Estado de tensão *in situ*; Maciço rochoso; Modelo numérico.

Keywords – *In situ* state of stress; Rock mass; Numerical model.

* Investigador Principal, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0001-9438-9288
E-mail: llamas@lnec.pt

** Bolseira de Doutoramento, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0002-5772-0418
E-mail: mespada@lnec.pt

*** Investigador Principal, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0002-9072-6563
E-mail: jmuralha@lnec.pt

**** Investigador Coordenador, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0003-1324-7662
E-mail: vlemos@lnec.pt

1 – INTRODUÇÃO

A libertação do estado de tensão inicial, que ocorre durante a escavação de uma obra subterrânea num maciço rochoso, constitui a principal ação a considerar na análise do comportamento do maciço e, conjuntamente com o peso dos blocos de rocha que se possam formar, constituem uma das principais ações a considerar no dimensionamento dos suportes.

O conhecimento do campo de tensões instalado num maciço rochoso é, assim, fundamental para o projeto de grandes estruturas subterrâneas, nomeadamente de cavernas associadas a centrais hidroelétricas. Para tal, são usualmente realizados ensaios para medição de tensões *in situ* mas, devido a restrições no que se refere a acessos, custos e prazos, estes ensaios são necessariamente executados num número limitado de locais. Além disso, as medições efetuadas são pontuais e a incerteza associada aos próprios métodos de ensaio não é desprezável. Em consequência, a representatividade dos resultados obtidos individualmente, em cada um dos ensaios, é discutível quando se pretende conhecer o campo de tensões existente num grande volume do maciço rochoso, na vizinhança da obra subterrânea a analisar.

Para além da ação gravítica, diversos fatores influenciam o campo de tensões instalado num maciço rochoso. São exemplos a topografia do terreno, a existência de escavações subterrâneas na vizinhança da obra, a própria heterogeneidade do maciço, a existência de forças de origem tectónica ou os efeitos diferidos ao longo do tempo. Para ter em conta estes fatores na estimação do campo de tensões, torna-se necessário utilizar modelos interpretativos globais, que considerem a sua influência e possam integrar os resultados de todos os ensaios, realizados em diferentes locais, de preferência utilizando mais de um método de ensaio. A aplicação destas metodologias implica a utilização de modelos numéricos, por vezes de grandes dimensões e complexidade, que discretizam a geometria do maciço rochoso na vizinhança das obras subterrâneas e simulam o comportamento do maciço.

O progressivo incremento da complexidade dos modelos numéricos utilizados em mecânica das rochas implica, naturalmente, requisitos acrescidos na sua elaboração. Quando se pretende uma representação mais detalhada do maciço rochoso é imprescindível obter informação de campo fíavel e pormenorizada sobre as condições geológicas e geotécnicas. A modelação numérica tem sido utilizada por diversos autores como ferramenta de simulação para a compreensão e integração da informação disponível sobre a caracterização dos maciços, em particular nas questões relacionadas com as tensões *in situ* (McKinnon, 2001; Hart, 2003). Apresentam-se, seguidamente, alguns exemplos considerados mais representativos da utilização de modelos numéricos em estudos envolvendo a determinação do campo de tensões em maciços rochosos, em que podem ser seguidas duas vias alternativas.

A primeira via consiste em simular de forma aproximada os hipotéticos processos geológicos que condicionaram o estado atual, por exemplo, os efeitos do peso dos materiais, forças horizontais de origem tectónica, fenómenos de erosão ou a abertura de um vale, ou a fluência do maciço rochoso ao longo da sua história geológica. Este procedimento é difícil, implicando várias iterações, de modo a que o seu resultado seja coerente com as informações relativas ao campo de tensões *in situ* disponíveis. Nestes estudos, têm sido empregues tipos de modelos muito diversos. Brady *et al.* (1986) usaram modelos numéricos de elementos discretos para confirmar a influência da estrutura geológica na distribuição de tensões em maciços rochosos, à escala de um poço de sondagem de cerca de 2 m de diâmetro, e para estabelecer indicações sobre a definição do número e da localização das medições de tensões *in situ* a realizar para estimar o campo de tensões. A uma escala regional, Konietzky *et al.* (2001) simularam numericamente o estado de tensão para comparação de traçados alternativos de um túnel. Em estudos relacionados com repositórios de materiais radioativos foram utilizados modelos numéricos para a consideração da topografia do terreno no estado de tensão inicial resultante (Konietzky *et al.*, 1995; Carranza-Torres *et al.*, 2002). Ziegler *et al.* (2016) utilizaram um modelo tridimensional de diferenças finitas para determinar a orientação das tensões influenciadas pela topografia alpina da superfície do terreno.

Na maioria destes modelos numéricos, é admitido um comportamento elástico do maciço para avaliar o efeito da topografia ou das ações tectónicas. Figueiredo (2013) aborda o caso de Paradela II, onde foram efetuados ensaios de fracturação hidráulica para determinação de tensões em furos com 500 m de profundidade. Na interpretação dos resultados, foi utilizado um modelo numérico de grandes dimensões, representando a topografia do terreno e uma extensão lateral do maciço de vários quilómetros. O valor das tensões horizontais medidas era elevado, não sendo consistente com um comportamento elástico, pelo que foi explorada a hipótese de comportamento visco-elástico a longo prazo, que reduziu as tensões deviatóricas e permitiu aproximar melhor os valores de campo. Em termos práticos, esta hipótese pode ser aproximada pela consideração de um coeficiente de Poisson equivalente mais elevado para simular a situação a longo prazo. Espada e Lamas (2014) também utilizaram esta hipótese para melhorar a aproximação do modelo numérico no estudo dos ensaios relativos à caverna de Salomonde II.

A segunda via consiste na utilização de modelos numéricos, que podem considerar topografias complexas, escavações existentes ou heterogeneidades do maciço, para a definição do campo de tensões em termos de um conjunto de parâmetros, que são calculados por um processo de otimização a partir dos resultados de ensaios. O mesmo modelo pode ser utilizado para o projeto e para o acompanhamento dos valores observados durante a escavação da obra. A metodologia utilizada pelo LNEC e apresentada neste artigo segue esta via. Referem-se em seguida alguns outros exemplos.

Tonon e Amadei (2003) estudaram a influência de descontinuidades e da anisotropia dos maciços rochosos no estado de tensão no contorno de túneis e desenvolveram uma técnica de estimação do campo de tensões utilizando modelos bi e tridimensionais de elementos finitos. Li *et al.* (2009) desenvolveram um procedimento baseado num modelo de elementos de fronteira para decompor o campo de tensões *in situ* numa parcela tectónica e numa parcela gravitacional e compararam com os resultados de ensaios de fraturação hidráulica. Ferrero *et al.* (2013) descreveram os estudos efetuados para apoiar a análise de minas subterrâneas na região de Carrara, em que foi usado um modelo tridimensional de elementos discretos e foram realizados ensaios de sobre-carotagem para determinar o campo de tensões.

Complementarmente, quando os modelos numéricos se destinam à interpretação do comportamento observado durante ou após a construção da obra, existe mais informação para aferir os modelos. Deste modo, as hipóteses sobre o estado de tensão inicial adotadas na fase de projeto podem ser atualizadas para um melhor ajustamento aos dados da monitorização utilizando técnicas de retroanálise. Como exemplos podem referir-se os casos das determinações do estado de tensão a partir dos deslocamentos resultantes de escavações subterrâneas (Sakurai e Shimizu, 1986) e tendo em conta o comportamento elástico do maciço (Sakurai e Akutagawa, 1994), assim como o estudo para a calibração do campo de tensões inicial e da deformabilidade do maciço efetuado para o complexo de cavernas da central do empreendimento hidroelétrico do Alto Lindoso, com base em medições de deslocamentos relativos obtidos com convergenciómetros e extensómetros de varas, e em tensões medidas nas paredes da caverna da central (Castro, 1998).

Neste artigo apresentam-se os métodos de ensaio e a metodologia de análise global que têm sido utilizados pelo LNEC para obtenção do campo de tensões mais provável instalado na zona de interesse para o cálculo de estruturas subterrâneas. Seguidamente, apresentam-se resumidamente diversos casos de aplicação a obras subterrâneas, com especial ênfase nos métodos numéricos utilizados e nas hipóteses assumidas nos cálculos. Finalmente, apresenta-se um caso de estudo recente, com uma complexidade pouco usual, referente aos estudos desenvolvidos pelo LNEC para a definição do campo de tensões que veio a ser utilizado nos cálculos para o projeto das obras subterrâneas do complexo de cavernas da central hidroelétrica de Gouvães.

2 – ENSAIOS DE MEDIÇÃO DE TENSÕES E ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

2.1 – Métodos de ensaio

Para medição das tensões instaladas nos maciços rochosos utilizam-se métodos de ensaio que podem ser classificados em dois grandes grupos: métodos baseados na fraturação do maciço e métodos baseados na libertação de tensões. Os dois métodos de ensaio desenvolvidos no LNEC e utilizados nos casos apresentados neste trabalho — ensaios de almofadas planas de pequena área (*Small Flat Jack*, SFJ) e ensaios de sobrecarotagem utilizando um defórmetro tridimensional (*Stress Tensor Tube*, STT) — são ambos baseados na libertação das tensões instaladas no maciço. Os métodos de ensaio SFJ e STT foram apresentados originalmente por Rocha *et al.* (1966) e por Rocha e Silvério (1969), tendo sofrido, desde essa altura, contínuas evoluções e aperfeiçoamentos.

Os ensaios SFJ (Figura 1) são realizados quando existe acesso ao local de medição no maciço rochoso, geralmente através de galerias. Consistem na abertura de um rasgo numa superfície exposta do maciço e na medição da variação da distância entre marcas colocadas em ambos os lados do rasgo. O restabelecimento da tensão normal ao rasgo é conseguido pela aplicação de uma pressão no seu interior, por meio de um macaco hidráulico plano, até ser anulada a variação da distância entre as marcas. Este ensaio permite determinar a componente normal do estado de tensão na direção normal ao rasgo.

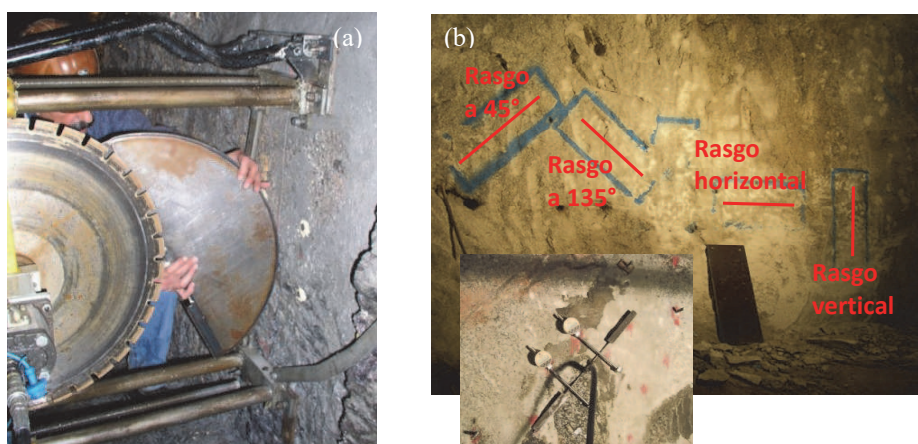


Fig. 1 – Ensaio SFJ: (a) colocação do macaco plano num rasgo; (b) conjunto de rasgos e sistema de medição de deslocamentos.

Os ensaios STT (Figura 2) permitem determinar todas as componentes do tensor das tensões num ponto no interior do maciço rochoso, com uma única determinação, através de uma técnica de sobrecarotagem em furos de sondagem. Este ensaio consta da colagem de um defórmetro tridimensional, constituído por um tubo de plástico epoxídico contendo um conjunto de 10 extensómetros, num furo de sondagem de pequeno diâmetro e da sua posterior sobrecarotagem, que provoca a libertação do estado de tensão e uma variação correspondente das deformações registadas pelos extensómetros. Na Figura 2 (c) estão representadas, a traço cheio, as extensões medidas durante a sobrecarotagem e, a tracejado, as temperaturas medidas. Uma vez recuperado o tarolo contendo o defórmetro, realiza-se um ensaio biaxial para determinação das constantes elásticas do tarolo de rocha, com as quais é possível obter, a partir das deformações medidas, o estado de tensão mais provável. Para o efeito, é utilizado um modelo matemático, que tem em consideração as alterações introduzidas no maciço pela técnica de ensaio (Pinto e Cunha, 1986).

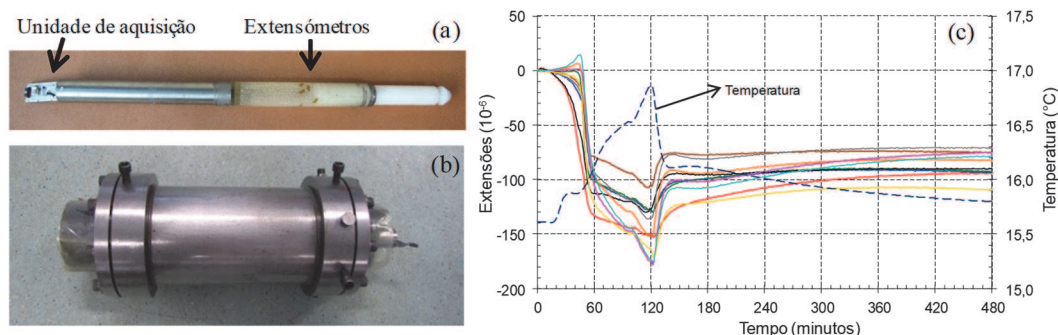


Fig. 2 – Ensaio STT: (a) defórmetro; (b) câmara de ensaio biaxial; (c) extensões medidas durante a sobreacarotagem.

2.2 – Metodologia de análise global para obtenção do campo de tensões

Com o objetivo de estimar o campo de tensões no maciço rochoso a partir dos resultados de ensaios, tem sido utilizada no LNEC uma metodologia de análise global, que permite integrar os resultados de todos os ensaios, realizados em diversos locais e por diferentes métodos, com recurso a modelos numéricos desenvolvidos para o efeito, que representam a geometria das escavações subterrâneas existentes, a topografia do terreno e as litologias identificadas.

Para aplicação de metodologias de análise global é necessário estabelecer hipóteses simplificativas relativamente ao modelo conceptual do maciço rochoso e ao campo de tensões instalado. A metodologia utilizada no LNEC (Lamas *et al.*, 2010; Lamas *et al.*, 2017) tem-se baseado nas seguintes hipóteses:

- O maciço rochoso pode ser considerado como um meio contínuo equivalente, o que significa que, à escala das escavações, as falhas eventualmente existentes não condicionam significativamente o campo de tensões.
- O maciço rochoso pode ser considerado como tendo um comportamento elástico linear.
- As componentes do campo de tensões inicial são nulas na superfície do terreno e variam linearmente em profundidade, uma vez que, para as profundidades a que se realizam a maioria das obras em estudo, as tensões são, em larga medida, de origem gravítica.

Designa-se por campo de tensões iniciais o correspondente a uma situação anterior a quaisquer escavações superficiais (tal como o vale ou canhão escavado por um rio) ou subterrâneas (tal como um túnel de acesso) pré-existent à realização dos ensaios. O campo de tensões após a perturbação introduzida por aquelas escavações designa-se por campo de tensões naturais. Desta forma, sendo γ o peso volumico do maciço e h a profundidade, as seis componentes do campo de tensões iniciais, σ_j^0 , são caracterizadas pelos parâmetros k_j , que constituem incógnitas a determinar:

$$\sigma_j^0 = k_j \gamma h \quad (1)$$

Em casos com geometrias simples o campo de tensões natural pode ser calculado a partir de soluções analíticas, mas, na maioria dos casos reais, com geometrias de escavação complexas, torna-se necessária a utilização de modelos numéricos tridimensionais do maciço rochoso.

Os valores dos parâmetros k_j são calculados a partir dos valores das componentes do estado de tensão medidos nos ensaios, em diferentes locais e utilizando diferentes métodos, utilizando o seguinte procedimento, baseado no proposto por Martins (1986) e Sousa *et al.* (1986):

- É construído o vetor M_i com as N componentes do estado de tensão medidas nos ensaios.
- São aplicados separadamente no modelo numérico do maciço rochoso seis carregamentos, E_j , correspondentes às seis componentes do campo de tensões inicial, σ_j^0 , utilizando valores unitários de k_j . Procede-se seguidamente à simulação da escavação. As tensões naturais obtidas σ_{mj} (em que os índices m e j correspondem, respetivamente, às seis componentes do estado de tensão e aos seis carregamentos) podem, então, ser calculadas em qualquer local do maciço.
- Os valores de σ_{mj} calculados nos locais de ensaio são agrupados na matriz A_{ij} (em que os índices i e j correspondem, respetivamente, às N componentes do estado de tensão medidas nos ensaios e aos seis carregamentos).
- Utilizando o princípio da sobreposição de efeitos, a combinação linear dos estados de tensão resultantes dos seis carregamentos pode ser expressa pelo seguinte sistema de equações:

$$A_{ij} k_j = M_i \quad (2)$$

Este sistema de equações lineares é, geralmente, altamente redundante e pode ser resolvido pelo método dos mínimos quadrados, obtendo-se, assim, os valores dos seis parâmetros k_j . Torna-se, então, possível calcular o estado de tensão natural em qualquer local do maciço a partir de:

$$\sigma_m = k_j \sigma_{mj} \quad (3)$$

Com esta metodologia é, assim, possível estimar o campo de tensões iniciais tridimensional mais provável instalado no maciço rochoso. No entanto, na generalidade das aplicações, tendo em conta diversos fatores, nomeadamente o número limitado de resultados de ensaios, pode ser necessário considerar hipóteses simplificativas adicionais. As mais comuns correspondem a considerar que a tensão vertical inicial é uma tensão principal e que o seu valor resulta do peso do terreno sobrejacente.

3 – APLICAÇÕES A OBRAS SUBTERRÂNEAS EM PORTUGAL

3.1 – Túnel adutor do Castelo do Bode

A primeira aplicação duma metodologia de análise global foi feita para a interpretação dos resultados dos ensaios de medição de tensões realizados pelo LNEC para o túnel adutor do Castelo do Bode, que faz parte do sistema adutor de água a Lisboa (LNEC, 1986). Na Figura 3 apresentam-se uma planta e um perfil longitudinal do túnel, que se encontra num maciço rochoso granítico. Durante a construção, foram realizados três ensaios STT e dois ensaios SFJ num nicho escavado para o efeito num dos hasteais (Figura 4(a)), numa zona em que a profundidade variava entre os 50 m e os 90 m.

Nesta aplicação pretendeu-se simular o efeito da geometria do nicho e do túnel para, a partir das medições efetuadas, obter o campo de tensões mais provável nessa zona do maciço. Foi utilizado para o efeito um modelo tridimensional de elementos de fronteira desenvolvido no LNEC (Lamas, 1984; Lamas *et al.*, 1986), que utiliza uma formulação direta e a solução fundamental de Kelvin para corpos isotrópicos e meios infinitos, sendo a discretização feita por elementos quadrangulares parabólicos, com oito pontos nodais. Apresenta-se na Figura 4(b) uma perspetiva da malha de cálculo utilizada.

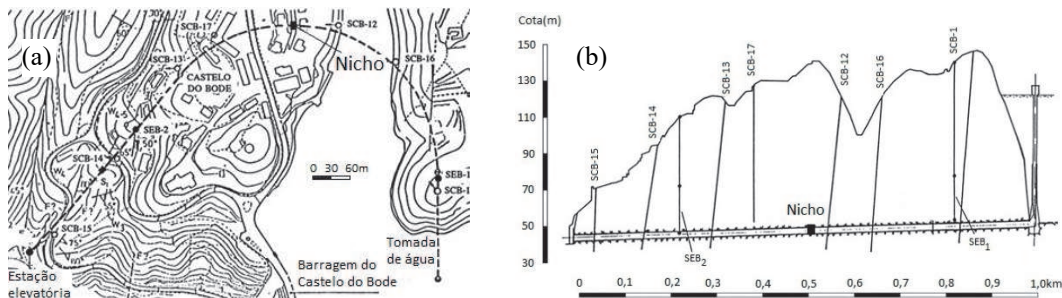


Fig. 3 – Túnel do Castelo do Bode: (a) planta; (b) perfil longitudinal.

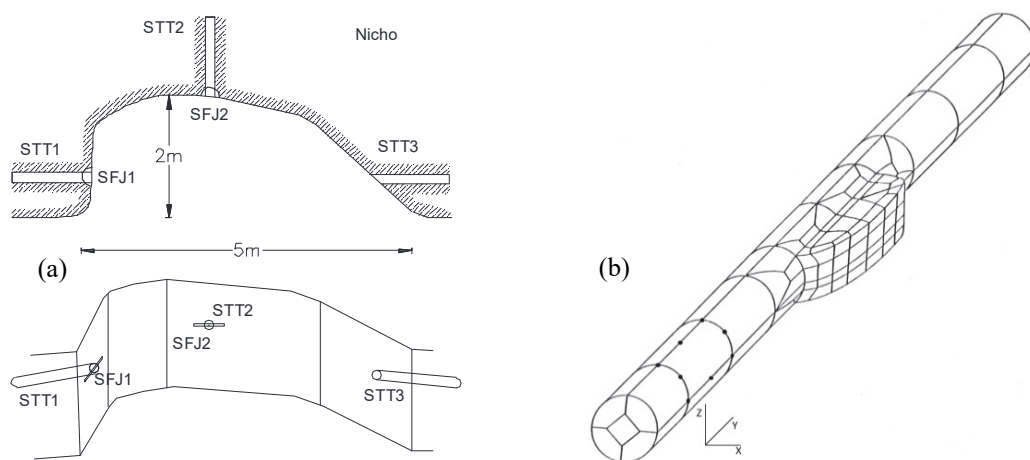


Fig. 4 – Túnel do Castelo do Bode: (a) geometria do nicho de ensaio; (b) malha de elementos de fronteira.

Os resultados obtidos evidenciaram diversas dificuldades existentes na realização dos ensaios STT, sendo o campo de tensões mais provável obtido pouco verosímil. De facto obteve-se uma tensão vertical próxima da devida ao recobrimento, uma tensão horizontal normal ao eixo do túnel de valor semelhante, mas uma tensão horizontal de tração segundo o eixo do túnel.

Este exemplo de aplicação, pese embora os maus resultados obtidos para o campo de tensões mais provável, devidos a problemas existentes à época com os procedimentos de ensaio, evidenciou as potencialidades da metodologia de análise global utilizada.

3.2 – Central hidroelétrica do Alto Lindoso

Durante a construção da caverna da central hidroelétrica do Alto Lindoso (EDP, 1983), num maciço rochoso granítico, foi executado um programa de medição de tensões seguindo um conceito semelhante ao utilizado no túnel do Castelo do Bode. Foram executados ensaios SFJ e STT num nicho escavado para o efeito no hastial de um dos túneis de acesso à central, a uma profundidade de cerca de 300 m (Figura 5(a)). No entanto, atendendo às incertezas associadas a estes ensaios e à experiência anterior com o túnel do Castelo do Bode, foi realizado um número de ensaios bastante superior: três ensaios SFJ em rasgos verticais e horizontais, e nove ensaios STT em quatro furos de sondagem subhorizontais. Devido a limitações do equipamento utilizado, os

furos de sondagem para os ensaios STT não ultrapassaram os 2 m de comprimento (LNEC, 1988; Sousa *et al.*, 1988).

A interpretação dos resultados dos ensaios foi efetuada recorrendo à mesma metodologia de análise global. Para simular o efeito da geometria do nicho e do túnel e, a partir das medições efetuadas, obter o campo de tensões mais provável nessa zona do maciço, foi utilizado o modelo tridimensional de elementos de fronteira desenvolvido no LNEC, de que se apresenta na Figura 5(b) uma perspetiva da malha de cálculo.

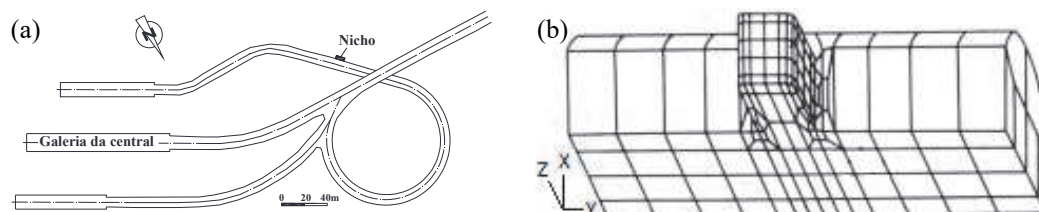


Fig. 5 – Alto Lindoso: (a) localização do nicho de ensaio; (b) malha de elementos de fronteira.

Neste estudo, uma vez calculado o campo de tensões inicial mais provável, utilizando todos os valores obtidos nos ensaios, foi introduzida uma análise dos erros entre os valores das tensões calculadas e medidas, em cada ponto de ensaio, por forma a identificar medições afetadas por erros anormalmente elevados e, mediante a sua eliminação da análise, diminuir o valor do erro quadrático médio do conjunto total de valores.

Obtiveram-se uma tensão vertical inicial de 7,6 MPa, coerente com o peso do recobrimento, e tensões horizontais iniciais de 12,6 MPa e 10,7 MPa, respetivamente, nas direções normal e paralela ao eixo do túnel, o que correspondia a uma relação entre as tensões horizontais e verticais de cerca de 1,5. As tensões principais iniciais calculadas e as suas direções (azimute/pendor em graus) foram: $\sigma_I = 14,2$ MPa (007/61), $\sigma_{II} = 10,6$ MPa (135/18), $\sigma_{III} = 6,0$ MPa (232/21).

Os resultados obtidos para o campo de tensões inicial mais provável na zona da caverna do Alto Lindoso foram consideravelmente mais coerentes do que no caso do túnel do Castelo do Bode e puderam ser considerados como uma estimativa fiável para utilização no cálculo da caverna, assim como para interpretação do comportamento observado durante a construção.

3.3 – Central hidroelétrica de Picote II

Para o reforço de potência do empreendimento hidroelétrico de Picote foram construídos um novo circuito hidráulico e uma nova central subterrânea, designados por empreendimento de Picote II, num maciço rochoso granítico (EDP, 2006). Para obtenção do campo de tensões inicial a utilizar no cálculo da caverna da central foram realizados, antes do início da obra, seis ensaios STT em dois furos de sondagem (STT1 e STT2) abertos a partir de uma galeria existente (LNEC, 2006).

A caverna da central de Picote II encontra-se a 150 m de profundidade, na vizinhança de um canhão escavado pelo rio Douro a partir do nível do planalto aproximadamente à cota 700 m. Este canhão é o principal fator que afeta o campo de tensões na zona. A análise global do campo de tensões baseou-se nas seguintes hipóteses:

- A cota da superfície do terreno antes da escavação do canhão pelo rio era 700 m.
- A componente vertical do estado de tensão inicial antes da escavação do canhão resulta da atuação do peso próprio do maciço: $\sigma_v = k_2 \gamma h$, com $k_2 = 1$ (ver eq. (1)).

- As componentes horizontais do estado de tensão inicial no plano do modelo, σ_h , e no plano perpendicular, σ_{nor} , antes da escavação do canhão, variam linearmente com a profundidade:
 $\sigma_h = k_1 \gamma h$, $\sigma_{nor} = k_3 \gamma h$.

- σ_v , σ_h e σ_{nor} são tensões principais.

Foi desenvolvido um modelo numérico bidimensional, em estado plano de deformação, de uma secção vertical do maciço rochoso na zona da central, aproximadamente perpendicular ao rio e paralela aos furos de sondagem. Utilizou-se o programa de diferenças finitas FLAC (Itasca, 2005). Dado que o perfil do terreno em ambas as margens é semelhante, o modelo apenas inclui uma das margens e considera condições de simetria. Para diminuir os efeitos localizados nas zonas das fronteiras, o modelo tem 1000 m de comprimento na horizontal e desenvolve-se entre as cotas 0 m e 700 m. O modelo integra 200×300 elementos numa malha que, na zona dos ensaios de sobrecarotagem, é mais refinada, com elementos com 2,5×1,75 m². Na Figura 6(a) representa-se parte da malha do modelo onde se encontram representadas as sondagens STT1 e STT2, numa vista da margem direita no sentido de jusante.

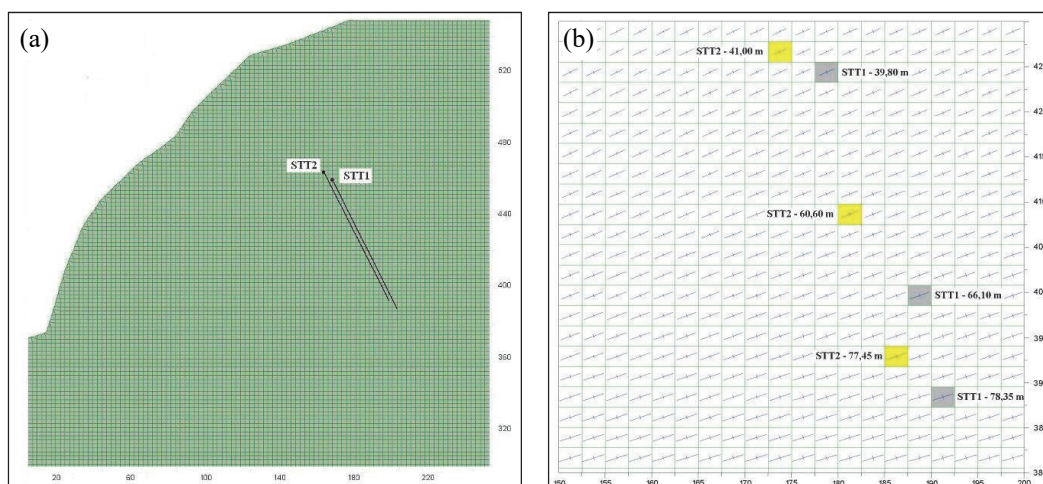


Fig. 6 – Picote II: (a) pormenor da malha com a localização dos furos de sondagem STT1 e STT2; (b) tensões calculadas nos pontos onde foram efetuados os ensaios STT.

Aplicando a metodologia de análise global obteve-se: $k_1 = 1,70$, $k_3 = 1,75$. Isto significa que o campo de tensões mais provável instalado no maciço rochoso resulta de um campo de tensões inicial, antes da ação erosiva do rio a partir da cota de 700 m, com uma relação entre as tensões horizontais e verticais de cerca de 1,75. Na Figura 6(b) representam-se as tensões principais que resultam do efeito da escavação do canhão. As tensões principais são claramente influenciadas pela proximidade do canhão. Previu-se a ocorrência de tensões horizontais relativamente elevadas na zona da nova central, para onde foi estimada uma relação entre as tensões horizontais e verticais de cerca de 4. A ocorrência destes valores muito elevados das tensões horizontais foi confirmada, posteriormente, no início da fase de construção da obra, por meio de ensaios SFJ realizados em nichos nas paredes das galerias de acesso que então foram abertas.

3.4 – Central hidroelétrica de Bemposta II

As obras do reforço de potência do empreendimento hidroelétrico de Bemposta incluem um novo circuito hidráulico subterrâneo na margem direita do rio Douro e uma central em poço, com

uma secção de $30 \times 22 \text{ m}^2$ e uma altura de cerca de 80 m, num maciço rochoso constituído por granitos gnáissicos (EDP, 2007). Para a determinação do campo de tensões no maciço foram realizados ensaios STT e SFJ em dois locais de uma galeria com um diâmetro de cerca de 6 m, que serviu de acesso durante a construção da central existente (LNEC, 2008). O local 1 está ao nível do leito do rio, à profundidade de 95 m, afastado 120 m do eixo do rio, numa zona em que a galeria é normal ao rio; o local 2 está a uma cota 20 m acima da do local 1, à profundidade de 130 m, afastado 225 m do eixo do rio, numa zona em que a galeria é paralela ao rio. Na Figura 7 apresenta-se uma planta da zona vizinha da galeria, indicando os dois locais de ensaio, e um corte vertical longitudinal.

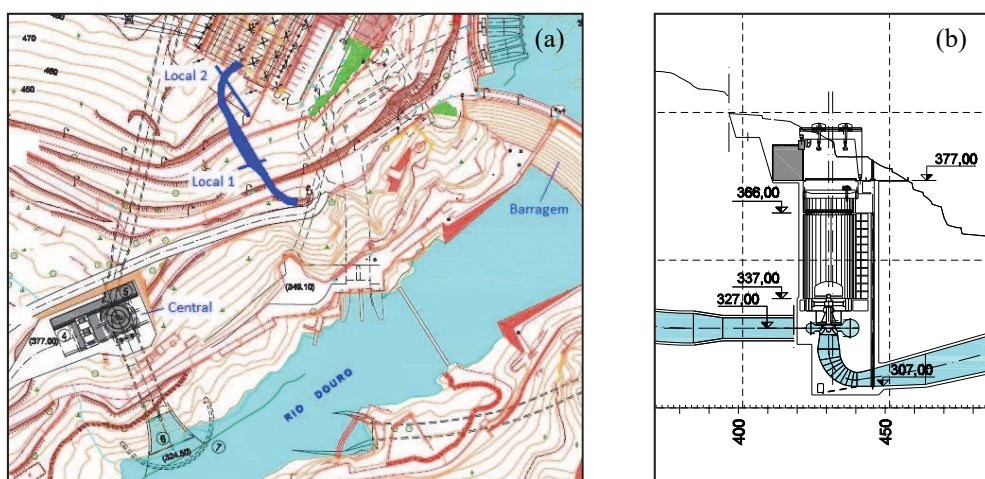


Fig. 7 – Bemposta II: (a) planta da obra e locais de ensaio; (b) corte vertical pela central.

Em cada um dos locais foram realizados 3 ensaios SFJ (um rasgo horizontal, um vertical e um inclinado a 45°). Foram realizados três ensaios de sobre-carotagem no local 1, entre os 12 m e os 17 m, e dois ensaios no local 2, entre os 5 m e os 10 m, em furos com direções normais ao eixo da galeria e inclinações descendentes de 45° .

Os principais fatores que influenciam os valores medidos nos ensaios e o campo de tensões na zona de interesse são a topografia do vale do rio e a galeria de ensaio. Atendendo à geometria do problema, para a análise global do campo de tensões seria necessário recorrer a um modelo tridimensional de grandes dimensões do maciço rochoso, que incluísse o vale do rio e tivesse uma discretização adequada para o cálculo das tensões nos locais de ensaio. Para contornar este problema foi utilizada uma metodologia simplificada, semelhante à utilizada por Wittke (1990).

Numa primeira fase foi construído um modelo bidimensional, em estado plano de deformação, de uma secção normal ao rio passando no local 2, utilizando o programa FLAC, e foi simulada a escavação do vale e a abertura da galeria no local 2. Foram adotadas as seguintes hipóteses:

- A cota da superfície do terreno antes da escavação do vale pelo rio é a do planalto.
- A componente vertical, σ_v , e as componentes horizontais no plano do modelo, σ_h , e no plano perpendicular, σ_{nor} , do estado de tensão inicial antes da escavação do vale pelo rio, variam linearmente com a profundidade: $\sigma_v = k_2 \gamma h$, $\sigma_h = k_1 \gamma h$, $\sigma_{nor} = k_3 \gamma h$ (ver eq. (1)).
- σ_v , σ_h e σ_{nor} são tensões principais.

A Figura 8(a) mostra a malha antes e depois da escavação do vale pelo rio. Com este modelo calcularam-se as componentes do estado de tensão nos pontos de medição do local 2.

Foi construído um segundo modelo numérico, tridimensional, com uma espessura unitária, centrado na galeria no local 1, utilizando o programa FLAC3D, que está representado na

Figura 8(b). Foram aplicadas, neste modelo, as tensões calculadas com o modelo bidimensional na zona do local 1 e foi simulada a escavação da galeria. Com este modelo calcularam-se as componentes do estado de tensão nos pontos de medição do local 1.

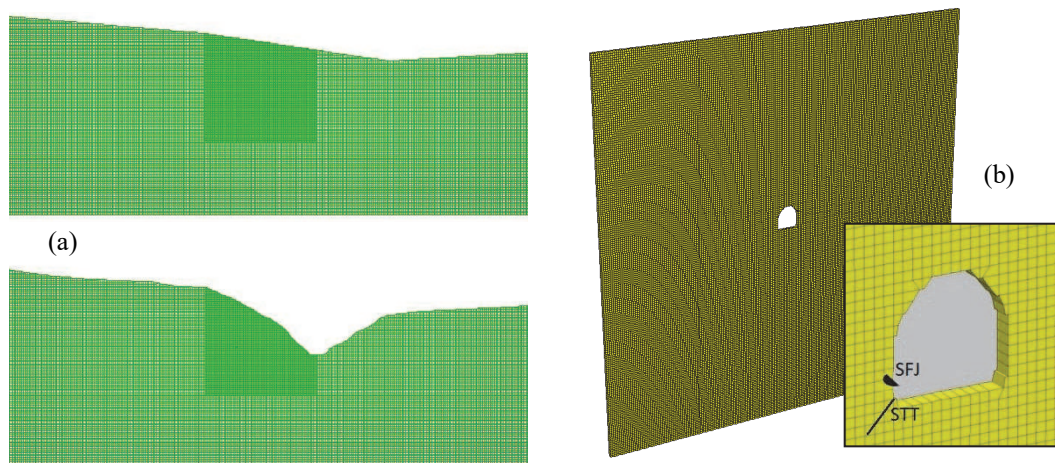


Fig. 8 – Bemposta II: (a) modelo 2D pelo local 2, com representação do perfil do terreno antes e após a escavação do vale; (b) modelo 3D com a galeria na zona do local 1.

A aplicação da metodologia de análise global ao caso de Bemposta II forneceu os seguintes resultados: $k_1 = 0,60$, $k_2 = 0,91$ e $k_3 = 0,75$. Isto significa que o campo de tensões mais provável instalado no maciço rochoso resulta de um campo de tensões inicial, antes da ação erosiva do rio, caracterizado por uma tensão vertical da ordem de grandeza da correspondente ao peso do recobrimento e por tensões horizontais cerca de 1,5 vezes menores que a tensão vertical. A partir destes resultados, foram calculadas com o modelo bidimensional as tensões nas zonas vizinhas da central.

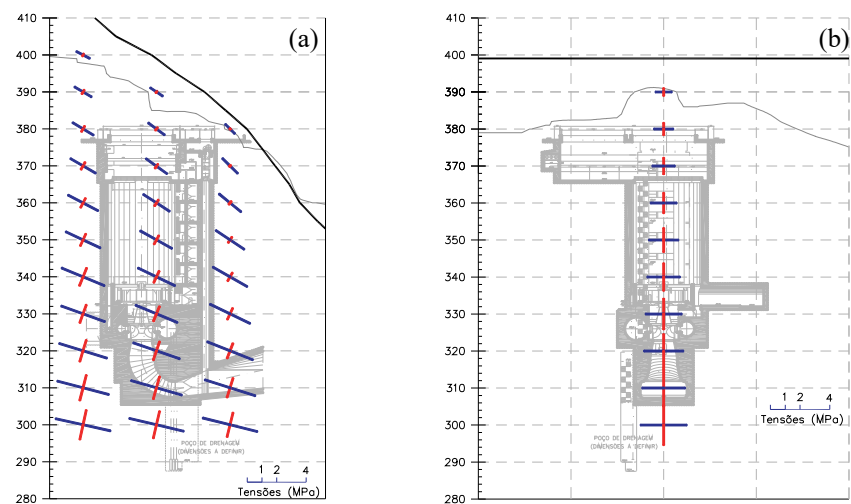


Fig. 9 – Bemposta II: tensões na zona da nova central. (a) secção vertical normal ao rio; (b) secção vertical paralela ao rio.

A Figura 9 evidencia a rotação das tensões principais resultantes do efeito da topografia do terreno, que corresponde a uma diminuição da inclinação da tensão principal máxima com a profundidade, verificando-se que esta se aproxima da horizontal para as cotas mais baixas das escavações, já abaixo do leito do rio. É interessante constatar que, devido à existência do vale, nesta zona as tensões horizontais são consideravelmente superiores à vertical.

3.5 – Central hidroelétrica de Salamonde II

As obras do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde II, no rio Cávado, incluem um circuito hidráulico de 2 km e uma central subterrânea. A caverna da central está localizada num maciço granítico de boa qualidade, à profundidade de cerca de 150 m, e tem 56 m de altura, 66 m de comprimento e 26,5 m de largura (COBA, 2009). A Figura 10 apresenta uma planta da zona da margem esquerda da barragem de Salamonde, com indicação da localização da caverna da central existente e da nova central, assim como uma perspectiva do arranjo das obras subterrâneas do complexo da central.

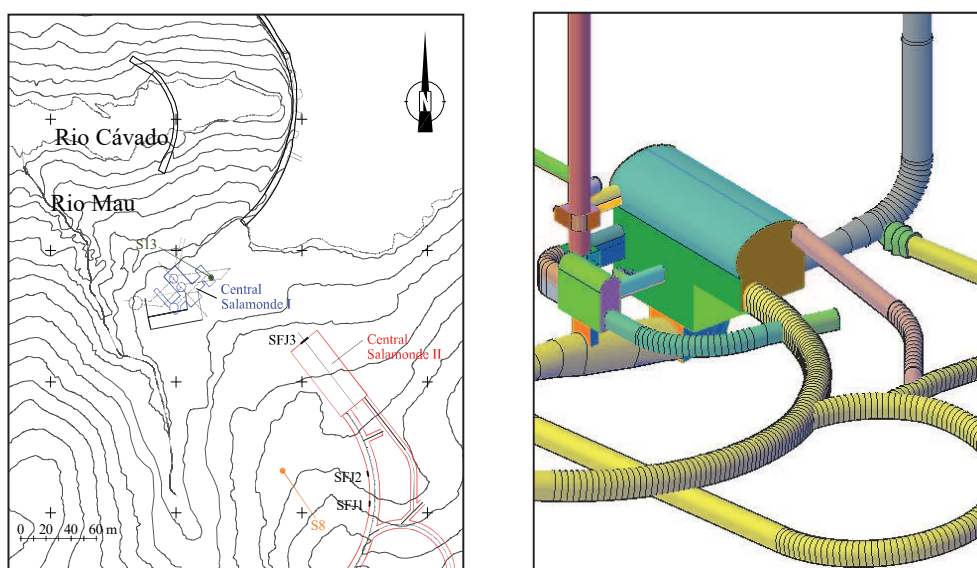


Fig. 10 – Salamonde II: planta e arranjo das obras subterrâneas do complexo da central.

Na fase de projeto, antes do início das escavações, foram realizados ensaios de sobrecarotagem STT em dois furos subverticais, S8 e S13, e, durante as escavações, logo que houve acesso à zona da central, foram realizados 10 ensaios de macacos planos em três locais: SFJ1, SFJ2 e SFJ3 (ver Figura 10). Na Figura 11 estão representados os túneis de acesso e a caverna da central e indicam-se também os locais dos ensaios SFJ, assim como a fase de escavação da abóbada da caverna quando os ensaios SFJ3 foram realizados (LNEC, 2009, 2012a, 2012b).

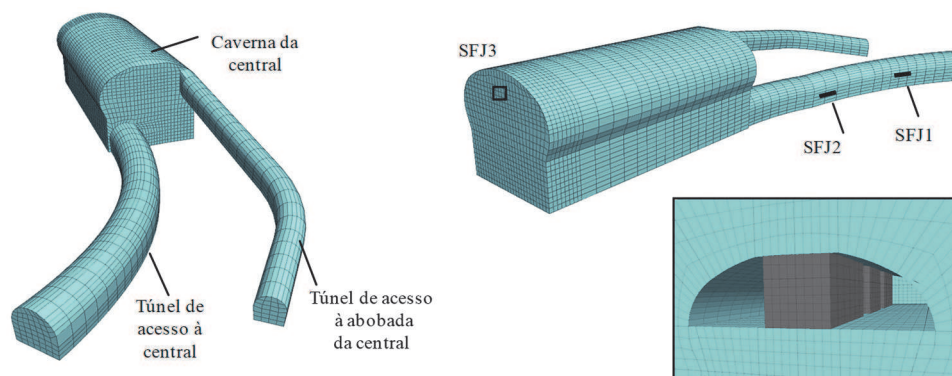


Fig. 11 – Salomonde II: perspectivas das obras subterrâneas consideradas no modelo numérico e fase de escavação da abóboda da central à data da realização dos ensaios SFJ.

A interpretação dos resultados dos ensaios teve em consideração a topografia local e a geometria das escavações existentes quando os ensaios SFJ foram realizados. Para o efeito foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional (Figura 12), utilizando o programa FLAC3D, e foi aplicada a metodologia de análise global.

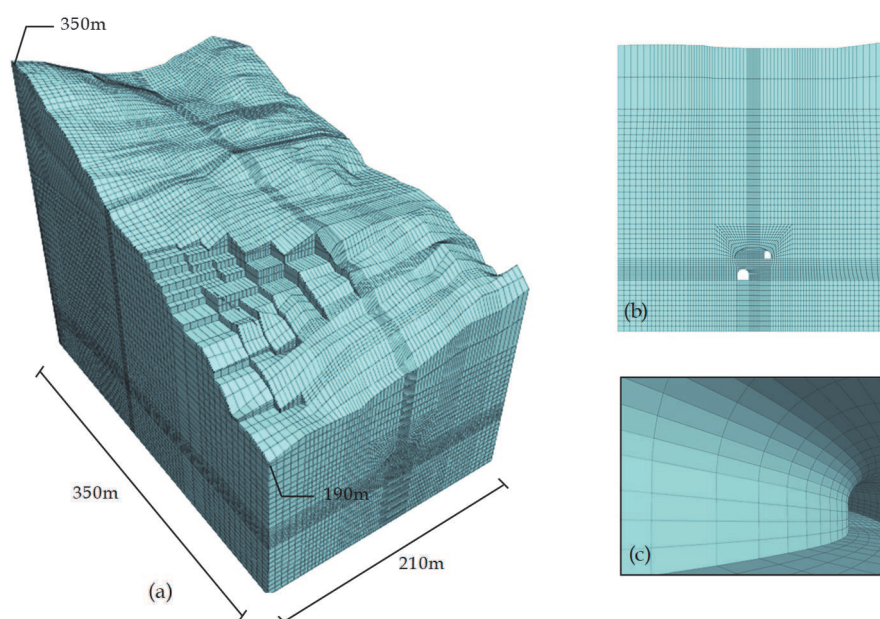


Fig. 12 – Salomonde II: (a) perspectiva do modelo numérico; (b) corte vertical pelos túneis de acesso; (c) detalhe do túnel de acesso à central.

Foram adotadas as seguintes hipóteses:

- A tensão vertical inicial, σ_z , é uma tensão principal e resulta da atuação do peso próprio do maciço.
- As componentes do estado de tensão inicial variam linearmente com a profundidade: $\sigma_x = k_1 \gamma h$, $\sigma_y = k_2 \gamma h$, $\sigma_z = k_3 \gamma h$, $\tau_{xy} = k_4 \gamma h$ (ver eq. (1)), em que os eixos X e Y são, respetivamente, normal e paralelo ao eixo da caverna.

O campo de tensões inicial anterior às escavações foi obtido, aplicando a metodologia de análise global, pela sobreposição de quatro carregamentos, E_j , correspondentes à tensão vertical e às três componentes do estado de tensão horizontal. Consideraram-se os resultados dos ensaios STT e SFJ, e obtiveram-se os seguintes valores: $k_1 = 0,88$, $k_2 = 0,98$, $k_3 = 1$ e $k_4 = 0,31$. Na Figura 13 apresentam-se as tensões iniciais obtidas. A rotação da tensão principal subvertical é consistente com a influência expectável do vale do rio Mau (Figura 10). A maior tensão principal subhorizontal é normal à direção do rio Cávado. Ao nível da caverna da central as tensões principais subhorizontais são 1,3 e 0,6 vezes a tensão vertical.

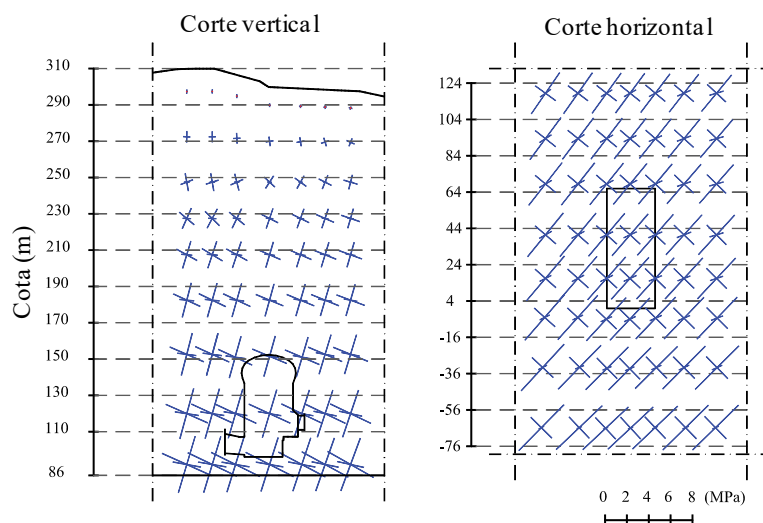


Fig. 13 – Salomonde II: tensões principais iniciais na zona da caverna da central.

4 – CASO DE ESTUDO DA CENTRAL SUBTERRÂNEA DE GOUVÃES

4.1 – Descrição da obra e enquadramento geotécnico

Para apoio ao projeto das obras do complexo de cavernas da central do empreendimento hidroelétrico de Gouvães, a Iberdrola solicitou ao LNEC a realização de um estudo para a avaliação do campo de tensões no maciço rochoso com base em resultados de ensaios de medição de tensões *in situ* (LNEC, 2016). Para tal foi programada uma campanha de ensaios nas obras subterrâneas que se encontravam já escavadas na proximidade da futura caverna da central, que consistiam em túneis e galerias de acesso e de reconhecimento.

O circuito hidráulico tem origem na barragem de Gouvães e termina na albufeira da barragem de Daivões. Na Figura 14 apresenta-se uma perspetiva do complexo de cavernas da central, que se encontra a uma profundidade de cerca de 320 m. Aos dois poços verticais de adução seguem-se troços horizontais, que bifurcam dando lugar a quatro condutas, uma para cada um dos grupos eletromecânicos instalados na central. A caverna da central tem 20 m de largura, 48 m de altura e 121 m de comprimento e foi implantada com uma orientação de N35°E. A caverna dos transformadores é paralela à da central, 29 m a jusante dela, e tem 18 m de largura, 18 m de altura e 81 m de comprimento. A ligar as duas cavernas existem quatro galerias de barramentos. As quatro galerias de aspiração, ligadas por poços à chaminé de equilíbrio, terminam no túnel de aspiração, que conduz a água ao rio Tâmega.

O maciço rochoso é constituído por duas formações distintas (Iberdrola, 2011), com um contacto subhorizontal na zona da central. A litologia sobrejacente é constituída por micaxistos,

sob os quais ocorrem granitos. Na Figura 14 representa-se a superfície interpretativa do contacto entre os micaxistos e os granitos, obtida por interpolação a partir dos mapeamentos efetuados.

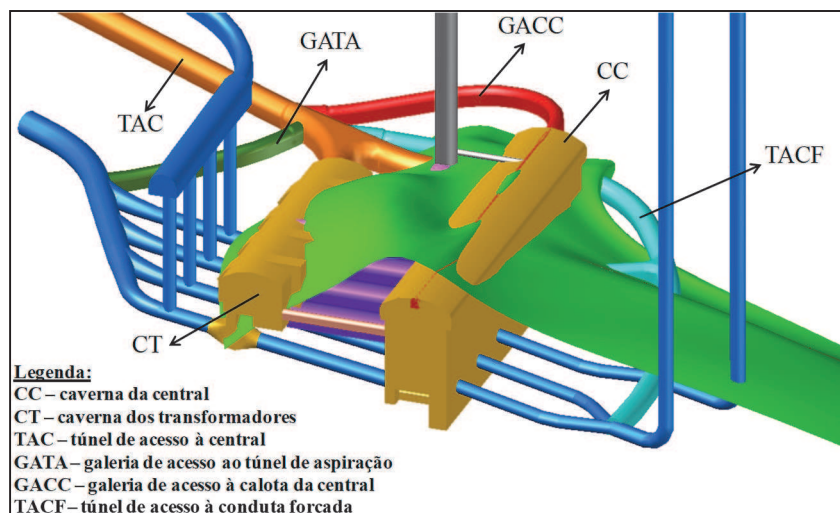


Fig. 14 – Gouvães: perspetiva do complexo de cavernas da central com a superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos (adaptado do modelo tridimensional fornecido pela Iberdrola).

Tendo em conta que os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica indicavam que os micaxistos apresentavam uma deformabilidade sensivelmente dupla da dos granitos, o programa de ensaios foi definido admitindo que poderia haver diferenças relevantes entre o estado de tensão inicial instalado em cada uma das formações.

4.2 – Ensaios de medição de tensões realizados

Em face da heterogeneidade do maciço, foi decidido realizar ensaios de medição de tensões nas duas litologias. Para o efeito foi programada uma campanha de ensaios, utilizando os métodos SFJ e STT, para uma ocasião em que se encontravam escavadas obras subterrâneas de acesso e de exploração do maciço, na proximidade da futura caverna da central. Na Figura 15 apresentam-se duas perspetivas dessas obras subterrâneas, bem como a localização dos ensaios executados.

Foram definidos dois conjuntos de quatro ensaios SFJ em cada litologia, em hasteais sensivelmente perpendiculares entre si, nos seguintes locais: SFJ-TAC e SFJ-GATA nos micaxistos; SFJ-GEC e SFJ-TACF nos granitos. Em cada local, os ensaios foram realizados em rasgos fazendo ângulos de 0°, 45°, 90° e 135° com a horizontal. Uma vez que os resultados dos ensaios realizados no local SFJ-GATA eram incompatíveis com os valores expectáveis, por a zona se encontrar descomprimida, realizaram-se três ensaios adicionais numa superfície com a mesma orientação, no local SFJ-GACC. A partir dos resultados de cada ensaio foi determinada a tensão normal ao rasgo e o valor do módulo de elasticidade do maciço.

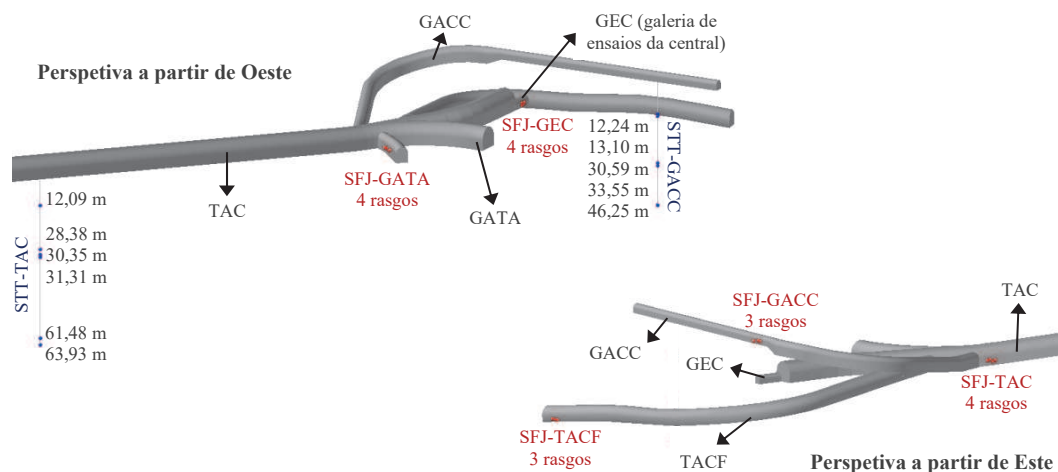


Fig. 15 – Gouvães: perspectivas, a partir de Oeste e de Este, das obras subterrâneas à data dos ensaios, com a localização dos ensaios SFJ e STT.

Para a realização dos ensaios STT foram seleccionados dois locais para os furos de sondagem, de tal forma que um interessasse apenas micaxistos e o outro apenas granitos. Assim, realizou-se um furo no TAC, para a execução de ensaios em micaxistos, e outro na GACC, para a execução de ensaios em granitos. Em cada furo foram previstos seis ensaios, entre os 10 m e os 65 m de profundidade. No entanto, no furo STT-TAC foi interetado o contacto entre os granitos e os micaxistos, o que não era previsível, pelo que quatro ensaios foram realizados em micaxistos e dois em granitos. No furo da STT-GACC foram realizados cinco ensaios, todos em granitos, não tendo sido possível executar o sexto por problemas surgidos com o equipamento de furação. Para a determinação das constantes elásticas (E e ν) a utilizar nos cálculos das tensões a partir das extensões medidas, foram realizados ensaios biaxiais nos tarolos contendo os aparelhos STT.

4.3 – Geração do modelo numérico tridimensional

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional utilizando o programa de diferenças finitas FLAC3D (Itasca, 2013a), com o objetivo de implementar a metodologia de análise global dos resultados dos ensaios de medição de tensões realizados. Para tal é fundamental considerar no modelo numérico, simultaneamente, os efeitos das escavações subterrâneas existentes, da topografia do terreno e das duas litologias existentes. Nesta secção descrevem-se as diversas fases da geração do modelo numérico, desde a definição da geometria global até à geração da malha de elementos tetraédricos, incluindo a representação da topografia do terreno e da superfície de contacto entre as duas litologias.

Numa primeira fase foi definida a geometria global do modelo numérico tendo como base o ficheiro de AutoCAD, fornecido pela Iberdrola, com o modelo geométrico tridimensional das escavações previstas em projeto (Figura 14). Neste ficheiro a geometria das escavações foi modelada utilizando elementos sólidos tridimensionais do AutoCAD. As obras subterrâneas executadas até à data da realização dos ensaios SFJ e STT, que se apresentam na Figura 15, foram representadas no modelo numérico. Estas obras subterrâneas situam-se a profundidades entre 200 e 350 m. O túnel de acesso à central (TAC) foi apenas representado parcialmente, tendo em conta a localização dos ensaios efetuados.

Para construção do modelo foi utilizado o software AutoCAD Civil 3D (Autodesk, 2016). Em primeiro lugar foi gerado um bloco paralelepipedico (Figura 16 (a)) representativo dos limites do modelo, que permite a consideração das condições de fronteira a uma distância adequada dos locais onde foram executados os ensaios. Seguidamente, foi gerada a superfície que melhor se ajusta às curvas de nível do terreno, como se ilustra na Figura 16 (b). Por fim, o bloco paralelepipedico foi intersectado pela superfície do terreno, obtendo-se então a geometria final do modelo, representada na Figura 16 (c). A Figura 16 (d) apresenta um detalhe das escavações.

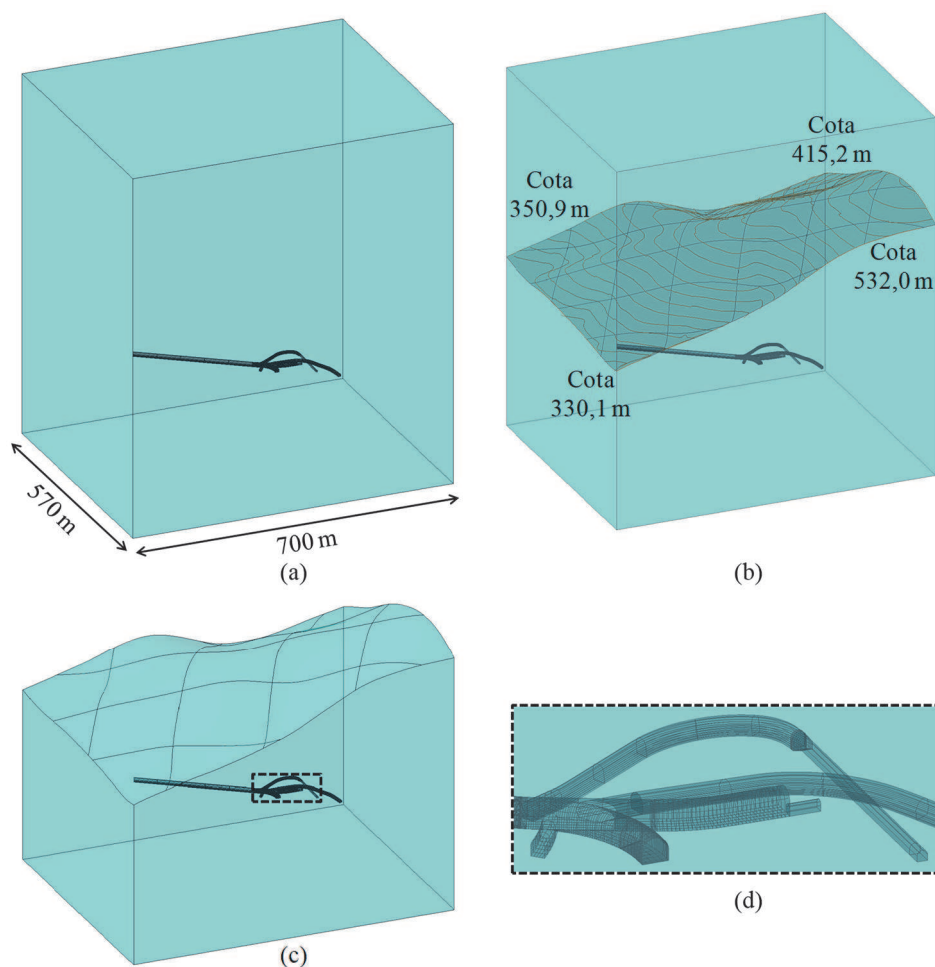


Fig. 16 – Gouvães: modelo geométrico gerado no AutoCad Civil 3D. a) bloco paralelepipedico representando os limites do modelo; b) bloco com a superfície ajustada às curvas de nível do terreno; c) geometria final; (d) detalhe das escavações.

A fase seguinte consistiu em exportar o modelo geométrico do AutoCAD Civil 3D para o software GID (CIMNE, 2014), com vista a gerar a malha do modelo numérico. Neste caso, o GID assumiu a informação geométrica do AutoCAD Civil 3D como um conjunto de pontos, de linhas e de superfícies, sendo portanto necessário gerar os volumes associados (Figura 17 (a)). Em seguida, foi gerada a malha não estruturada de elementos tetraédricos no GID, que se representa na Figura 17 (b). Na zona das obras subterrâneas a malha é mais refinada, como se observa na Figura 17 (c),

sendo a dimensão média do lado dos elementos de cerca de 1 m. No maciço rochoso a dimensão dos elementos vai aumentando progressivamente desde a zona dos túneis até às fronteiras do modelo, sendo a dimensão máxima, nas fronteiras, de cerca de 20 m. O modelo tem um total de 117.425 nós e 722.542 elementos tetraédricos.

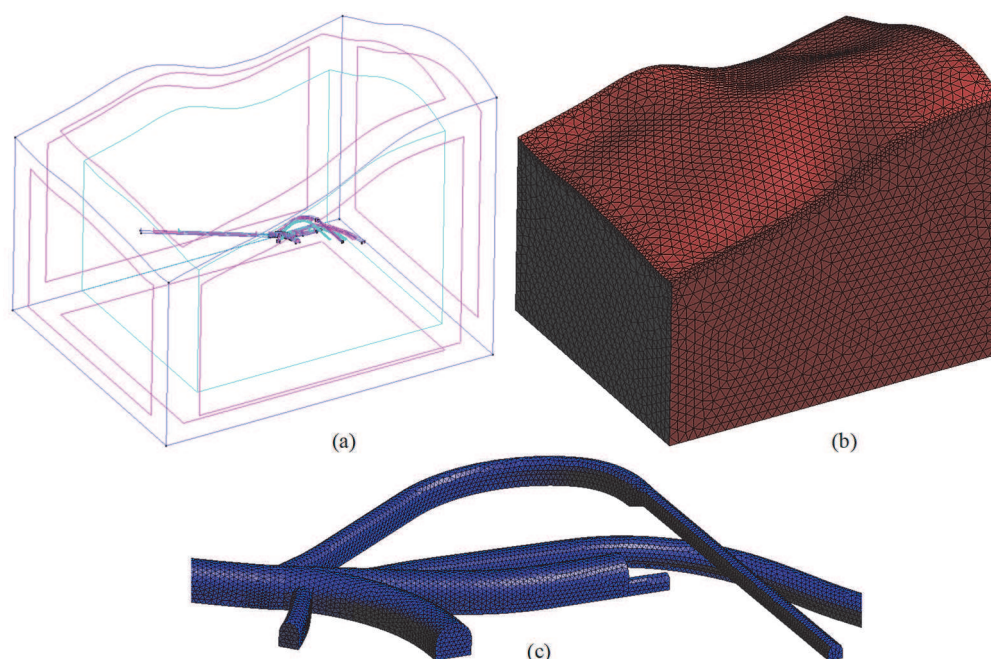


Fig. 17 – Gouvães: modelo importado no GID. a) geometria global; b) malha de elementos tetraédricos; c) pormenor da malha gerada nas obras subterrâneas consideradas.

A informação relativa às coordenadas dos nós e à definição dos elementos foi então guardada num ficheiro de texto, que foi posteriormente adaptado para ser importado pelo programa FLAC3D. Na Figura 18 apresentam-se duas vistas do interior do TAC, onde se podem observar os acessos às restantes galerias que foram representadas no modelo numérico do FLAC3D.

A definição da superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos foi feita com base na análise conjunta da informação proveniente dos furos de sondagem e do mapeamento que foi sendo realizado nos túneis e galerias de acesso e reconhecimento, que se apresenta na Figura 19. Nesta figura estão representados os eixos coordenados do modelo, em que o eixo Y tem a direção longitudinal da caverna da central, com azimuth N35°E, e o eixo X é normal ao eixo Y, com azimuth N125°E. O eixo Z é vertical e positivo no sentido ascendente.

O modelo tridimensional interpretativo desta superfície, obtido por interpolação a partir dos mapeamentos geológicos dos contactos nos túneis e galerias, é o que está representado na Figura 14.

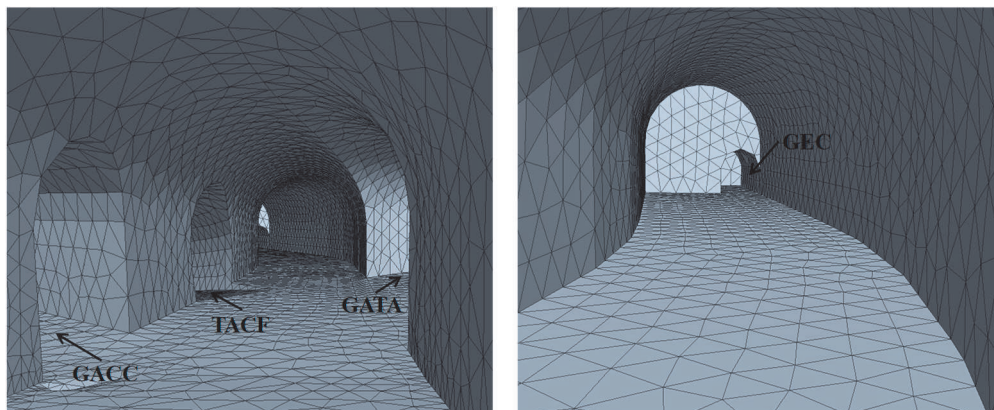


Fig. 18 – Gouvães: modelo numérico do FLAC3D. Vistas do interior do TAC a partir de Noroeste.

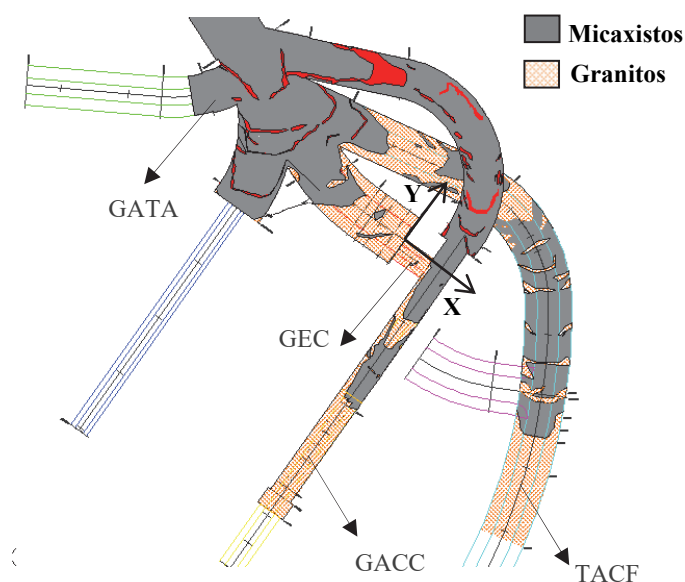


Fig. 19 – Gouvães: levantamento das zonas de contacto entre os micaxistos e os granitos (fornecido pela Iberdrola).

Para simular a superfície de contacto no modelo numérico, necessariamente de uma forma simplificada, foram definidos quatro planos que se ajustam razoavelmente às zonas cartografadas. Na definição destes planos teve-se em especial atenção que a localização da superfície de contacto na vizinhança das zonas de ensaio fosse a mais aproximada possível. Na Figura 20 mostram-se os quatro planos representativos da superfície de contacto, indicando-se as respetivas orientações (direção e inclinação), as coordenadas do ponto de interseção entre os planos 1, 2 e 3, e a cota do plano horizontal. Estes planos foram introduzidos no modelo numérico e foram prolongados até aos limites do modelo. A zona acima da superfície de contacto assim definida é constituída por micaxistos e a zona abaixo dela por granitos, como se mostra na Figura 21.

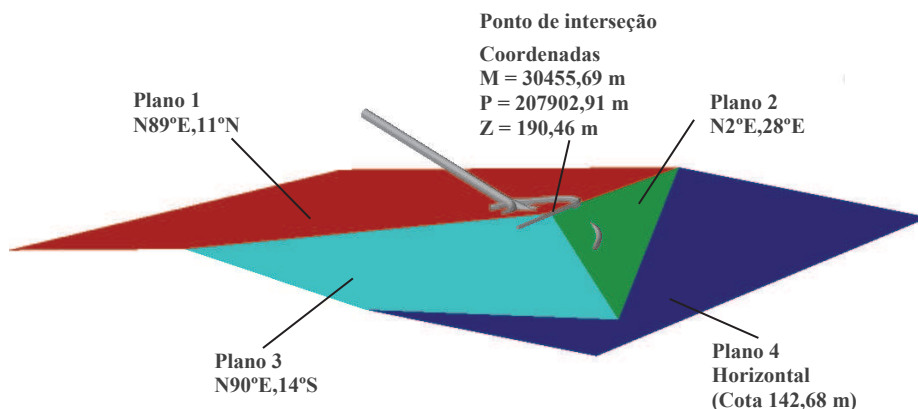


Fig. 20 – Gouvães: definição dos quatro planos da superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos.

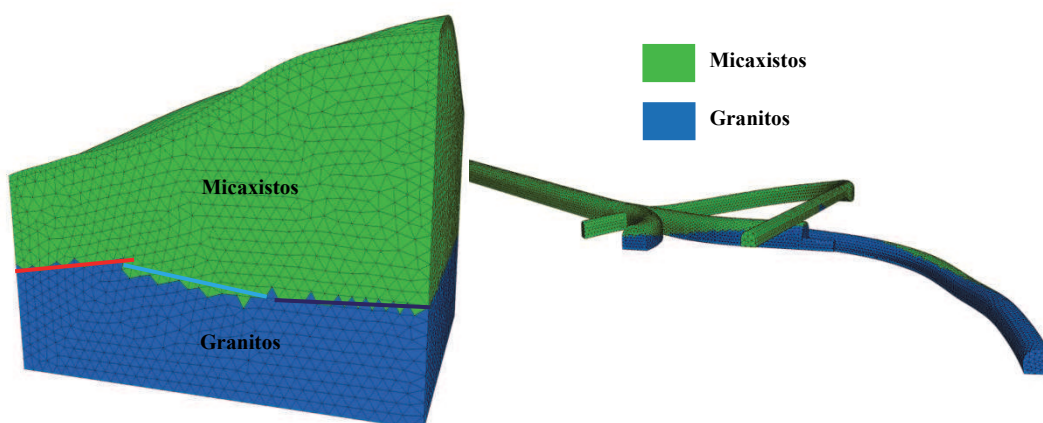


Fig. 21 – Gouvães: zonas do modelo constituídas por micaxistos e por granitos.

4.4 – Análise do estado de tensão no maciço rochoso

4.4.1 – Constantes elásticas do maciço

Uma vez que o maciço rochoso em análise é heterogéneo, com duas formações litológicas diferentes, são importantes para a interpretação global do campo de tensões os valores das suas constantes elásticas. No Quadro 1 apresentam-se, para as duas formações, os valores dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de Poisson obtidos por diversas vias: ensaios de compressão triaxial em provetes de rocha intacta (E_i e ν) e valores estimados para o maciço rochoso (E_m) utilizando o critério de Hoek-Brown e a classificação GSI, referidos no relatório da modelação numérica do processo construtivo (Itasca, 2013b); ensaios SFJ (E_{SFJ}) e ensaios biaxiais nos tarolos de rocha contendo os STTs (E_{STT} e ν_{STT}) obtidos pelo LNEC.

Quadro 1 – Constantes elásticas medidas e estimadas do maciço rochoso.

Litologia	Ensaio laboratoriais		Hoek-Brown E_m (GPa)	Ensaio SFJ E_{SFJ} (GPa)	Ensaio STT	
	E_i (GPa)	ν			E_{STT} (GPa)	ν_{STT}
Micaxisto	29,0	0,25	11,8	18,2	16,9	0,25
Granito	40,4	0,24	25,5	17,2	55,1	0,23

Os valores obtidos para a rocha intacta em laboratório e em ensaios STT evidenciam as diferentes deformabilidades do micaxisto e do granito. A diferença, em termos do valor do módulo de deformabilidade, é ainda maior nos resultados dos ensaios STT do que nos dos ensaios laboratoriais.

Os valores de E_m estimados para o maciço correspondem a uma relação superior a dois entre os valores obtidos para os granitos e para os micaxistos. No entanto, os valores de E_{SFJ} medidos na obra não evidenciam esse elevado contraste de deformabilidade entre as duas formações. De facto, os micaxistos apresentam-se muito mais competentes *in situ*, em profundidade, do que os valores dos ensaios laboratoriais fariam prever. Por outro lado, o maciço granítico, na zona onde se realizaram os ensaios SFJ, perto do contacto, apresentava muitas intercalações de pegmatitos e de aplitos, que poderão justificar a sua maior deformabilidade.

Tendo em conta estes resultados, decidiu-se considerar duas situações, designadas por homogénea e heterogénea e analisar eventuais diferenças entre os resultados obtidos. Na situação homogénea adotou-se um módulo de deformabilidade de 25 GPa tanto para os micaxistos como para os granitos. Na situação heterogénea adotou-se o mesmo módulo de deformabilidade para os granitos, mas metade deste valor para os micaxistos, ou seja 12,5 GPa. Considerou-se, em ambas as situações, o valor de 0,24 para o coeficiente de Poisson.

4.4.2 – Cálculos efetuados

Tendo em conta as duas situações a analisar, homogénea e heterogénea, e os ensaios de medição de tensões nas duas formações, decidiu-se realizar os quatro cálculos seguintes:

- A – situação homogénea, considerando os resultados de todos os ensaios;
- B – situação heterogénea, considerando os resultados de todos os ensaios;
- C – situação heterogénea, considerando apenas os resultados dos ensaios nos micaxistos;
- D – situação heterogénea, considerando apenas os resultados dos ensaios nos granitos.

O cálculo A constitui uma situação de referência, que não considera a existência de um contraste de deformabilidade entre as duas litologias. O cálculo B permite verificar até que ponto a proximidade dos locais de ensaio da superfície de contacto, e portanto de uma zona com uma variação brusca da deformabilidade do maciço, pode influenciar os valores obtidos para o campo de tensões. Os cálculos C e D permitem verificar se as tensões obtidas nos micaxistos e nos granitos apresentam diferenças significativas. O cálculo C considerou apenas os resultados dos ensaios nos micaxistos, pelo que os seus resultados representam aproximadamente o estado de tensão nos micaxistos. O cálculo D é análogo ao C, mas para os granitos, pelo que os seus resultados representam aproximadamente o estado de tensão nos granitos.

Estes cálculos foram efetuados assumindo as seguintes hipóteses, habitualmente adotadas em modelos para estimação do estado de tensão inicial:

- A tensão vertical inicial, σ_{zz} , é uma tensão principal e resulta da atuação do peso próprio do maciço ($k_{zz} = 1$).
- As componentes do estado de tensão inicial variam linearmente com a profundidade:
 $\sigma_{xx} = k_{xx} \gamma h$, $\sigma_{yy} = k_{yy} \gamma h$, $\sigma_{zz} = k_{zz} \gamma h$, $\tau_{xy} = k_{xy} \gamma h$.

Para aplicação da metodologia global para interpretação dos resultados dos ensaios foram aplicados separadamente no modelo numérico os quatro carregamentos, E_j , sendo três deles correspondentes às tensões normais segundo os eixos coordenados e o quarto à tensão tangencial

no plano horizontal. No caso dos carregamentos correspondentes a tensões normais iniciais no volume, foram impedidos os deslocamentos nas direções perpendiculares às fronteiras laterais do modelo, e na fronteira inferior foram impedidos os deslocamentos verticais. Para o carregamento correspondente à tensão tangencial inicial no volume, no plano horizontal, foram impedidos os deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais do modelo, e na fronteira inferior foram impedidos os deslocamentos verticais. Em seguida, para cada carregamento, foi efetuada a simulação da escavação das obras subterrâneas concluídas até à data da realização dos ensaios de medição de tensões.

4.4.3 – Resultados obtidos e sua análise

Os valores dos parâmetros k obtidos nos quatro cálculos efetuados, admitindo $k_{zz} = 1$, são apresentados no Quadro 2. Com exceção da zona superficial, onde o efeito da topografia é muito relevante, os valores destes parâmetros são aproximadamente iguais às tensões correspondentes (adimensionalizadas pela tensão vertical). Podem, por isso, ser usados para analisar o estado de tensão inicial, previamente às escavações, na zona do complexo de cavernas da central.

Quadro 2 – Resultados obtidos para as situações homogénea e heterogénea, admitindo $k_{zz} = 1$.

k	Situação homogénea	Situação heterogénea		
	A - Micaxisto + Granito	B – Micaxisto + Granito	C – Micaxisto	D - Granito
k_{xx}	0,68	0,70	0,58	0,77
k_{yy}	1,21	1,20	1,22	1,18
k_{xy}	0,10	0,10	0,16	0,05

Os valores obtidos nos cálculos A e B são muito semelhantes, o que confirma a justeza da opção tomada aquando da escolha dos locais de ensaio, que consistiu em evitar que se localizassem na vizinhança imediata da superfície de contacto para que a diferente deformabilidade das duas litologias não afetasse os resultados individuais de cada ensaio. As tensões horizontais iniciais σ_{xx} calculadas são cerca de 30% inferiores às tensões verticais iniciais σ_{zz} , enquanto as tensões horizontais iniciais σ_{yy} calculadas são cerca de 20% superiores a σ_{zz} . As tensões tangenciais horizontais iniciais σ_{xy} são cerca de 10% de σ_{zz} .

Comparando os resultados obtidos no cálculo C, que considera apenas os ensaios realizados nos micaxistos, com os obtidos nos cálculos A e B, obtiveram-se menores valores de σ_{xx} , de 58% de σ_{zz} , valores semelhantes de σ_{yy} , cerca de 22% superiores a σ_{zz} , e valores de σ_{xy} de 16% de σ_{zz} . Finalmente, comparando os resultados do cálculo D, que considera apenas os ensaios realizados nos granitos, com os dos cálculos A e B, obtiveram-se maiores valores de σ_{xx} , de 77% de σ_{zz} , valores semelhantes de σ_{yy} , cerca de 18% superiores a σ_{zz} , e valores de σ_{xy} de 5% de σ_{zz} .

Na Figura 22 representam-se, para diversas cotas ao longo de um eixo vertical na zona média da central, as relações entre as tensões iniciais σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{xy} e a tensão vertical inicial σ_{zz} para os cálculos B, C e D. Na figura está representada a superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos assim como a zona da caverna da central. A superfície do terreno encontra-se aproximadamente à cota 500 m.

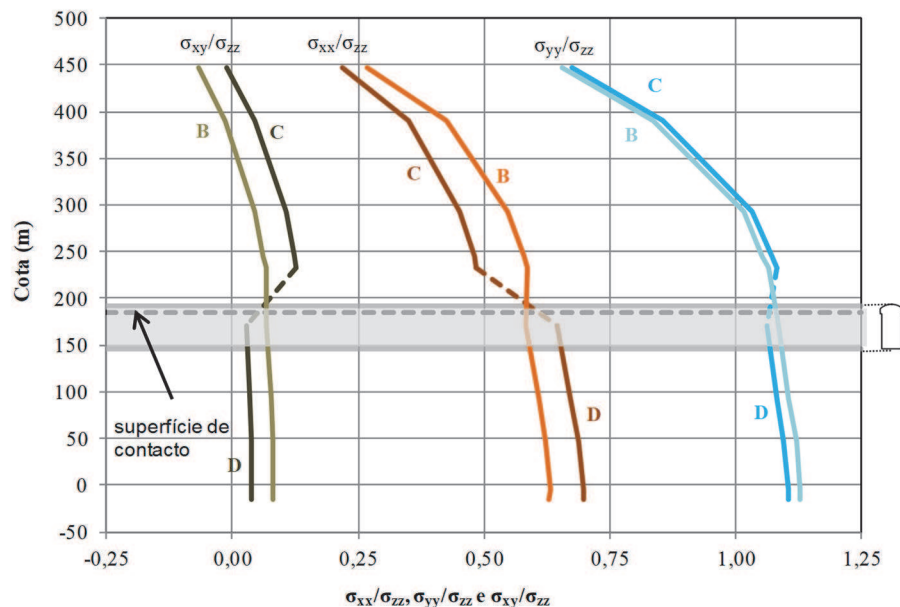


Fig. 22 – Gouvães: relação entre as tensões horizontais e a tensão vertical ao longo do eixo vertical da caverna da central para os cálculos B, C e D.

Verifica-se que as tensões (normalizadas pela tensão vertical) variam com a cota, mas mais pronunciadamente nas zonas superficiais onde o efeito da topografia da superfície do terreno é muito pronunciado. É interessante visualizar a diferença entre os perfis obtidos nos cálculos B, C e D. Verifica-se um aumento significativo das tensões σ_{xx} na transição dos micaxistos para os granitos, um efeito oposto, mas pouco pronunciado, nas tensões σ_{yy} e uma diminuição significativa das tensões tangenciais σ_{xy} .

Refere-se que não há variação significativa das direções principais obtidas para os diversos cálculos. As tensões principais máximas σ_I são subhorizontais e fazem ângulos de cerca de 10° para Este relativamente à direção do eixo da central e do rio Tâmega (direção do eixo Y). Os seus valores diferem de σ_{yy} em menos de 4%. A tensão principal mínima σ_{III} é também subhorizontal e os seus valores diferem de σ_{xx} em menos de 7%. A tensão principal intermédia σ_{II} é subvertical. Uma análise mais detalhada dos resultados obtidos é apresentada em Lamas *et al.* (2018).

O campo de tensões iniciais no maciço rochoso, previamente a qualquer escavação, foi então obtido por aplicação da metodologia de análise global, utilizando os parâmetros k apresentados no Quadro 2. Na Figura 23 apresentam-se, para o cálculo B (situação heterogénea, considerando os resultados de todos os ensaios), as tensões principais iniciais, antes das escavações, na zona do complexo de cavernas da central, num plano horizontal a meia altura da caverna da central. As tensões num plano vertical normal ao eixo longitudinal da caverna são apresentadas na Figura 24. As estruturas subterrâneas estão representadas nestas figuras apenas como referência geométrica. Representam-se, em cada ponto, as três tensões principais em perspetiva. Nestas figuras é adotada a convenção de tensões de compressão negativas do programa FLAC3D, pelo que as tensões indicadas como mínimas correspondem às máximas compressões, e vice-versa. As zonas de micaxisto e de granito estão representadas com diferentes cores, identificadas nas legendas.

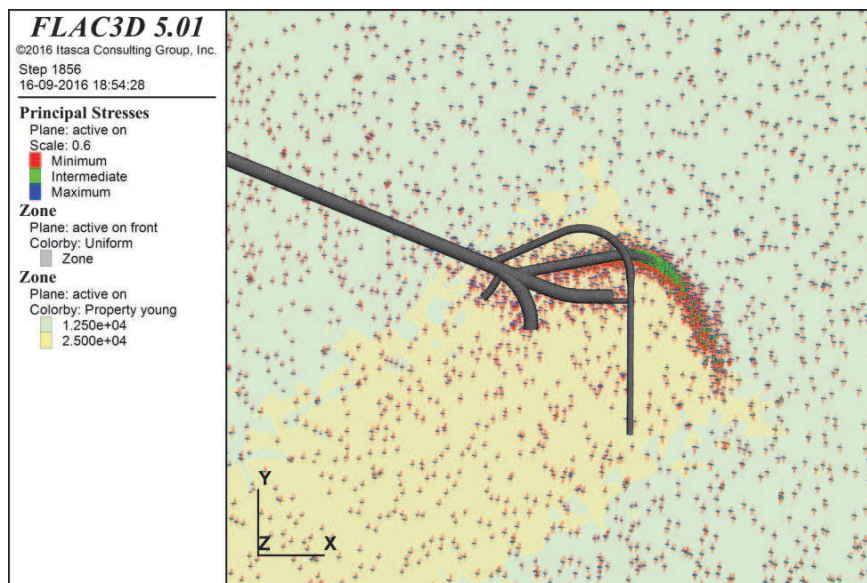


Fig. 23 – Gouvães: tensões principais iniciais considerando todos os ensaios (cálculo B), num plano horizontal a meia altura da caverna da central (micaxistos a verde, granitos a amarelo).

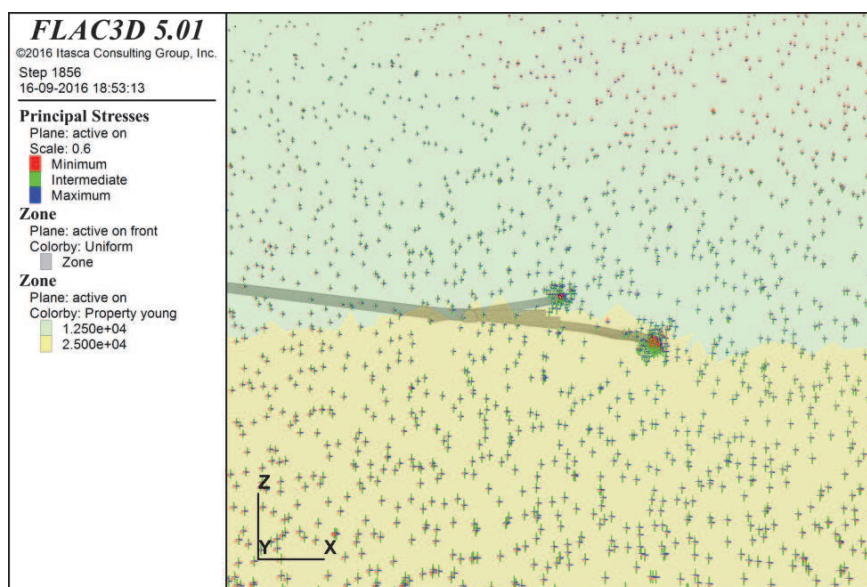


Fig. 24 – Gouvães: tensões principais iniciais considerando todos os ensaios (cálculo B) num plano vertical normal ao eixo longitudinal da caverna da central (micaxistos a verde, granitos a amarelo).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização de metodologias globais de interpretação dos resultados dos ensaios de medição de tensões em maciços rochosos tem sido essencial para atingir o objetivo de obter estimativas do

campo de tensões *in situ* que possam ser usadas como dado de partida para os cálculos de projeto de estruturas subterrâneas importantes. A utilização destas metodologias implica o desenvolvimento de modelos numéricos complexos e de grandes dimensões, que permitam simular o comportamento reológico das formações rochosas interessadas e reproduzir adequadamente a geometria do problema, nomeadamente da superfície do terreno, das escavações e de outras feições do maciço, tais como fronteiras entre diferentes materiais.

Os exemplos de aplicação apresentados tiveram início há mais de 30 anos, com casos mais simples no que respeita às hipóteses admitidas, à tipologia das obras, aos modelos numéricos utilizados e ao número reduzido de ensaios. As aplicações mais recentes são de crescente complexidade, com relevo para o caso de estudo de Gouvães, em que foi essencial a consideração da heterogeneidade do maciço rochoso.

Neste artigo foi dada ênfase aos diversos aspetos relacionados com a modelação numérica. Nas primeiras aplicações apresentadas, do início dos anos 80 do século XX, utilizaram-se modelos de elementos de fronteira desenvolvidos no LNEC, que possibilitaram a consideração de equilíbrios tridimensionais, o que à época constituía uma vantagem significativa relativamente à utilização de modelos tridimensionais de elementos finitos. Nos exemplos mais recentes foram utilizados os programas de cálculo comerciais FLAC e FLAC3D, que permitiram considerar modelos com geometrias complexas e de grandes dimensões. Na descrição do caso de estudo de Gouvães deu-se ênfase à construção do modelo, cuja malha foi gerada no programa GID de pré e pós-processamento de modelos numéricos, utilizando como informação inicial um modelo geométrico em AutoCAD Civil 3D fornecido pelo projetista. A utilização conjunta destas ferramentas revelou-se essencial para a construção, de forma rápida e expedita, de um modelo de grande complexidade geométrica.

A metodologia de análise global dos resultados dos ensaios adotada mostrou-se adequada aos casos de estudo em que foi utilizada, não obstante implicar a consideração de diversas hipóteses simplificativas. Desenvolvimentos futuros poderão incluir a consideração do comportamento não linear do maciço rochoso na vizinhança das escavações, a adoção de diferentes pesos associados aos vários ensaios realizados, tendo em conta o tipo de ensaio e o volume de rocha envolvido, a consideração das incertezas associadas aos ensaios e ao modelo numérico, ou a variabilidade espacial das propriedades do maciço rochoso.

Finalmente, refere-se que os estudos realizados pelo LNEC no âmbito da medição de tensões em maciços rochosos têm envolvido outros aspetos, nomeadamente a interpretação de ensaios de fraturação hidráulica, a consideração do efeito da anisotropia dos maciços rochosos no campo de tensões e na interpretação dos resultados dos ensaios, e a utilização de modelos viscoelásticos para consideração do efeito do tempo no campo de tensões. Destes estudos têm resultado, para além de trabalhos para apoio ao projeto das estruturas subterrâneas de centrais hidroelétricas, incluindo a realização dos ensaios de campo e a sua interpretação global, diversos trabalhos de investigação, que se traduziram por uma tese de doutoramento e vários artigos publicados em revistas e congressos, internacionais e nacionais.

6 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se à EPAL, à EDP e à Iberdrola a permissão para publicar informação relativa ao túnel adutor do Castelo do Bode e aos aproveitamentos hidroelétricos de Alto Lindoso, Picote II, Bemposta II, Salamonde II e Gouvães.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Autodesk (2016). *AutoCad Civil 3D, User's Manual*. Autodesk.

- Brady B.H.G.; Lemos J.V.; Cundall P.A. (1986). *Stress measurement schemes for jointed and fractured rock*. In: Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm. Lulea: Centek Publishers; p. 167–76.
- Carranza-Torres C.; Brandshaug T.; Damjanac B. (2002). *Regional and local scale thermal-mechanical analysis of the rock mass surrounding waste emplacement drifts at Yucca Mountain* (draft report). Las Vegas, BSC.
- Castro, A.L.H.T. (1998). *Métodos de retroanálise na interpretação do comportamento de barragens de betão*. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa.
- CIMNE (2014). *GID - The personal pre and post processor*. Version 12.0.10. GID User Manual. International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, Spain.
- COBA (2009). *Projecto do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salomonde - Salomonde II*. Lisboa.
- EDP (1983). *Anteprojecto do escalão do Alto Lindoso*. Porto.
- EDP (2006). *Aproveitamento hidroelétrico do Douro internacional. Picote. Reforço de potência. Projeto*. Porto.
- EDP (2007). *Reforço de potência de Bemposta. Empreitada geral de construção. Processo de concurso. Volume V – Elementos de Projeto*. Porto.
- Espada, M; Lamas, L. (2014). *Modelo tridimensional do estado de tensão in situ num maciço rochoso*. 14º Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Ferrero, A.M.; Migliazza, M.; Segalini, A.; Gullí, D. (2013). *In situ stress measurements interpretations in large underground marble quarry by 3D modelling*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 60, 103–113.
- Figueiredo, B. (2013). *Integration of in situ stress measurements in a non-elastic rock mass*. Tese de Doutoramento elaborada no LNEC, Université de Strasbourg.
- Hart, R. (2003). *Enhancing rock stress understanding through numerical analysis*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 40, 1089–1097.
- Iberdrola (2011). *Aproveitamento hidroelectrico de Gouvães, Projecto, Memória Geral, Anexo 2 – Estudo Geológico e Geotécnico, Tomo 1 – Memória*. Iberdrola.
- Itasca (2005). *FLAC, Version 5.0, User's Manual*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Itasca (2013a). *FLAC3D - Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. User's Manual*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Itasca (2013b). *Modelización numérica del proceso constructivo de la caverna del A.H. de Gouvaes para los nuevos condicionantes de cálculo*. Itasca Consultores S.L., Astúrias, Espanha.
- Konietzky, H.; Blumling, P.; Rummel, F. (1995). *In situ stress field in the Wellenberg area*. NAGRA Bull; 26:38–48.
- Konietzky, H.; te Kamp, L., Hammer, H.; Niedermeyer, S. (2001). *Numerical modelling of in situ stress conditions as an aid in route selection for rail tunnels in complex geological formations in South Germany*. Computers and Geotechnics 28, 495–516.

- Lamas, L. (1984). *Modelo tridimensional de elementos de fronteira para análise de estruturas subterrâneas*. Relatório 230/84-NOS, LNEC, Lisboa.
- Lamas, L.; Espada, M.; Muralha, J.; Lemos, J.V. (2018). *Determinação do campo de tensões in situ para o projeto das obras subterrâneas de Gouvães* (em publicação). 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Ponta Delgada. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Lamas, L.; Espada, M.; Figueiredo, B.; Muralha, J. (2017). *Stress measurements for underground powerhouses – three recent cases*. Keynote lecture, proceedings of the ISRM International Symposium AfriRock 2017 “Rock Mechanics for Africa”, Joughin, W. (ed.), Cape Town. SAIMM, Symposium Series S93, pp. 403-425.
- Lamas, L.; Frazillio, E.M.; Sousa, L.R.; Martins, C.S. (1986). *Aplicação do método dos elementos de fronteira na análise de estruturas subterrâneas*. Geotecnia 46, pp. 91-115.
- Lamas, L.; Muralha, J.; Figueiredo, B. (2010). *Application of global model for assessment of the stress field for engineering purposes*. In Xie (ed.), Rock Stress and Earthquakes; Proceedings of the 5th International Symposium on In-Situ Rock Stress, Beijing. Taylor & Francis, pp. 631-636.
- Li, G.; Mizuta, Y.; Ishida, T.; Li, H.; Nakama, S.; Sato, T. (2009). *Stress field determination from local stress measurements by numerical modelling*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46, 138–147.
- LNEC (1986). *Observação do túnel do Castelo do Bode. Caracterização geotécnica do maciço rochoso e do estado de tensão in situ*. Relatório 122/86-NOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (1988). *Observação das obras subterrâneas do empreendimento hidroelétrico do Alto Lindoso. Caracterização do maciço rochoso e determinação do estado de tensão in situ*. Relatório 272/88-NOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2006). *Ensaio de caracterização do maciço rochoso da nova central da barragem de Picote*. Relatório 71/06-NFOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2008). *Ensaio de caracterização do maciço rochoso da nova central da barragem de Bemposta*. Relatório 296/08-NFOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2009). *Reforço de potência de Salamonde – Ensaio com defórmeter tridimensional para determinação do estado de tensão*. Relatório 403/09-DBB/NFOS, LNEC Lisboa.
- LNEC (2012a). *Reforço de potência de Salamonde – Ensaio com almofadas planas de pequena área para determinação do estado de tensão durante a construção*. Relatório 340/12-DBB/NFOS, LNEC Lisboa.
- LNEC (2012b). *Reforço de potência de Salamonde – Modelo interpretativo do estado de tensão inicial*. Relatório 348/12-DBB/NFOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2016). *Obras subterrâneas da central de Gouvães. Determinação do estado de tensão inicial*. Relatório 277/2016 - DBB/NMMR, LNEC.
- Martins, C.S. (1986). *Contribuição para o estudo de estruturas subterrâneas associadas a empreendimentos hidroelétricos*. Tese para Especialista do LNEC. Relatório 24/86-NOS, LNEC, Lisboa.
- McKinnon, S.D. (2001). *Analysis of stress measurements using a numerical model methodology*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 38, 699–709.

- Pinto, J.L. e Cunha, A.P. (1986). *Rock stresses determinations with the STT and SFJ techniques*. In Rock Stress and Rock Stress Measurements, Luleå, Centek, pp. 253-260.
- Rocha, M.; Lopes, J.B.; Silva, N. (1966). *A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stresses inside rock masses*. Anais do 1º Congresso Internacional da ISRM, Lisboa. LNEC, vol. 2, pp. 57-65.
- Rocha, M.; Silvério, A. (1969). *A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses*. Géotechnique, vol. 19 n. 1, pp. 116-132.
- Sakurai, S.; Akutagawa, S. (1994). *Back analysis of in-situ stresses in a rock mass taking into account its non-elastic behaviour*. ISRM International Symposium on Integral Approach to Applied Rock Mechanics, Santiago, Chile, pp. 135-143.
- Sakurai, S.; Shimizu, N. (1986). *Initial stress back analyzed from displacements due to underground excavations*. International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Sweden. Centek Publishers, pp. 679-686.
- Sousa, L.R.; Barroso, M.G.; Lamas, L.N. (1988). *Alto Lindoso underground power scheme. Geotechnical characterization*. Anais do Simpósio Internacional Rock Mechanics and Power Plants, Romana, M. (ed.), Madrid. Balkema, pp. 389- 396.
- Sousa, L.R.; Martins, C.S.; Lamas, L.N. (1986). *Development of the techniques of measurement and interpretation of the state of stress in rock masses. Application to the Castelo do Bode tunnel*. Proceedings of the 5th International Congress of the IAEG, Buenos Aires. Balkema, vol. 1 pp. 319-328.
- Tonon, F.; Amadei, B. (2003). *Stresses in anisotropic rock masses: an engineering perspective building on geological knowledge*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 40, 1099-1120.
- Wittke, W. (1990). *Rock Mechanics: Theory and applications with case histories*. Springer, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo.
- Ziegler, M.; Loew, S.; Amann, F. (2016). *Near-surface rock stress orientations in alpine topography derived from exfoliation fracture surface markings and 3D numerical modelling*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 85, 129-151.