

OBSERVAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE REFORÇO DO EMPREENDIMENTO HIDROELÉCTRICO DE MIRANDA*

Observed behaviour of the structures for the power increase of the Miranda hydroelectric project

L. RIBEIRO E SOUSA**
N. SCHCLAR LEITÃO***
G. MONTEIRO****

RESUMO - Neste trabalho, descrevem-se as estruturas para as obras de reforço de potência do empreendimento hidroeléctrico de Miranda, que consistiram na construção de um novo circuito hidráulico e numa central semi-enterrada. Foram realizados ensaios geotécnicos para a caracterização mecânica, hidromecânica e do estado de tensão do maciço rochoso. Foram estabelecidos Planos de Observação para controlo da segurança das estruturas durante a construção e a entrada em serviço das novas estruturas. Apresentam-se alguns resultados significativos relativos à observação, que são comparados com resultados numéricos.

SYNOPSIS - This paper describes the structures for the repowering of the Miranda hydroelectric scheme that consisted in construction of a new hydraulic circuit and a semi-buried powerhouse. Geomechanical tests carried out for the mechanical, hydromechanical and *in situ* state of stress characterization are described. Monitoring plans were established for controlling the safety of the structures during constructing and first use phases. Some significant results observed are presented and compared with numerical results.

1 - INTRODUÇÃO

O aproveitamento hidroeléctrico do rio Douro está dividido nos sistemas nacional e internacional. Na parte internacional, o problema de descargas de caudais máximos previstos e a forma do vale levaram à decisão de construir esquemas similares nos escalões de Miranda, Picote e Bemposta. Foram construídas barragens de betão e circuitos hidráulicos de pequena extensão, cada um incluindo uma central subterrânea equipada com 3 unidades (Aguiar, 1993).

O reforço de potência do aproveitamento hidroeléctrico da parte internacional do rio foi justificado com base em considerações de natureza económica de forma a evitar o desperdício anual de energia devido à pequena capacidade de encaixe dos reservatórios face ao caudal da barragem espanhola instalada a montante e de forma a possibilitar uma melhor distribuição do caudal no tempo. O empreendimento hidroeléctrico de Miranda foi o primeiro a ser reforçado (Figura 1).

* Trabalho apresentado ao 9º Congresso da ISRM, Paris, seleccionado como caso histórico nº 3 para o tema 4 *In-situ tests and measurements, monitoring*.

** Investigador Coordenador do LNEC, Professor da FEUP

*** Investigadora Auxiliar do LNEC

**** Engenheiro Civil, HIDRORUMO, Porto.

Neste artigo descrevem-se as estruturas de reforço do esquema hidroeléctrico de Miranda. Apresentam-se os ensaios geomecânicos que foram efectuados para caracterização mecânica e hidromecânica do maciço rochoso, bem como as medições efectuadas para quantificação do estado de tensão *in situ*. Descrevem-se os Planos de Observação para controlo da segurança das novas estruturas, bem como das já existentes, durante a fase de construção e exploração e durante a entrada em funcionamento do empreendimento. Referem-se alguns resultados e ensaios mais significativos. Desenvolveram-se modelos numéricos bi e tridimensionais, bem soluções analíticas tendo em vista comparar os resultados numéricos e analíticos com os correspondentes valores observados.

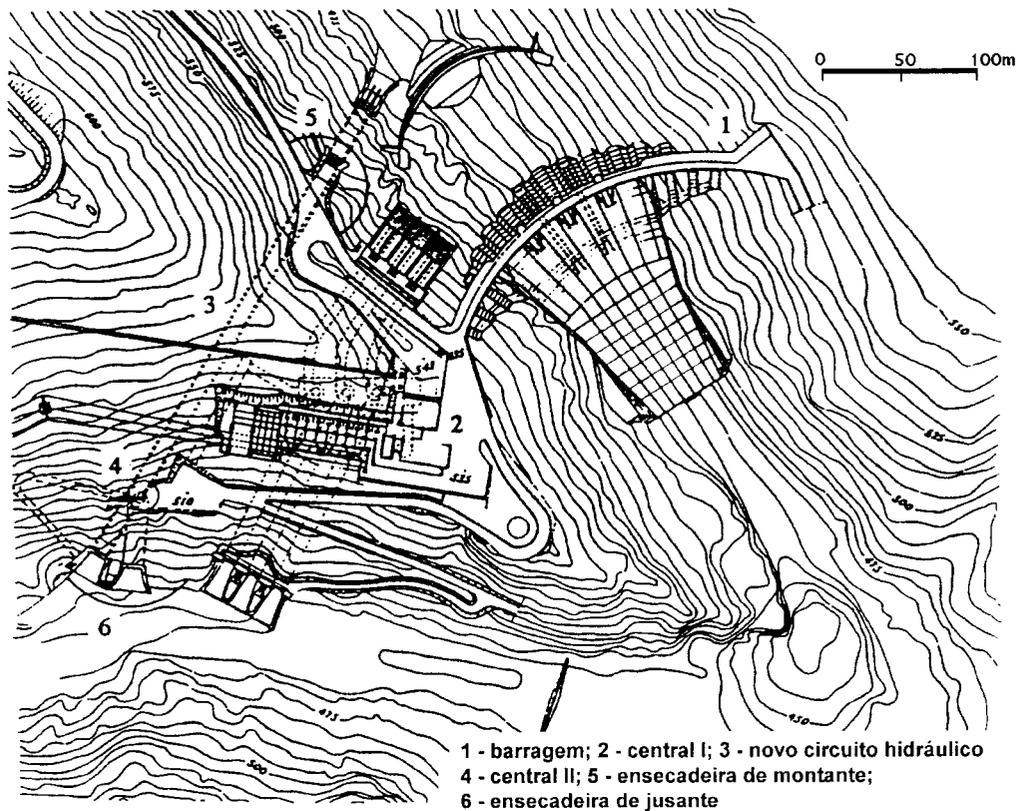


Figura 1 - Aproveitamento hidroeléctrico de Miranda

2 - OBRAS DE REFORÇO DE POTÊNCIA

2.1 - Estruturas existentes

As estruturas existentes do empreendimento de Miranda, em operação desde 1960, consistem numa barragem aligeirada de contrafortes com altura máxima de 80m, que incorpora quatro descarregadores com comportas radiais projectadas para um caudal máximo de $11000\text{m}^3/\text{s}$.

O escalão incluía um descarregador de superfície na margem direita com $500\text{m}^3/\text{s}$ de capacidade. Actualmente, os descarregadores das barragens são responsáveis pelo controlo do nível do reservatório.

Para cada grupo foram construídos três circuitos hidráulicos independentes (Figura 2). As condutas forçadas têm um comprimento médio de 95m com uma secção transversal circular de $28,2\text{m}^2$. Foi efectuada uma central subterrânea, designada de central I, com 80m de comprimento, 19,6m de largura e 42,7m de altura máxima, com a forma tradicional em ferradura. A central consiste em 3 grupos Francis verticais com 52MW e com capacidade de 870GWh (Azevedo e Martins, 1961; Aguiar, 1993).

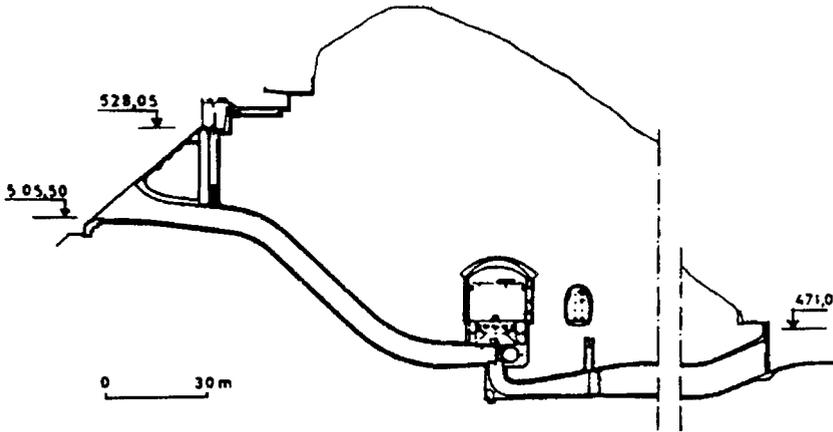


Figura 2 - Obras subterrâneas da primeira fase

2.2 - Estruturas de reforço de potência

As obras de reforço de Miranda consistiram na conversão da galeria auxiliar de descarga num novo circuito hidráulico, bem como da correspondente tomada de água, e na construção de uma nova central em forma de poço, designada de central II, e de uma galeria de restituição de pequeno desenvolvimento. Foram construídas duas ensecadeiras, a montante e a jusante, posteriormente demolidas (Figura 1). A ensecadeira de montante desenvolveu-se em planta como um arco com 35m de raio, sendo a parede de montante vertical e com altura máxima de 42m. A ensecadeira de jusante é menor, com altura máxima de 15m. Estas ensecadeiras permitiram a exploração normal do empreendimento durante a construção das obras de reforço.

A central II tem uma forma aproximadamente circular devido ao grupo gerador e à necessidade de comunicações verticais para acesso das pessoas e instalação de cablagens, barras e tubagens. Para determinados níveis a secção estende-se rectangularmente para jusante de forma a acomodar os equipamentos. O poço tem uma profundidade de 66m e foi executado por recurso ao uso de explosivos, tendo a sua secção um raio aproximado de 25m (Figura 3).

O novo circuito hidráulico tem uma tomada de água com uma extensão de 50m, a que se segue um trecho inclinado com cerca de 60m e, em seguida, uma galeria sub-horizontal com cerca de 155m de comprimento (Figura 3). O túnel sob pressão contém um suporte ao longo de todo o seu desenvolvimento, com uma secção cujo vão e altura máximas são de 10,8m. O diâmetro interno da conduta é de 9,7m. Tem um suporte de betão até uma secção intermédia do trecho inclinado e uma blindagem na restante parte do túnel. O circuito de restituição é de

referidas na Figura 5. A estratégia seguida na construção da central II e galeria de restituição está indicada na Figura 6. A maior parte do poço da central foi escavado com base numa furação vertical e no uso de explosivos (Aguiar et al., 1994).

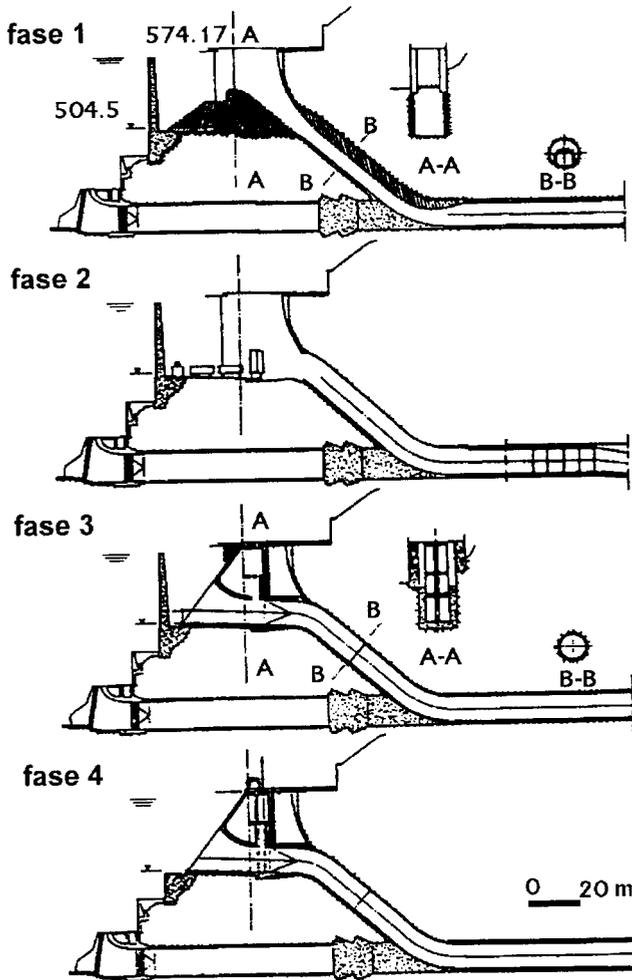


Figura 5 - Construção da tomada de água e da conduta sob pressão

3 - CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

3.1 - Geologia

No local das obras de reforço, existem formações rochosas formadas por migmatitos e granitos (Neiva, 1989; Sousa, 1994).

Os migmatitos são constituídos por um misto de micaxistos e de granito. Estão muito dobrados, tendo a xistosidade a direcção NW-SE e o seu pendor dominante é mais frequentemente subvertical. As famílias de diaclases são subverticais: uma com a direcção NNE-SSW para NE-SW, com um valor médio de N35°E e a outra com a direcção NW-SE. Existe uma família sub-horizontal, cuja frequência diminui com a profundidade.

Os granitos têm uma textura planar tendo as micas orientadas na direcção dominante NW-SE. As famílias de descontinuidade principais são as seguintes: i) direcção N52°-63°W, subvertical; ii) N25°-35°W, subvertical; iii) N20°-33°E, subvertical; iv) paralela à superfície do terreno sendo horizontal com a profundidade; v) N78°-87°W, subvertical e menos frequente.

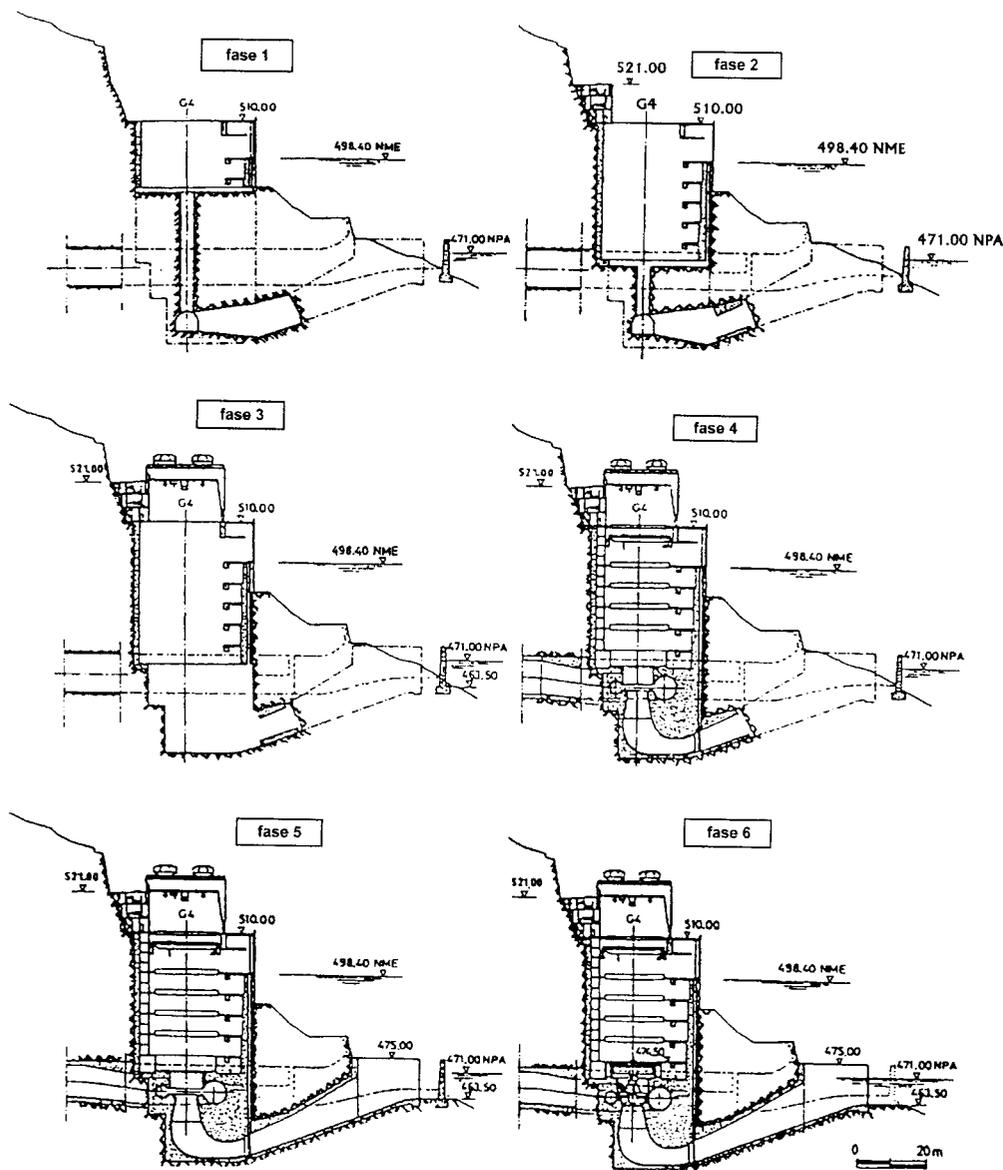


Figura 6 - Construção da central II

Existe um conjunto apreciável de falhas, sendo as caixas de falha, em regra, de pequena possança, mais frequentemente entre 0,05 e 0,20m, verificando-se, porém, algumas com espessura de 0,50m. Estão na maioria dos casos preenchidas com milonite argilosa.

Para além dos trabalhos de reconhecimento efectuados em superfície e resultantes da abertura da galeria de descarga auxiliar, foi feito um trabalho complementar de reconhecimento

geológico com base na execução de 14 sondagens. Efectuou-se, ainda, um levantamento geológico e geotécnico da zona de emboquilhamento da tomada de água do novo circuito.

A Figura 7 mostra uma secção longitudinal intersectando a tomada de água, o novo circuito hidráulico e a central II. Alguns resultados obtidos através do estudo geológico estão incluídos na Figura.

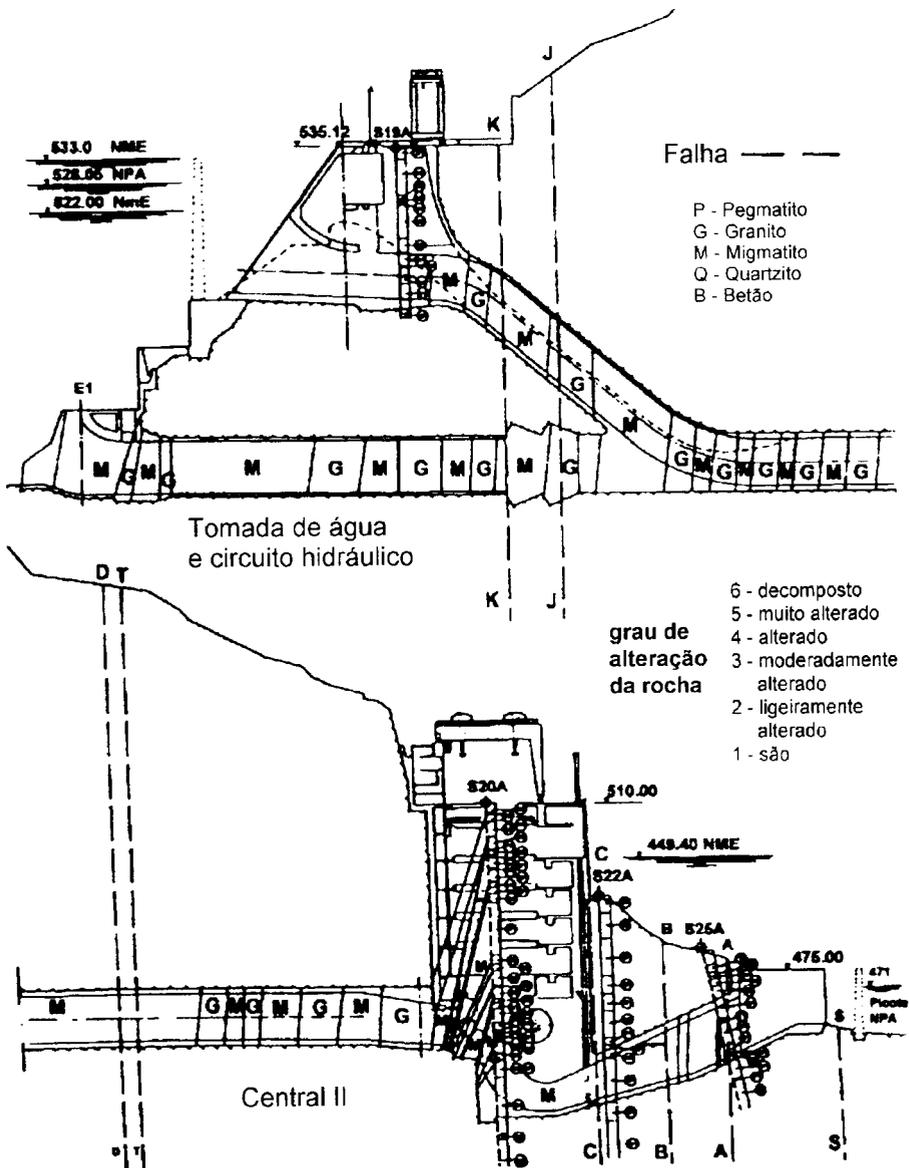


Figura 7 - Condições geológicas do novo circuito hidráulico e central II

3.2 - Ensaios preliminares

Durante a construção da barragem e da antiga central, foram efectuados ensaios em laboratório e *in situ* com o objectivo de estudar as propriedades mecânicas da fundação da barragem de

Miranda (Rocha *et al.*, 1958). Os ensaios efectuados compreenderam a realização de ensaios em laboratório de compressão simples para obtenção do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson das rochas e valores de deformação devidos à fluência e anisotropia elástica e ensaios triaxiais para determinação da resistência ao corte. Foram, também, efectuados ensaios *in situ*, que compreenderam a realização de ensaios de placa através da aplicação de cargas distribuídas ao maciço, bem como ensaios de fluência para quantificação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso. Foram, também, realizados ensaios envolvendo a aplicação de cargas em áreas limitadas para determinação da resistência última da rocha, penetração, resistência ao corte da rocha e da interface maciço-betão da barragem.

3.3 - Ensaios *in situ* de deformabilidade

Na proximidade da central II, foram efectuados ensaios *in situ* para quantificação da deformabilidade dos maciços rochosos utilizando ensaios LFJ (almofadas grandes) e ensaios dilatométricos do tipo BHD (Borehole Dilatometer) (Sousa, 1995).

Os ensaios LFJ foram conduzidos numa câmara de ensaio no fundo do poço da central II em dois rasgos abertos num maciço rochoso xistoso (Figura 8). Para os ensaios num rasgo perpendicular à direcção da xistosidade, o módulo de deformabilidade E variou entre 5 e 25GPa nos ciclos de carga e entre 5 e 29GPa nos ciclos de descarga. Para o rasgo segundo a direcção da xistosidade E variou entre 6 e 21GPa nos ciclos de carga e entre 8 e 22GPa nos ciclos de descarga. Foram também efectuados ensaios dilatométricos nos mesmos locais, antes da realização dos ensaios LFJ. O módulo de deformabilidade obtido variou entre 2 e 9GPa para ciclos de carga e entre 3 e 14GPa para ciclos de descarga. A correlação obtida entre os dois tipos de ensaio foi de cerca de $E_{LFJ}=2E_{dil}$.

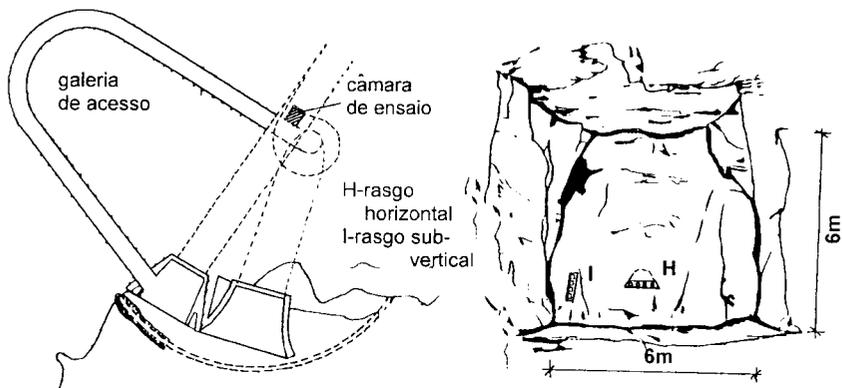


Figura 8 - Câmara para os ensaios LFJ

Os ensaios dilatométricos foram efectuados ao longo do furo PE₂ (Figura 3). Os ensaios apresentaram deformabilidades com um valor médio de 5,8GPa, com um mínimo de 1,8GPa e um máximo de 10,1GPa. O Quadro 1 apresenta valores médios de E obtidos nos ensaios, bem como o índice geomecânico RMR e o correspondente valor empírico de E obtido através da correlação estabelecida por Serafim e Pereira (1983).

3.4 - Ensaios de medição do estado de tensão *in situ*

Para quantificação do estado de tensão *in situ* instalado no maciço rochoso, foram utilizados ensaios SFJ (Small Flat Jack) e STT (Stress Tensor Tube), ambos os métodos de ensaio baseados em libertação de tensões. O primeiro requer a abertura de rasgos no maciço,

enquanto que o outro obriga a sobrecaotagem na zona de ensaio (Sousa, 1995). Os ensaios foram conduzidos na zona do circuito hidráulico indicada na Figura 3. Foram efectuados cinco ensaios SFJ nas paredes do circuito hidráulico, a cerca de meia altura, utilizando rasgos horizontais, verticais e inclinados. Nos rasgos horizontais as tensões obtidas foram de 0,5MPa no hasteal direito, de 1,0MPa no hasteal esquerdo e uma pequena tracção no hasteal esquerdo, enquanto que o rasgo vertical apresentava uma pequena tracção. No rasgo inclinado, obteve-se 2,1MPa. Foi obtido um valor médio de 13GPa para o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, com um mínimo de 9GPa e um máximo de 16GPa.

Quadro 1 - Módulos de deformabilidade no furo PE₂

Profundidade (m)	Formação rochosa	E _{dil} (GPa)	RMR	E _{RMR} (GPa)
3,8-15,0	Migmatito	6	46	8
15,0-21,8	Migmatito	-	62	20
21,8-25,5	Granito	23	72	35
25,5-29,6	Migmatito	-	69	30
29,6-32,6	Granito	16	74	40
32,6-45,2	Migmatito	9	58	16

Os ensaios STT foram efectuados num furo sub-horizontal, respectivamente para as profundidades de 6,4 e 10,5m. O primeiro ensaio foi efectuado numa rocha xistosa para a qual se obteve um módulo de elasticidade de 14,1GPa. Foram quantificados as seguintes tensões in situ: 3,6MPa para a tensão vertical; tensões horizontais de 5,7 e de 4,2MPa, respectivamente em direcções normal e paralela à direcção da galeria. O outro ensaio efectuado numa formação granítica foi excluído devido à dispersão dos resultados. O módulo elasticidade determinado para o granito foi de 20,1GPa. Para avaliação das propriedades mecânicas do maciço rochoso foi utilizada uma câmara triaxial desenvolvida no LNEC, o que tornou possível uma avaliação mais rigorosa das propriedades das mecânicas do maciço rochoso.

Considerando a hipótese de um estado de tensão axissimétrico, o estado de tensão inicial mais provável adoptado foi representado por uma tensão vertical de 2,7MPa e por uma tensão horizontal de 7,3MPa. A relação das tensões horizontal e vertical foi de 2,7, sendo a tensão vertical cerca de 0,9 do valor do peso do maciço. O estado de tensão obtido está em relativa concordância com as tensões obtidas pelos ensaios SFJ.

3.5 - Ensaio hidromecânicos

Forem executados ensaios em laboratório tendo em vista a caracterização das propriedades geométricas de discontinuidades e do seu comportamento hidromecânico (Silvestre, 1996). Foram obtidas cinco amostras de uma amostra de migmatito com 170mm de diâmetro e cerca de 500mm de comprimento, contendo uma discontinuidade natural.

Para a caracterização geométrica das discontinuidades, foram determinadas a rugosidade e a abertura. A caracterização geométrica das superfícies de discontinuidade foi obtida a partir de um levantamento tridimensional, utilizando para tal um equipamento de inspecção a três dimensões, utilizado em objectos de cerâmica ou metálicos. A 'agulha' utilizada tinha cerca de 1mm de raio, sendo o intervalo máximo de amostragem de 2mm, assim como a distância entre linhas. A precisão das medidas em altura foi, geralmente, da ordem do micron. Foi desenvolvido um programa de cálculo automático que permitiu o tratamento dos dados obtidos por aquisição automática, de forma a permitir uma caracterização rigorosa dos parâmetros geométricos das superfícies de discontinuidade (Silvestre, 1996). Para uma fácil representação gráfica de ambas as superfícies, foram construídas malhas de elementos finitos triangulares que

se ajustavam aos pontos medidos de uma forma não regular. O cálculo dos índices de rugosidade e os resultados estatísticos da distribuição das alturas de ambas as superfícies da descontinuidade foram obtidos com base em técnicas de integração numérica. O cálculo da abertura foi obtido a partir de malhas rectangulares mais refinadas, geradas a partir das malhas irregulares com triângulos.

O Quadro 2 apresenta valores médios de índices de rugosidade de ambos os lados considerando as malhas irregulares por elementos finitos ao longo da direcção longitudinal das amostras com descontinuidades. O significado de cada um dos índices está definido na Tese de Mestrado apresentada por Silvestre (1996). Os índices obtidos consideraram os parâmetros morfológicos como isotropos. Contudo, foi efectuado um estudo de forma a quantificar as características morfológicas das superfícies de descontinuidade tendo em consideração a sua anisotropia.

Quadro 2 - Índices de rugosidade em amostras de descontinuidades

Amostra	K (mm)	CLA (mm)	z_1 (mm)	z_2 (mm)	z_3	z_4	R_A
MA	5,68	0,84	1,03	0,16	0,15	0,05	1,02
MB	4,18	0,66	0,77	0,12	0,11	0,08	1,01
MC	3,04	0,33	0,41	0,10	0,10	0,01	1,01
MD	4,13	0,60	0,74	0,11	0,10	0,02	1,01
ME	3,06	0,39	0,51	0,09	0,09	0,05	1,01

Foram, também, efectuadas amostragens lineares nas superfícies da descontinuidade utilizando um equipamento a laser. Os parâmetros estatísticos e índices de rugosidade foram calculados e comparados com os correspondentes valores obtidos por amostragem superficial. Realizaram-se outros ensaios para obtenção do índice de rugosidade JRC que foram correlacionados com alguns índices de rugosidade obtidos por amostragem superficial.

O espaço vazio entre as duas faces opostas da descontinuidade é habitual referido como sendo a abertura, que pode ser definida pela diferença local entre pontos de ambas as superfícies numa direcção perpendicular a um plano de referência. Foi adoptada uma técnica relativamente simples para determinação da abertura baseada nos dados obtidos pela amostragem superficial. As duas superfícies digitalizadas foram ajustadas adequadamente utilizando uma técnica numérica relativamente complexa, tendo o valor da abertura sido calculado pela diferença entre pontos opostos relativamente a planos de regressão ajustados a ambas as superfícies. Segundo este método, admite-se que o estado de tensão normal à superfície de descontinuidade é nulo. O Quadro 3 apresenta alguns parâmetros estatísticos obtidos, nomeadamente a média aritmética, E_a , a média harmónica, E_h , a variância e os coeficientes de *skewness* e de *turtosidade* (Silvestre, 1996). A Figura 9 ilustra resultados de distribuição da abertura na amostra MB.

As propriedades hidromecânicas das superfícies de descontinuidade forma estudadas com base num equipamento especialmente projectado para o efeito (Silvestre, 1996). O aparelho utiliza uma amostra de rocha cilíndrica com uma descontinuidade ao longo da direcção longitudinal, colocada numa célula triaxial. A carga axial é imposta à amostra por uma prensa rígida, impondo-se, complementarmente, um fluxo de água através da descontinuidade da amostra (Figura 10). As descontinuidades foram submetidas previamente a ciclos de carga e descarga antes da realização dos ensaios hidromecânicos. Caracterizaram-se as propriedades geométricas, índices de rugosidade e abertura, e ajustou-se o modelo de Bandis para o comportamento mecânico normal da descontinuidade aos dados obtidos com os ciclos de carga e descarga anteriormente referidos (Bandis et al., 1983). O modelo considera dois parâmetros, o primeiro, a , corresponde à rigidez normal inicial e o segundo, b , ao inverso do fecho máximo

admissível para a descontinuidade (Silvestre, 1996). Para o comportamento hidromecânico, foram consideradas dois modelos: o modelo da lei cúbica com introdução de um parâmetro hidromecânico, f_{HM} (Elliot et al., 1985; Lamas, 1993); e uma lei sob a forma de potência relacionando a transmissividade e a tensão efectiva, apresentada por Iwano (1995).

Quadro 3 - Distribuição da abertura a partir da amostragem superficial

Amostra	E_a (mm)	E_h (mm)	σ^2 (mm ²)	a_3	a_4
MA	0,74	0,43	0,26	2,17	10,44
MB	0,27	0,17	0,04	1,94	7,96
MC	0,47	0,28	0,13	2,37	10,36
MD	0,43	0,28	0,07	1,22	5,25
ME	0,36	0,26	0,06	2,28	9,38

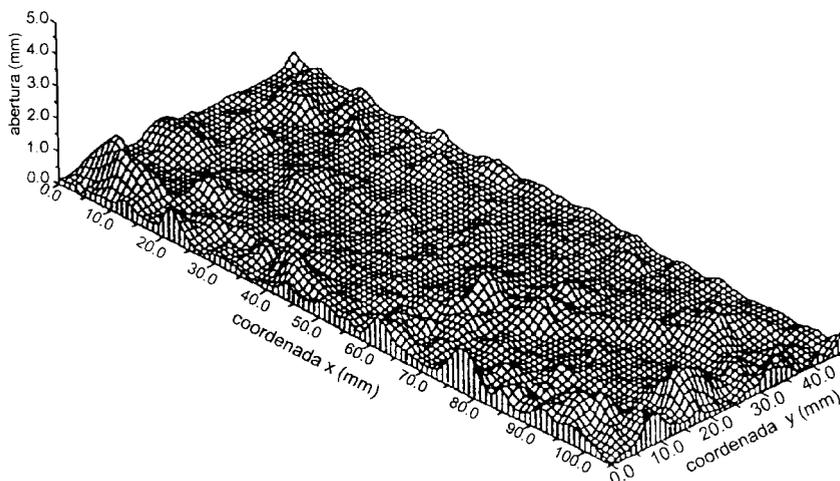


Figura 9 - Distribuição das aberturas para a amostra da descontinuidade MB

O Quadro 4 apresenta alguns parâmetros relativos às amostras das descontinuidades utilizadas, em que E_h é a média harmónica da distribuição das aberturas, T_0 a transmissividade para uma tensão efectiva normal de 1MPa e θ o termo de potência da lei hidromecânica estabelecida por Iwano (Silvestre, 1996). A amostra MD utilizada na caracterização geométrica não foi usada nos ensaios hidromecânicos.

3.6 - Outros ensaios

Foram efectuados outros ensaios em laboratório que compreenderam realização de ensaios de compressão uniaxial para determinação do módulo de deformabilidade e da resistência à compressão simples, bem como ensaios de deslizamento em diaclases em rocha. Os valores dos módulos de deformabilidade e da resistência à compressão apresentam uma dispersão acentuada, sendo os valores médios, respectivamente, de 38GPa e 77MPa. As características da resistência ao deslizamento das descontinuidades apresentaram os seguintes valores médios para a coesão e o ângulo de atrito interno: xisto - $C=0,12$ MPa e $\phi=30,8^\circ$; granito - $C=0,15$ MPa e $\phi=40,9^\circ$.

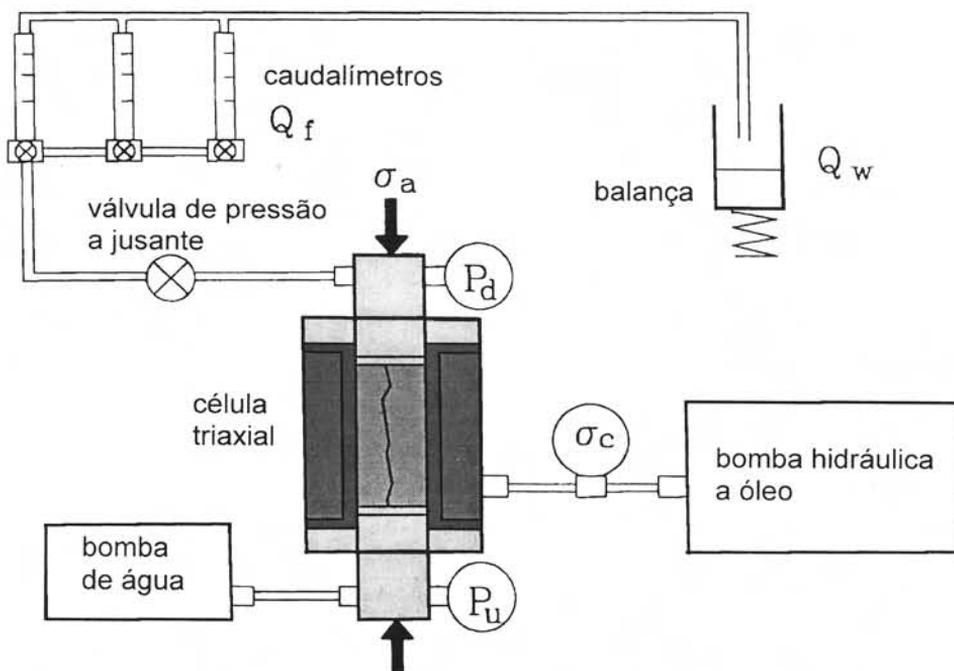


Figura 10 - Esquema do equipamento de ensaio hidromecânico (Silvestre, 1996)

Quadro 4 - Resultados de ensaios hidromecânicos

Amostra	a (MPa/mm)	b (mm ⁻¹)	f _{HM}	T ₀ (mm ² /s)	θ
MA	0,318	1,556	0,041	0,091	0,170
MB	0,175	1,360	0,085	0,064	0,200
MC	0,336	2,244	0,076	0,168	0,178
ME	0,236	2,583	0,144	0,053	0,499

4 - OBSERVAÇÃO DAS OBRAS DURANTE A CONSTRUÇÃO

4.1 - Plano de observação para as obras de reforço de potência

Foram elaborados dois Planos de Observação para as obras de reforço de potência, que implicaram, também, a reactivação de observações na central antiga em forma de caverna. O primeiro Plano incidiu, essencialmente, na etapa construtiva (Sousa, 1992), enquanto que o segundo teve em conta os requisitos específicos da entrada em serviço (Sousa, 1995). Ambos os Planos foram elaborados seguindo as recomendações do Regulamento de Segurança de Barragens, cujo principal objectivo é o controlo da segurança estrutural das componentes principais do circuito hidráulico (RSB, 1991).

As observações preconizadas no primeiro Plano diziam respeito ao controlo dos efeitos estruturais nos suportes instalados nas obras subterrâneas e no maciço envolvente, bem como na enscadeira de montante, e à avaliação das acções (libertação do estado de tensão *in situ*, percolação da água, pressões interiores, variações de temperatura, e acções dinâmicas resultantes do uso de explosivos). No que respeita à observação dos efeitos estruturais

actuantes nas várias estruturas envolvidas no reforço de potência, foram programadas as seguintes medições (Figura. 3):

- i) No circuito hidráulico - convergências na zona em rampa da galeria em carga, deslocamentos no interior do maciço mediante os extensómetros de barras EB₁ e EB₆, deslocamentos verticais mediante nivelamento geodésico na zona da tomada de água, e deformações e temperaturas no interior do suporte de betão mediante extensómetros tipo Carlson instalados na secção S₁;
- ii) Na central II - convergências no poço da central, segundo várias direcções e a diferentes cotas, deslocamentos no interior do maciço mediante quatro extensómetros de barras (EB₂, EB₃, EB₄ e EB₅), deslocamentos horizontais mediante um fio de prumo invertido (FPI), e deformações e temperaturas no interior do suporte de betão mediante seis grupos de extensómetros tipo Carlson, distribuídos em duas secções, S₂ e S₃ (Figura 11);
- iii) Na ensecadeira de montante - observação geodésica mediante marcas de nivelamento inseridas em cada bloco e três marcas de pontaria nos três blocos centrais, movimentos das juntas horizontais mediante bases de alongâmetros, e deformações no interior do betão em três zonas do corpo da ensecadeira (fecho e inserção a meio das margens) mediante extensómetros tipo Carlson.

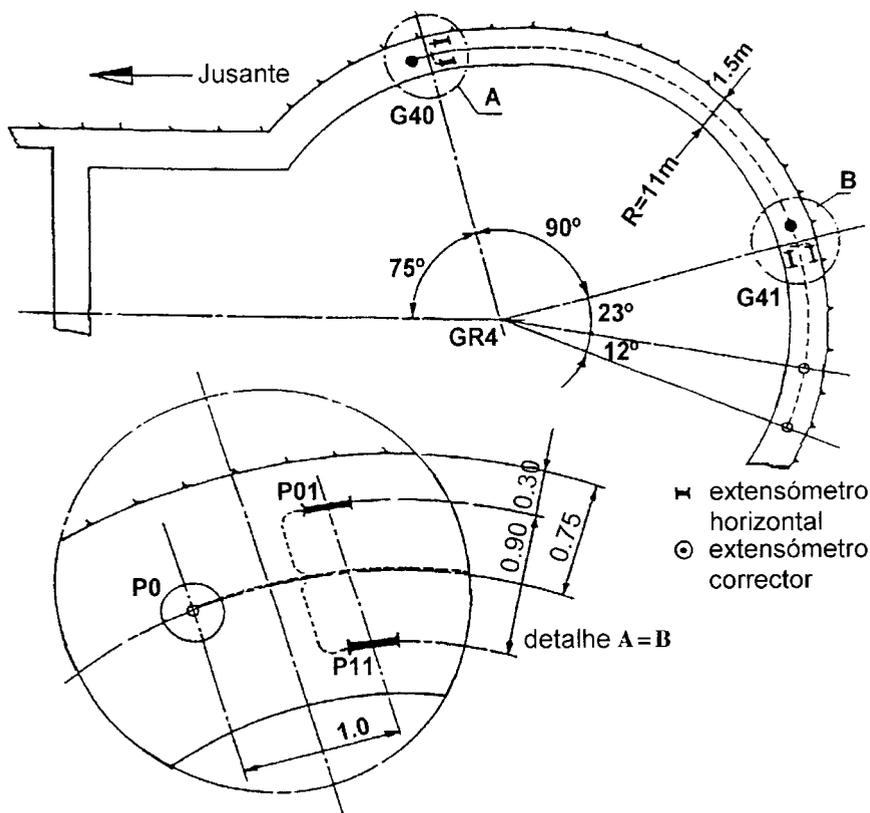


Figura 11 - Localização de extensómetros tipo Carlson para os grupos G₄₀ e G₄₁ da central II

Para a central I, efectuaram-se medições de convergências com convergenciómetro de fio de invar, e procedeu-se a análise das deformações medidas na abóbada de central mediante os extensómetros tipo Carlson instalados no betão.

4.2 - Observações da ensecadeira de montante

A ensecadeira de montante constituiu uma obra de primordial importância na fase de construção das obras, sendo, portanto, objecto de uma observação intensa. A Figura 12 apresenta, a título exemplificativo, deslocamentos obtidos pela base tridimensional BT₂ na consola central (Figura 4).

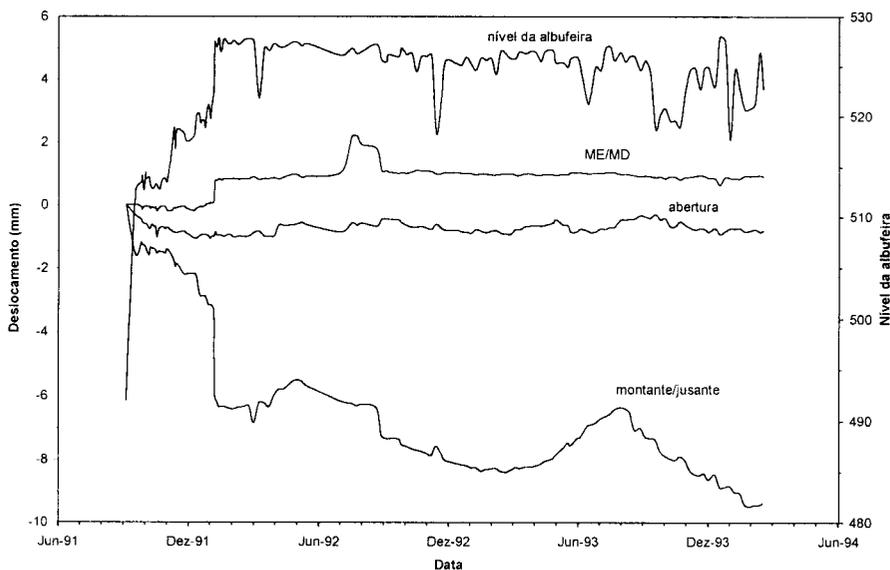


Figura 12 - Deslocamentos numa junta horizontal da ensecadeira de montante

4.3 - Observação da central II

Na Figura 13 apresenta-se a evolução dos deslocamentos no interior de maciço, obtidos por intermédio dos extensómetros de barras EB₂, EB₃, EB₄ e EB₅, conjuntamente com o avanço da escavação. Como ilustra a Figura 13, eles evidenciaram um aumento na evolução dos deslocamentos com o avanço da construção, permanecendo relativamente estáveis após as escavações (Sousa e Leitão, 1995).

4.4 - Observação da barragem e da central I

Durante o período construtivo, foram seguidos os procedimentos habituais de observação para o controlo do comportamento hidráulico das fundações, e para a medição de deslocamentos, deformações e temperaturas na barragem. Efectuaram-se, ainda, campanhas especiais de observação e visitas de inspecção, à barragem e central I, em fases significativas da construção.

5 - ANÁLISE NUMÉRICA

5.1 - Modelo numérico desenvolvido para a central II

Inicialmente, a interpretação dos deslocamentos medidos com os extensómetros de barras durante a construção da central II foi realizada com recurso a um modelo de diferenças finitas

bidimensional utilizando o programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), (Itasca, 1994). Apesar do evidente caracter tridimensional do problema, foram obtidos resultados bastante satisfatórios representando a secção central de cada escavação e utilizando módulos de elasticidade equivalentes correspondentes às escavações efectuadas. Foram definidas várias zonas com características mecânicas diferentes para representar as diferentes formações rochosas, o betão e os materiais equivalentes. Para a tensão vertical foi adoptado o peso próprio do maciço, enquanto que para a tensão horizontal foram assumidas as hipóteses de 1; 1,5 e 2 vezes a tensão vertical. Assim, e a fim de simular o estado de tensão ao início da escavação, o modelo foi executado considerando a escavação do circuito hidráulico existente, fase 0. Posteriormente, os deslocamentos foram igualados a zero e a construção da central II foi simulada mediante sete fases diferentes: fase 1 – escavação até à cota 488; fase 2 – escavação do furo piloto e primeira parte da restituição; fase 3 – escavação do poço da central até à cota 470 e betonagem acima da cota 488; fase 4 – escavação do poço da central até à cota 433 e betonagem acima da cota 470; fase 5 – conclusão da betonagem do poço; fase 6 – conclusão da escavação da restituição; fase 7 – betonagem da restituição. A Figura 14 ilustra as fases consideradas no cálculo.

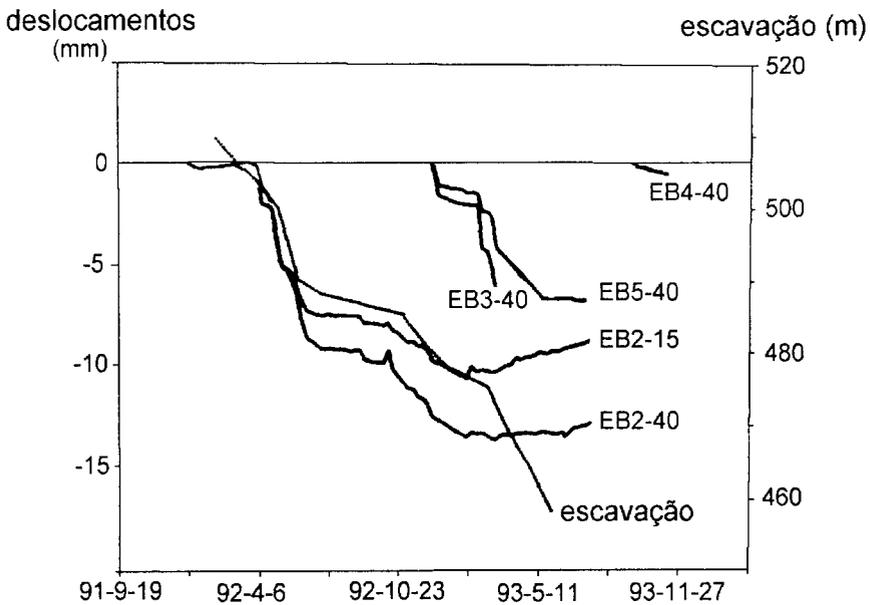


Figura 13 - Deslocamentos observados por extensómetros de barras na central II

Este problema foi, também, estudado mediante um modelo tridimensional usando o programa FLAC-3D (Itasca, 1996). O sistema de coordenadas foi localizado com o eixo z coincidente com o centro da central II e orientado para a superfície. A parte superior do modelo representava a superfície livre, a base do modelo, a 139m da superfície da escavação, e os lados estavam fixos. A malha adoptada tinha, aproximadamente, 21 300 pontos nodais.

De acordo com o estado de tensão medido, o modelo foi submetido a um estado de tensão inicial de $\sigma_h = 2\sigma_v$. O maciço rochoso foi representado mediante três camadas de materiais com comportamento do tipo Mohr-Coulomb, com as seguintes características mecânicas: primeira camada com formações do tipo migmatítico (M_1): $E=3\text{GPa}$, $\nu=0,1$, $C=0,1\text{MPa}$ e $\phi=25^\circ$; segunda camada do tipo granítico (G): $E=8\text{GPa}$, $\nu=0,15$, $C=0,2\text{MPa}$ e $\phi=40^\circ$; terceira camada do tipo migmatítico (M_2): $E=5\text{GPa}$, $\nu=0,1$, $C=0,1\text{MPa}$ e $\phi=30^\circ$. Para o betão foi adoptado um

material com comportamento elástico de módulo de elasticidade $E=15$ ou 30GPa . O primeiro valor de E foi adoptado na primeira fase de aplicação do betão, assumindo o outro módulo para as fases subsequentes. A sua resolução considerou as mesmas fases definidas para o modelo 2D.

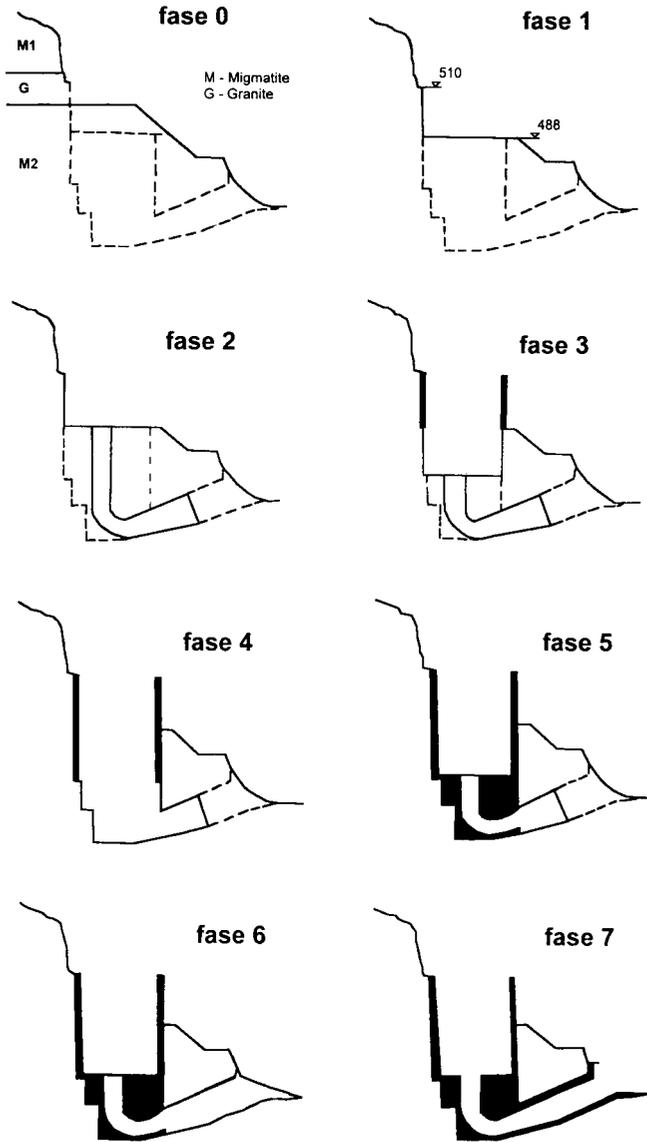


Figura 14 - Diferentes fases adoptadas nos modelos numéricos

5.2 - Comparação entre os resultados observados e numéricos

A Figura 15 apresenta os deslocamentos calculados com o modelo 2D e os valores observados para o extensómetro de barras EB_2 . Como pode observar-se, existe uma boa

correspondência entre os valores observados e os resultados obtidos com a hipótese de $\sigma_h = 1.5\sigma_v$. Esta relação mais baixa entre a tensão horizontal e a vertical em relação à avaliação experimentalmente, obedece ao facto de o modelo 2D apresentar uma maior flexibilidade na direcção horizontal.

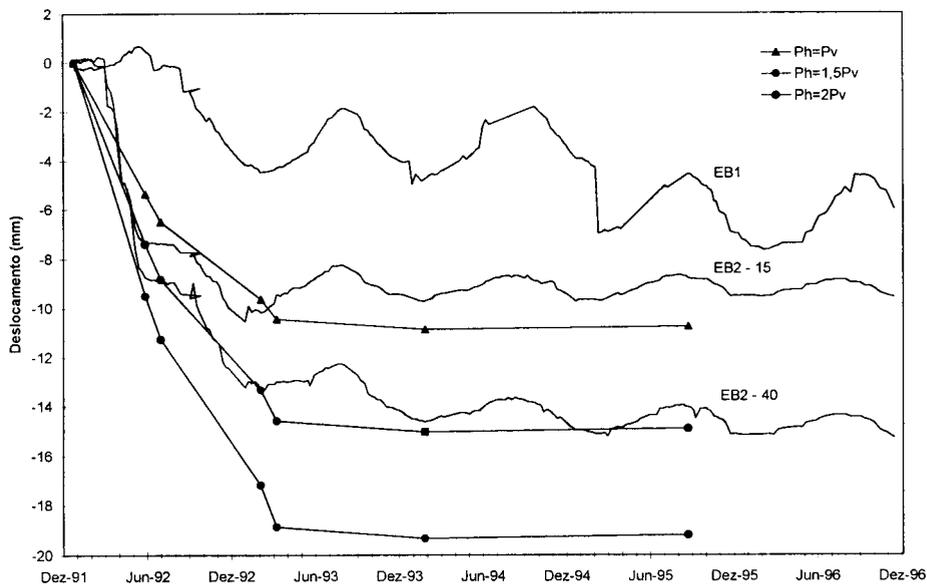


Figura 15 - Comparação entre deslocamentos observados pelo extensómetro de barras EB2 e resultados numéricos

Na Figura 16 comparam-se os valores dos deslocamentos observados com os resultados obtidos com o modelo 2D (para a hipótese de $\sigma_h = 1,5\sigma_v$), e com o modelo 3D. Dado que os valores calculados não consideram os deslocamentos induzidos pelas variações térmicas, os valores observados foram normalizados mediante a utilização de uma curva de regressão. É de referir que, a pesar de o modelo 3D exibir um comportamento muito mais rígido que o observado, qualitativamente o comportamento apresenta certa verosimilhança.

Nas Figuras 17 e 18 apresentam-se, respectivamente, os contornos de deslocamentos obtidos com o modelo 3D, segundo um corte correspondente a um plano vertical que passa pelo eixo da restituição, para as fases construtivas 1 e 7.

6 - OBSERVAÇÃO DURANTE A ENTRADA EM SERVIÇO

6.1 - Plano de observação para a entrada em serviço

O Plano correspondente à entrada em serviço das obras de reforço de potência contemplou duas etapas.

Na primeira etapa, que correspondeu ao esvaziamento seguido pela demolição de ambas as ensecadeiras e o reenchimento da albufeira, foi prevista a medição de toda a aparelhagem instalada, assim como também a medição das vibrações produzidas pelo uso de explosivos na demolição das ensecadeiras. Estas observações foram de fundamental importância, tanto para a barragem, devido à existência de uma fissura sub-horizontal no corpo da mesma, como para a verificação do circuito hidráulico submetido ao efeito da pressão hidrostática exterior.

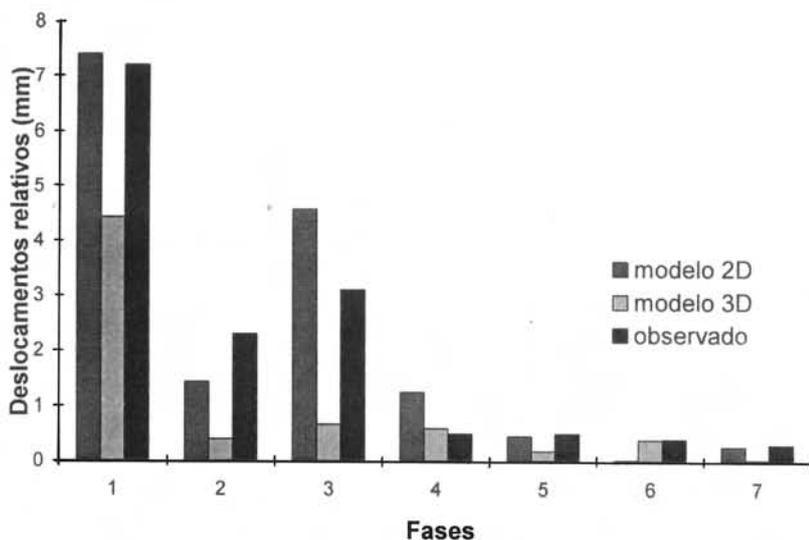


Figura 16 – Comparação de resultados numéricos com observados

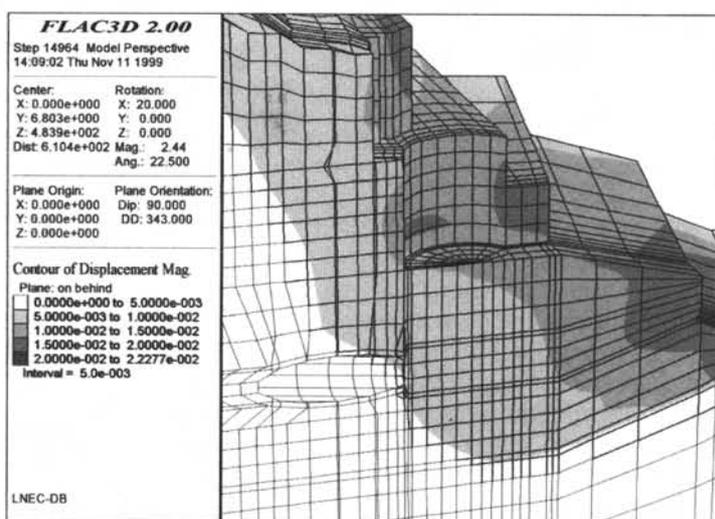


Figura 17 - Deslocamentos calculados pelo modelo tridimensional na fase 1

Na segunda etapa, que compreendeu o enchimento lento do circuito hidráulico e a entrada em funcionamento do equipamento instalado na central II, foi implementado um programa especial de medição das vibrações induzidas pelo funcionamento do novo grupo.

6.2 - Esvaziamento da albufera

Durante o período correspondente ao esvaziamento e subsequente reenchimento da albufera, as observações incidiram, essencialmente, na determinação dos efeitos estruturais induzidos pela construção das obras de reforço de potência nas estruturas existentes,

nomeadamente a central I e a barragem. As observações preconizadas envolveram, no essencial, as seguintes etapas:

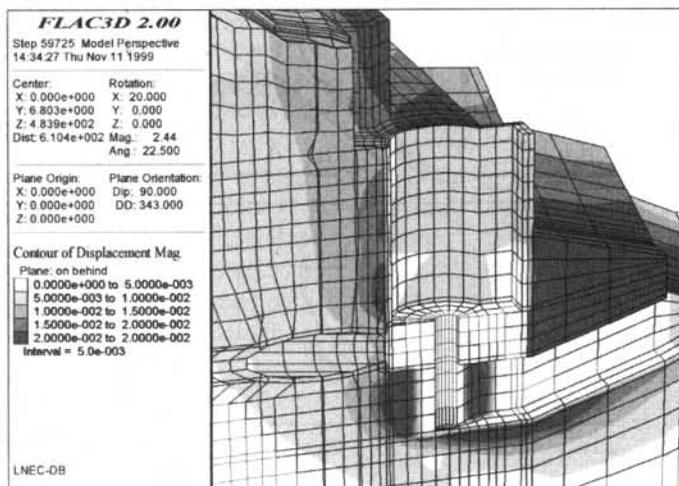


Figura 18 - Deslocamentos calculados pelo modelo tridimensional na fase 7

- i) Esvaziamento da albufeira – com implicação na barragem e mesmo nas obras de reforço de potência devido ao abaixamento dos níveis freáticos, tendo-se deixado de efectuar leituras na ensecadeira de montante.
- ii) Demolição das ensecadeiras – análise das acções dinâmicas induzidas sobre as estruturas existentes pela utilização de explosivos na demolição das ensecadeiras, com particular cuidado na detecção do aparecimento de eventuais danos.
- iii) Reenchimento da albufeira – com importantes implicações nas obras de reforço de potência, submetidas à acção da pressão hidrostática externa, e na barragem, a qual apresenta uma importante fissura sub-horizontal originada durante o primeiro enchimento da albufeira.

6.3 - Entrada em serviço do circuito hidráulico

As principais acções induzidas pela entrada em serviço do novo circuito hidráulico tiveram que ver com as pressões hidrostáticas, interior e exterior, e com as variações da temperatura causadas pela circulação da água no interior do circuito. Neste período consideraram-se as seguintes etapas:

- i) Ensaio de carga com enchimento lento do circuito hidráulico – foi realizado um ensaio de carga no novo circuito hidráulico seguindo a metodologia usada para o túnel de Castelo do Bode (Barroso *et al.*, 1993). A entrada de água foi controlada mediante as comportas da tomada de água. As observações foram controladas usando soluções analíticas (Lelli, 1952).
- ii) Etapa intermédia entre o reenchimento e a entrada em serviço do novo grupo – As observações foram mais espaçadas no tempo.
- iii) Entrada em serviço das obras de reforço de potência – Os efeitos estruturais induzidos pelo funcionamento do novo grupo foram analisados em detalhe. Alguns ensaios específicos

foram realizados, que se apresentarão na secção seguinte. Realizaram-se, ainda, alguns ensaios de enchimento rápido.

Na Figura 19 são apresentados, a título ilustrativo, os valores observados e calculados para as deformações registadas pelo extensómetro tipo Carlson A₂, instalado no coroamento da secção instrumentada S₁ (Figura 3). Para o cálculo foi adoptado um modelo de anéis concêntricos cuja solução analítica é conhecida (Lelli, 1952; Leitão, 1998). O modelo consistiu em um anel interior de betão de 1,15m de espessura, representando o suporte e a rocha que contribui à resistência, um anel fissurado de 9m e a rocha compacta. Dado que a variação da temperatura é a acção determinante na variação da solicitação, só esta acção foi tida em conta para o cálculo. As constantes termo-mecânicas adoptadas foram: módulo de elasticidade do betão $E_b=35\text{Gpa}$; relação entre os módulos de elasticidade da rocha e do betão $E_r/E_b=0,1$; coeficiente de Poisson do betão $\nu_b=0,2$; coeficiente de Poisson da rocha $\nu_r=0,15$; coeficiente de dilatação linear do betão $\alpha_b=11\times 10^{-6}\text{ }^\circ\text{C}^{-1}$; relação entre os coeficientes de dilatação linear da rocha e do betão $\alpha_r/\alpha_b=0,5$; condutibilidade térmica do betão $k_b=1,5\text{W/m}^\circ\text{C}$; relação entre as condutibilidades térmicas da rocha e do betão $k_r/k_b=3$.

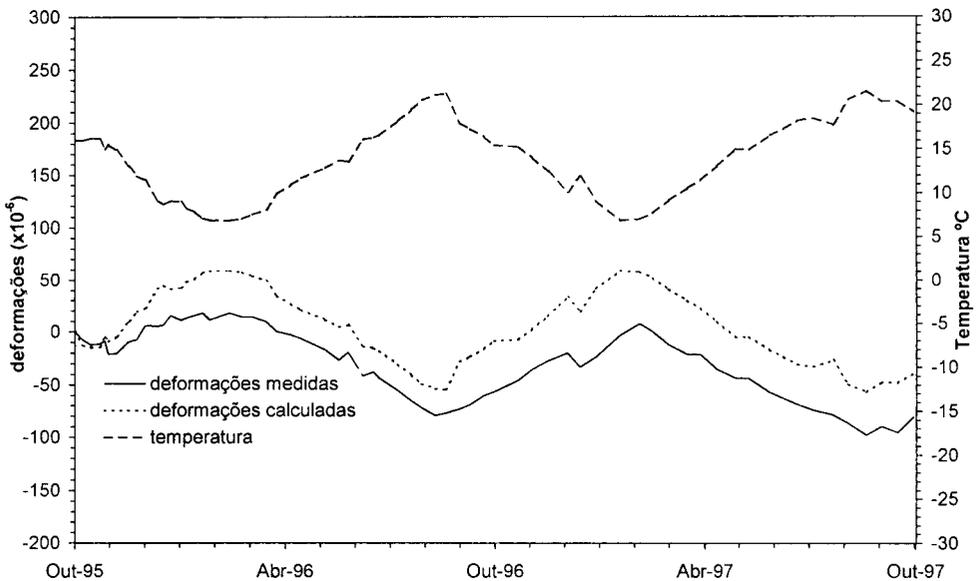


Figura 19 - Deformações no coroamento do suporte de betão

6.4 - Medição de vibrações durante o funcionamento do novo grupo

Uma última referência é realizada a um programa de ensaios destinados a medir as vibrações provocadas pelo funcionamento do novo grupo (Gomes, 1996). Quatro situações foram analisadas: ensaio I – grupo sem funcionar; ensaio II – grupo funcionando a máxima potência; ensaio III – entrada em funcionamento do grupo; ensaio IV – paragem súbita do grupo funcionando a máxima potência. A medição de vibrações foi realizada em 7 pontos distribuídos na central II e no circuito hidráulico. Na Figura 20 apresentam-se os 4 pontos considerados mais importantes.

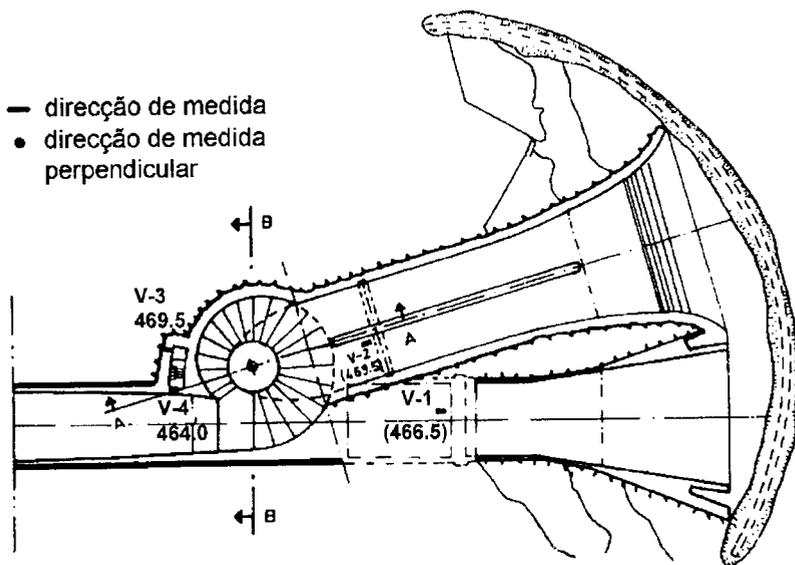


Figura 20 - Colocação de *transducers* na central II e túnel de restituição

O Quadro 5 apresenta as velocidades máximas medidas nos quatro pontos mais próximos ao grupo. Para os pontos 5, 6 e 7 as velocidades máximas variaram entre 0,1 e 0,8 μ m/s (ponto 7, ensaio IV). As velocidades medidas foram sempre muito baixas, sendo o máximo valor obtido de 1,5mm/s para o ensaio IV. Acordo com as normas DIN 4025, estas vibrações podem resultar incómodas para as pessoas se a sua duração ultrapassar uma hora, mas não afectam as estruturas (Gomes, 1996).

Quadro 5 - velocidades máximas obtidas nos ensaios (μ m/s)

Ensaio	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
I	7,9	5,4	3,7	4,7
II	290,7	381,2	371,9	221,9
III	290,6	856,7	307,4	321,3
IV	552,1	1560,7	591,6	841,4

Tomando como referência as normas suíças SN-640312 e as normas alemãs DIN 4150, que estabelecem como limite velocidades de 3mm/s, pode concluir-se que o funcionamento do novo grupo não afecta a estabilidade estrutural da central II.

7 - CONCLUSÃO

Para o empreendimento hidroeléctrico de Miranda, foram construídas importantes estruturas associadas ao reforço de potência. As características dessas estruturas bem como os resultados de um programa de ensaios de mecânica das rochas foram apresentadas.

Foram estabelecidos planos de observação cobrindo as diferentes fases da vida das estruturas, nomeadamente durante a construção e a entrada em serviço do empreendimento. Apresentam-se alguns resultados mais significativos da observação que se comparam com valores de soluções numéricas e analíticas. A análise e interpretação destes resultados

possibilitou a verificação da adequabilidade das técnicas construtivas adoptadas e do comportamento final das estruturas de reforço de potência durante a entrada em funcionamento do empreendimento hidroeléctrico de Miranda.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CPPE – Companhia Portuguesa de Electricidade a autorização dada para publicar resultados do empreendimento hidroeléctrico de Miranda. Agradecem, ainda, ao Eng^o Marco Silvestre os ensaios hidromecânicos realizados sobre amostras de Miranda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, A.A. - *Repowering projects in the hydroelectric plants of the international Douro river*. Conferência Internacional sobre *Hydropower, Energy and the Environment*, Estocolmo, 1993.
- AGUIAR, A.A.; GARCÊS, A.; MONTEIRO, G. e SOUSA, L.R. - *Investigation and observation of the Miranda hydroelectric project in Portugal*. 7^o Congresso da IAEG, Lisboa, 1994.
- AZEVEDO, C. e MARTINS, F. - *Le Douro International. Travaux souterrains et leur justification*. 7^o Congresso da ICOLD, Roma, 1961.
- BARROSO, M.; LAMAS, L.N. e SOUSA, L.R. - *Verification of the safety and serviceability of the Castelo do Bode tunnel during loading tests*. Simpósio Internacional da ISRM EUROCK'93 sobre *Safety and Environmental Issues in Rock Engineering*, Lisboa, pp. 475-482, 1993.
- BANDIS, S.; LUMSDEN, A. e BARTON, N. - *Fundamentals of rock joint deformation*. Int. J. Rock Mechanics Min. Science & Geom. Abstr., Vol. 20, n^o. 6, pp. 249-268, 1983.
- ELLIOT, G.M.; BROWN, E.T.; BOODT, P.I. e HUDSON, J.A. - *Hydromechanical behaviour of joints in the Carnmenellis granite, S.W. England*. Simpósio Int. sobre *Rock Joints*, Bjorkliden, 1985.
- GOMES, P. - *Medição de vibrações produzidas pelo funcionamento do grupo electromecânico da nova central de Miranda*. LNEC, Relatório 147/96, Lisboa, 1996.
- ITASCA - *FLAC – Fast Lagrangean Analysis of Continua*. User's Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, 1994.
- ITASCA - *FLAC3D – Fast Lagrangean Analysis of Continua in 3Dimensions*. User's Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, 1996.
- LAMAS, L.N. - *Contributions to understanding the hydromechanical behaviour of pressure tunnels*. Ph.D. thesis, Imperial College, Londres, 1993.
- LELLI, M. - *The statical behaviour provoked by the hydrostatic pressure and the temperature variations of the tunnels and shafts excavated through fractures rock* (in Italian). L'Energia Elettrica, no. 1, Vol. XXIX, 1952.
- LEITÃO, N.S. - *Observação das obras de reforço de potência de Miranda. Visita em Junho de 1998*. LNEC, Nota Técnica, Lisboa, 1998.
- NEIVA, C. - *Reconhecimento geológico para as obras de reforço de potência de Miranda*. EDP, Porto, 1989.
- ROCHA, M.; SERAFIM, L. e LOPES, B. - *Estudo das propriedades mecânicas da fundação rochosa de Miranda*. LNEC, Relatório, Lisboa, 1958.
- RSB - Portuguese dams safety regulations. Lisboa, 1991.

- SERAFIM, M.V. e PEREIRA, P. - *Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski*. Simpósio Int. sobre *Engineering Geology and Underground Construction*, Lisboa, 1983.
- SILVESTRE, M.V. - *Geometrical and hydro-mechanical characterisation of discontinuities. An experimental study*. MSc. Thesis, Delft University of Technology, Delft, 1996.
- SOUSA, L.R. - *Plano de observação das obras de reforço de potência do escalão de Miranda*. LNEC, Relatório 160/92, Lisboa, 1992.
- SOUSA, L.R. - *Observação das obras de reforço de potência do escalão de Miranda. Ensaios de caracterização geotécnica do maciço rochoso*. LNEC, Relatório 141/94, Lisboa, 1994.
- SOUSA, L.R. - *Plano de observação para a entrada em funcionamento das obras de reforço de potência do escalão de Miranda*. LNEC, Relatório 194/95, Lisboa, 1995.
- SOUSA, L.R. e LEITÃO, N.S. - *Observação das obras de reforço de potência do escalão de Miranda*. LNEC, Relatório 335/95, Lisboa, 1995.