

OBRAS SUBTERRÂNEAS DO CIRCUITO HIDRÁULICO - APROVEITAMENTO HIDROELECTRICO DE LAÚCA (ANGOLA)

UNDERGROUND WORKS OF THE HYDRAULIC CONVEYANCE- LAUCA HYDROELECTRIC DEVELOPMENT (ANGOLA)

Pistone, Raúl; Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente, *r.pistone@cobagroup.com*

Ferreira, Sandra; Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente, *s.ferreira@cobagroup.com*

Pinto José; Coba; Consultores de Engenharia e Ambiente, *j.m.pinto@cobagroup.com*

Rebelo, Virgílio; Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente, *v.rebelo@cobagroup.com*

Tziallas, Georgios; Lahmeyer International, *Georgios.Tziallas@de.lahmeyer.com*

Thermann, Karsten; Lahmeyer International, *Karsten.Thermann@de.lahmeyer.com*

Pacheco, José; Lahmeyer International, *Jose.Pacheco@de.lahmeyer.com*

Carvalho Thá, Pedro de; Intertechne, *pdct@intertechne.com.br*

Kraemer, Sérgio Montenegro; Intertechne, *smkr@intertechne.com.br*

Estêvão, Elias Daniel; Gamek, Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza, *daniloestevo@gmail.com*

RESUMO

O presente artigo aborda os aspectos geotécnicos da escavação e estabilização das Obras Subterrâneas do aproveitamento hidroeléctrico de Laúca, localizado a Sul da província do Kwanza Norte, em Angola. Este é caracterizado por uma barragem de gravidade em betão compactado com 132 m de altura máxima e um circuito hidráulico totalmente subterrâneo. Entre as obras subterrâneas de maior envergadura destaca-se a central principal que alberga seis grupos Francis de 344 MW cada, localizada numa caverna de grandes dimensões. Os túneis de adução, seis no total, um para cada grupo gerador, têm uma seção de cerca de 102 m², sendo, em geral, revestidos com betão projectado, excepto nas zonas de falha onde o revestimento é em betão moldado. Os túneis de adução têm um comprimento total de 11 557 m e implicam uma escavação de 1.1 milhões de m³. A partir da tomada de água, são escavados seis poços, um por cada túnel de adução, com 8 m de diâmetro e 70 m de altura.

ABSTRACT

This paper discusses the geotechnical aspects concerning the excavation and stabilization of the Underground Works of Laúca Hydroelectric Development Project, located south of the Kwanza Norte province, in Angola. It is characterized by a RCC gravity dam with a maximum height of 132 m and a fully underground hydraulic circuit. Among the large scale underground works, there is the Powerhouse cavern, which houses six Francis turbines of 344 MW each. The headrace tunnels, six in total, one for each generator, have a section of about 102 m², and are designed solely with shotcrete lining and passive anchor support, except for areas with disintegrated rock-mas and fault areas where a cast-in-place, reinforced concrete lining is utilized. The headrace tunnels have a total length of 11 557 m and involves an excavation volume of 1.1 million m³. Six shafts were excavated from the water intake structure, one for each pressure tunnels with 8 m diameter and 70 m of depth.

1. INTRODUÇÃO

O aproveitamento hidroeléctrico de Laúca localiza-se a Sul da província do Kwanza Norte, em Angola. Irá acrescentar 2070 MW à potência instalada no país. Consta de uma barragem de gravidade em betão compactado com cilindro, com 132 m de altura máxima e um circuito hidráulico totalmente subterrâneo, composto por uma tomada de água com seis poços circulares, seis túneis de adução com comprimento médio de cerca de 1900 m cada um e uma central principal subterrânea, projectada para seis grupos geradores. Para além do circuito hidráulico principal, o empreendimento tem ainda uma central ecológica no pé da barragem (que alberga um grupo Francis de 65,5 MW) com acesso em túnel.

O presente artigo aborda os aspectos geotécnicos da escavação e estabilização das Obras Subterrâneas, com a contribuição das diversas entidades envolvidas: Intertechne, como projectista e Coba/Lahmeyer como supervisão técnica do projecto, fiscalização e assistência técnica à obra, por parte do Dono de Obra, GAMEK - Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza. O construtor principal é a empresa Odebrecht.

Entre as obras subterrâneas de maior envergadura destaca-se a central principal que alberga seis grupos Francis de 344 MW cada, localizada numa caverna de grandes dimensões com 51,5 m de altura, 21,3 m de largura e 302 m de comprimento, a uma profundidade de cerca de 100 m relativamente à encosta do parque de transformadores. Os túneis de adução, seis no total, um para cada grupo gerador, têm uma seção de cerca de 102 m², sendo, em geral, revestidos com betão projectado, excepto nas zonas de falha onde o revestimento é em betão moldado. Os túneis de adução têm um comprimento total de 11557 m e implicam uma escavação de 1,1 milhões de m³. A partir da tomada de água, são escavados seis poços, um por cada túnel de adução, com 8 m de diâmetro e 70 m de altura.

Completam o conjunto das obras subterrâneas os seis túneis de restituição, as respectivas galerias de barramentos, o túnel de ventilação e desenfumagem, o túnel de acesso principal e as galerias auxiliares de acesso. Os emboquilhamentos de todos estes túneis foram escavados a partir da encosta do parque de transformadores e da encosta a jusante da escavação da barragem (margem direita). O acesso originalmente previsto à central ecológica, apresentava escavações até 50 m de altura e zonas de aterro, com 35 m de altura. Na fase de projecto de execução, por questões técnico-económicas e ambientais, foi decidido mudar o traçado e construir parte do traçado em túnel, com cerca de 615 m de desenvolvimento.

2. MODELO GEOLÓGICO

As formações geológicas ocorrentes no local das obras são essencialmente de carácter rochoso, sendo caracterizadas nas suas cotas superiores por um maciço sedimentar constituído por rochas areníticas e siltíticas, desenvolvendo-se, subjacentemente ao complexo anterior, um maciço cristalino, cratónico, constituído por rochas gnaissicas no qual estão situadas a grande maioria das escavações subterrâneas.

As formações paleozoicas de rochas metassedimentares foram depositadas em discordância erosiva sub-horizontal sobre um embasamento gnaissico pré-cambriano, com aproximadamente 100 m de espessura. O conjunto sedimentar é composto por metarenitos, metarcoses, metassiltitos e brechas conglomeráticas.

Na região da barragem, em ambas as margens do rio, há escarpas de rochas metassedimentares formando paredões subverticais de até 100 m de altura. Na região da barragem, poucos metros acima do leito do rio, aproximadamente na cota 750 m, afloram os gnaisses pré-cambrianos subjacentes às rochas metassedimentares. Praticamente todo o complexo de túneis e caverna da central principal está posicionado integralmente no maciço gnaissico cristalino.

3. CAMPANHA DE PROSPECÇÃO

Na fase inicial dos estudos foram executadas um total de 25 sondagens, com recolha de tarolos e ensaios de sísmica de refração e electro-resistividade. Na fase de Projecto de Execução, foram realizadas mais 27 sondagens e uma campanha de 28 ensaios de hidrofracturação sobre descontinuidades pré-existentes (*Hydraulic Testing of Pre-Existing Fractures* - HTPF), e ainda ensaios de perda de água sob pressão (44 ensaios) nos seis túneis de adução.

Os ensaios HTPF foram realizados com pressão máxima de 7,0 MPa nos furos executados a partir da soleira dos túneis e de 3,8 MPa nos furos posicionados nos pilares entre túneis. Em mais da metade dos ensaios realizados na soleira dos túneis não houve abertura das descontinuidades, mesmo para as pressões mais elevadas. Para os ensaios em que houve abertura, a pressão média foi de 5,4 MPa. Em 81% dos ensaios realizados nos pilares, à pressão máxima, não houve abertura das descontinuidades.

Os ensaios de perda de água sob pressão nos túneis de adução foram executados com pressão máxima de 2,3 MPa. Em 93% dos ensaios não houve absorção. Nos casos em que houve absorção, registaram-se valores iguais ou inferiores a 0,4 Lugeon.

4. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO MACIÇO CRISTALINO

4.1. Propriedades da rocha intacta

Os parâmetros geotécnicos da rocha intacta foram obtidos por meio dos ensaios de laboratório realizados em tarolos de sondagens para amostras de gnaisse. Foram considerados os seguintes parâmetros médios para o maciço gnaissico, a serem utilizados nas análises estruturais das grandes escavações:

Resistência à compressão uniaxial: 105,1 MPa; Módulo de elasticidade: 81,3 GPa; Coeficiente de Poisson: 0,2; Peso volúmico: 28 kN/m³.

4.2. Propriedades do maciço rochoso

Utilizou-se o modelo de Hoek-Brown generalizado nas análises tensão-deformação. A estimativa do GSI foi efectuada a partir do volume médio dos blocos do maciço e das características das descontinuidades, através da tabela proposta por Cai et al (2007). De acordo com os mapeamentos geológico-geotécnicos de campo realizados na caverna, o espaçamento entre descontinuidades pode variar de 20 cm a 60 cm, com paredes com boas condições (rugosas, levemente alteradas e com manchas de oxidação). Estas características remetem a um GSI médio de 65. Os parâmetros residuais também foram estimados através da mesma metodologia, considerando-se que na condição residual possa ocorrer uma perda de confinamento dos blocos, o valor de GSI poderá reduzir-se de 65 para 55.

Para a definição de módulo de deformabilidade do maciço, E_m , foram utilizados os critérios de Hoek-Diederichs (2005), Serafim e Pereira (1983) e de Hoek-Carranza-Torres-Corkum (2002). Para as características do maciço gnaissico de Laúca, na grande maioria dos critérios, os valores oscilam entre 15 GPa e 30 GPa. Levando-se em consideração as leituras de convergências no túnel piloto da escavação da caverna, foi feita uma calibração do valor de E_m , tendo-se adoptado um módulo de deformabilidade médio de 15 GPa como representativo para o maciço gnaissico (Quadro 1).

Quadro 1 – Parâmetros adoptados para o maciço gnáissico

Parâmetros	Pico	Residual
GSI - Geological Strength Index	65	55
σ_{ci} (MPa)-Resistência à compressão uniaxial	105,1	105,1
m_i - Parâmetro de Hoek e Brown para rocha intacta	33	33
D - Fator de perturbação do maciço rochoso devido à escavação	0,2	0,2
E_i (MPa) - Módulo de deformabilidade da rocha intacta	81300	81300
m_b - Parâmetro de Hoek e Brown para maciço rochoso	8,229	5,533
s - Parâmetro de Hoek e Brown para maciço rochoso	0,0155	0,0047
a - Parâmetro de Hoek e Brown para maciço rochoso	0,502	0,504
E_m (MPa) - Módulo de deformabilidade do maciço rochoso	15000	15000

5. TENSÕES INTERNAS

A determinação da distribuição do campo de tensões *in situ* é de grande dificuldade, pois sabe-se que o estado actual de tensões no maciço rochoso constitui o produto final de uma série de eventos devidos ao tectonismo, fenómenos erosivos e outras ocorrências geológicas.

No território angolano devido ao soerguimento cortical experimentado pela região durante o terciário, poderia ter acontecido, por um lado, uma tectónica distensiva (Raft tectonic) na Bacia de Kwanza com a formação de falhas normais em formato de semi-grabens, e, por outro, o levantamento da parte central do cratão do Congo afectando o sector interno de Angola com uma tectónica extensiva, especialmente na área periférica à Bacia de Kwanza e do aproveitamento hidroeléctrico de Laúca. Estes esforços extensivos também teriam gerado esforços transtensivos residuais. Nas imagens radar disponíveis, pode constatar-se uma clara estruturação do cratão do Congo em dois grupos conjugados de alinhamentos de direcção NW-SE e NE-SW.

No local do aproveitamento hidroeléctrico de Laúca, foram identificadas duas famílias de falhas de direcção predominante NW-SE a NNW-SSE e uma família de direcção NE-SW, que correspondem aos macro-alinhamentos tectónicos observados no cratão do Congo.

Com a abertura das escavações foi possível recolher múltiplas evidências sobre as falhas inferidas e sobre a sua cinemática. A falha F1 tem direcção NW-SE e controla o trecho do rio Kwanza a montante da estrutura de desvio cortando o emboquilhamento do canal de entrada do desvio, do canal de adução/ tomada de água e os túneis de adução.

A falha F2 identifica-se principalmente como um lineamento que nasce no talvegue do apoio esquerdo da barragem, continua na fundação, na região do leito do rio e finaliza no talvegue lateral direito do canal de saída dos túneis de desvio do rio.

5.1. Ensaios de hidrofracturação em descontinuidades pré-existentes

Com o objectivo de se avaliar o estado de tensões na região da caverna da central principal, foram realizados ensaios de hidrofracturação em descontinuidades pré-existentes (HTPF), em diversos trechos de 4 sondagens distintas, uma delas executada a partir da encosta e as outras três a partir dos túneis de acesso à central principal.

Através de curva pressão - caudal, é possível determinar a pressão de abertura da descontinuidade. Como não foi possível utilizar nenhuma técnica para a determinação da orientação das descontinuidades ensaiadas em cada trecho, na interpretação dos resultados dos ensaios, foram assumidas algumas hipóteses baseadas nos levantamentos estruturais realizados na caverna. Uma das principais considerações realizadas foi de que as descontinuidades abertas durante os ensaios eram aquelas relacionadas à foliação do gnaíse. A figura 5 mostra o estereograma das descontinuidades mapeadas durante as escavações da caverna. Os ensaios foram interpretados através de um modelo numérico 2D. A secção analisada corresponde a um corte transversal ao eixo da caverna. Como a família de descontinuidades cuja abertura foi analisada é subparalela ao eixo da caverna, considerou-se que o modelo bidimensional adoptado representava adequadamente a situação. A análise dos resultados foi realizada de forma iterativa, até obter os valores mais prováveis das tensões principais na descontinuidade.

Através deste procedimento, inferiu-se que a pressão média aplicada nas paredes das descontinuidades foi de 3,4 MPa, conduzindo a um coeficiente de impulso horizontal (K_h) de aproximadamente 1,9.

As análises microtectónicas realizadas com as informações obtidas em falhas observadas na região de implantação do aproveitamento hidroeléctrico de Laúca, permitiram estimar as direcções das tensões principais que originaram essas falhas.

Partindo da premissa de que as falhas com estrias representam a última fase de deformação de rotura que afectou o maciço rochoso da área, pôde concluir-se que esta fase de deformação respondeu a uma tectónica do tipo transcorrente extensional, com a direcção da tensão σ_1 aproximadamente NNW-SSE e subhorizontal e com a tensão σ_3 na direcção ENE-WSW, também subhorizontal. A direcção de σ_2 é subvertical.

Expressado em termos de tensões verticais e horizontais, o estado de tensões deduzido corresponde a um valor de $K_{h_{min.}} < 1$ para $\sigma_{h_{min.}} (\sigma_3) / \sigma_v (\sigma_2)$ e $K_{h_{máx.}} > 1$ para $\sigma_{h_{máx.}} (\sigma_1) / \sigma_v (\sigma_2)$. Ou seja, a tensão vertical pode ser interpretada como relacionada à tensão principal intermediária e as tensões principais maior e menor são subhorizontais.

Não obstante as limitações do método, as análises realizadas permitiram concluir que a tensão principal menor (σ_3) na região do circuito de geração, possui direcção sub-horizontal e a sua relação com a tensão vertical deve ser ligeiramente inferior à unidade no interior do maciço.

Na região de maior carga hidráulica, imediatamente a montante do trecho blindado, a carga hidráulica é de 237 m e a cobertura de 150 m. Para que seja obtido o factor de segurança requerido de 1,30, o valor mínimo de K deve ser de 0,73.

Ou seja, na região da central principal, em que foram feitos ensaios de HTPF, o valor mínimo de K deveria ser da ordem de 0,73 para garantir um factor de segurança adequado à hidrofracturação das descontinuidades. Os valores interpretados dos ensaios variam entre 1,1 e 1,4. Avaliando-se as pressões de abertura das fracturas, o mínimo valor médio obtido foi de 4,0 MPa numa das sondagens. Nas 4 sondagens realizadas, em vários trechos foram obtidos valores da ordem de 3,6 MPa. Considerando o valor de 3,6 MPa, o factor de segurança seria da ordem de $3,6/2,4 = 1,5$. A sobre-pressão mecânica (golpe de ariete) foi também verificada.

Dessa forma, conclui-se que, à luz dos dados disponíveis, o estado de tensão do maciço na região de implantação do circuito de geração do aproveitamento hidroeléctrico de Laúca proporciona confinamento adequado, sendo condizente com a utilização de túneis de pressão não revestidos.

5.2. Modelação numérica

O estado tensional foi estimado a partir da simulação das mudanças geomorfológicas do local. Avaliou-se inicialmente o alívio de tensões devido à erosão causada pelo rio ao longo do tempo (morfologia do vale). Essa análise foi feita recorrendo à modelação em elementos finitos e considerou um estado de tensões inicial (antes da erosão do vale) com $K = 1,0$.

Verificou-se como esperado, que a tensão principal maior torna-se subparalela à encosta ou à escavação na região mais próxima à superfície, rodando em profundidade para a direcção vertical. A Figura 1 mostra a distribuição das tensões principal maior (σ_1) e menor (σ_3) após a erosão.

A relação entre a tensão horizontal e vertical, obtida a partir das análises citadas acima, na região junto à abóbada da caverna, é de aproximadamente 1,54.

Na região da caverna, onde foram executados os ensaios HTPF, devido provavelmente ao efeito da proximidade da encosta, cuja erosão foi posterior aos eventos tectónicos, interpreta-se que deve ter ocorrido uma inversão na direcção das tensões principais, sendo a tensão vertical a tensão principal menor (σ_3) e as tensões horizontais a tensão intermediária (σ_2) e maior (σ_1).

Devido às incertezas com relação aos valores das tensões principais, as análises numéricas do projecto foram feitas para 4 cenários diferentes, indicados no Quadro 2.

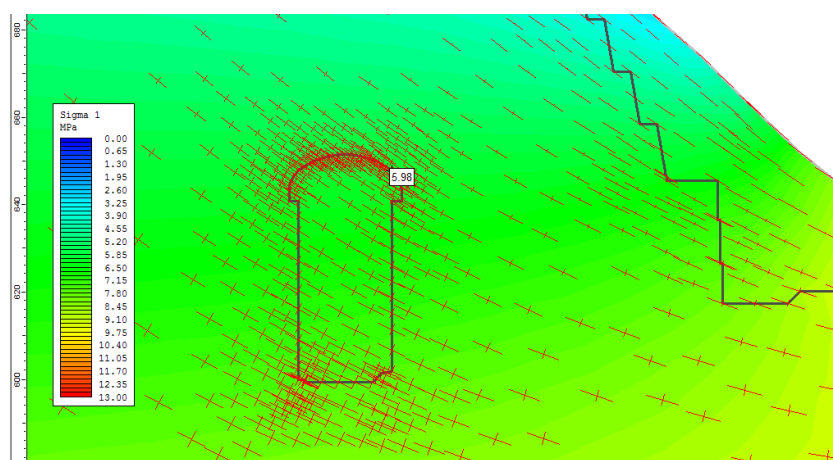


Figura 1 – Modelação da erosão do vale

Quadro 2 – Valores de K utilizados na modelação numérica 2D

Caso	K no plano xy (in plane)	K no plano ortogonal ao modelo (out of plane)
1	1,9	2,0
2	1,5	1,9
3	1,2	1,9
4	0,8	1,5

6. CENTRAL PRINCIPAL

O aproveitamento hidroeléctrico de Laúca considera no seu circuito de geração principal, uma central subterrânea, para a qual será escavada uma caverna com dimensões aproximadas de 51,5 m de altura, 25,6 m de vão máximo na abóbada e 302,0 m de comprimento.

6.1. Tratamentos geotécnicos da abóbada e paredes da caverna

O suporte definitivo aplicado à escavação da abóbada consistiu em betão projectado com fibras metálicas, com espessura inicial de 15 cm em toda escavação da caverna, pregagens em aço de alta resistência com diâmetro de 32 mm, dispostas numa malha de 2,0 x 2,0 m na abóbada, com 9 m de comprimento, e ancoragens definitivas, com diâmetro de 32 mm, dispostas numa malha de 2,5 x 2,5 m nos hasteais, com 9 m de comprimento no lado de montante. No lado de jusante, até à cota 623,20 m, as ancoragens terão 15 m. Abaixo da cota anterior, estes elementos terão 9 m. Uma vez instaladas e pré-esforçadas as ancoragens, foram aplicados 10 cm adicionais de betão projectado reforçado com fibras metálicas em toda a extensão da abóbada, perfazendo uma espessura total de 25 cm (Figura 2).

Foram realizadas análises tensão-deformação e de estabilidade de cunhas para verificar e ajustar o suporte inicialmente estimado com métodos empíricos.

Na estimativa das deformações do maciço rochoso, para simular o efeito do avanço da escavação da caverna, recorreu-se a um modelo de elementos finitos 3D, para simular o efeito da frente de escavação nos deslocamentos da abóbada do túnel piloto. Os resultados foram avaliados medindo-se os deslocamentos no ponto A, no eixo da abóbada, conforme o avanço da frente de escavação. Como o suporte no túnel piloto foi instalado com a frente de escavação a 4 m de distância, o deslocamento obtido na abóbada foi de $1,36 \times 10^{-3}$ m. O módulo de deformabilidade do maciço correspondente a esse deslocamento foi estimado em cerca de 6500 MPa (Figura 3).

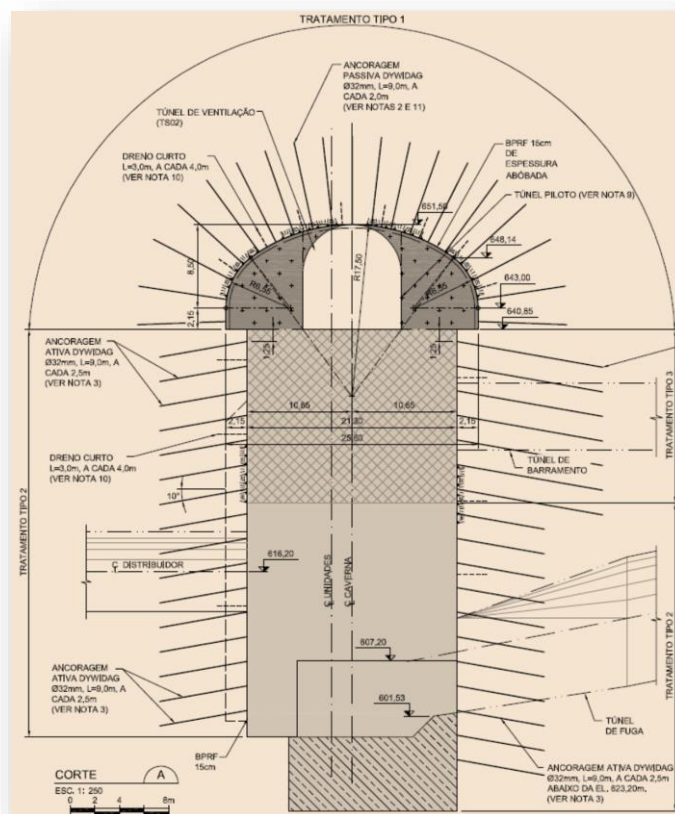


Figura 2 – Tratamentos geotécnicos da abóbada e das paredes da caverna

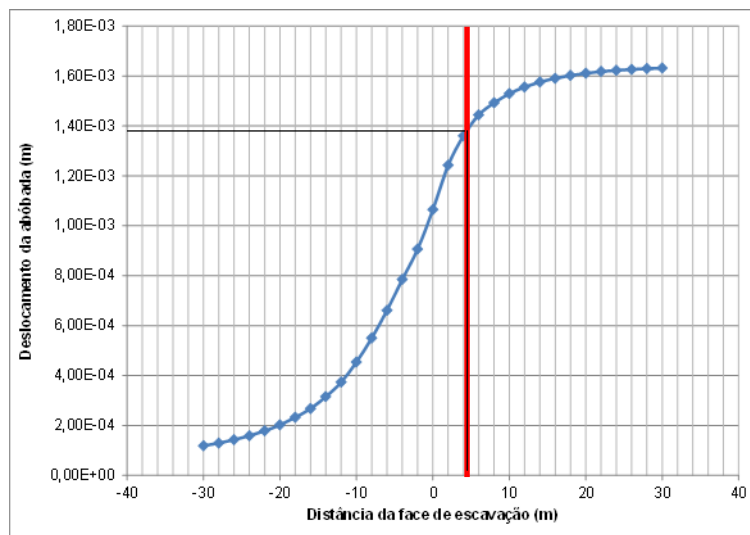


Figura 3 - Deslocamentos estimados a partir dos modelos de tensões deformações 3D, na abóbada (ponto A)

6.2. Modelação da escavação da central principal

A escavação foi dividida em etapas para simular o efeito que as frentes de escavação produzem nos deslocamentos do maciço. Cada etapa de escavação foi materializada em dois estágios: incremento da deformabilidade do material e realização da escavação/colocação do tratamento geotécnico. O incremento da deformabilidade foi modelado através da substituição do módulo de deformabilidade do material pelo módulo correspondente à aplicação do suporte com a frente de escavação a 4 m no túnel piloto, conforme indicado no ponto anterior.

As ancoragens das paredes também foram instaladas em duas etapas. Na primeira etapa, instalou-se o varão, com bolbo de selagem de 3 m e aplicou-se o pré-esforço de projecto de 310 kN. Na etapa do

incremento da deformabilidade do rebaixo seguinte, a zona do comprimento livre é toda preenchida com calda de cimento. A última etapa do modelo consiste na escavação da encosta do parque dos transformadores. Junto com a etapa anterior, aplicou-se na encosta, na região escavada, um nível de tensões similar às tensões *in situ*, de maneira a simular o efeito do suporte que será aplicado nas escavações.

O betão projectado foi considerado inicialmente com propriedades de resistência reduzidas, com posterior aumento de sua resistência, devido ao tempo de cura do betão. Adoptou-se uma resistência de 8,6 MPa no primeiro dia de cura do betão.

Foram realizadas análises numéricas para a escavação da caverna para os 4 cenários das tensões *in situ*, indicados no Quadro 2. A Figura 4 pretende mostrar os resultados obtidos num dos cenários, em termos de controlo da zona plastificada através da instalação do suporte.

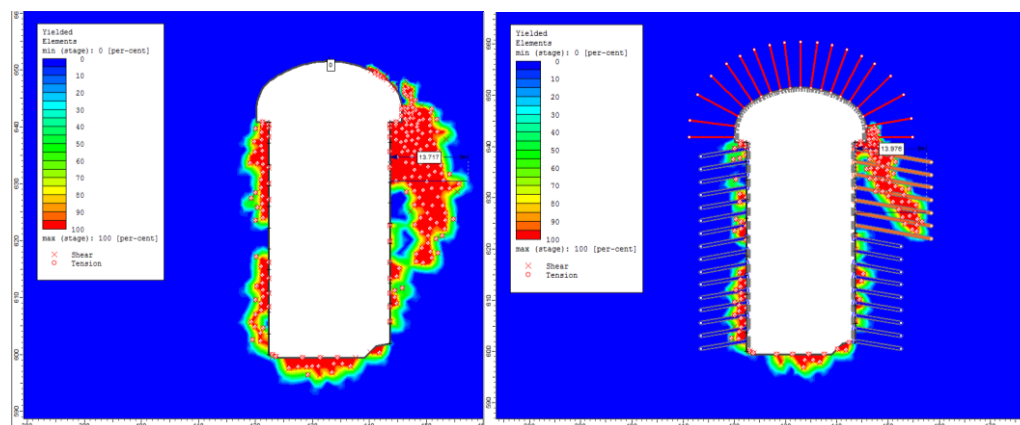


Figura 4 – Extensão da zona plastificada; Sem suporte (esq.) e Com suporte (dir.)

Em geral, verificou-se que em todos os casos analisados, o suporte aplicado era eficiente para reduzir a extensão da zona plastificada ao redor da escavação. A carga mobilizada nas ancoragens da abóbada era muito pequena. Todas as ancoragens das paredes ficaram com cargas abaixo da carga de trabalho. Os esforços mobilizados no revestimento de betão projectado eram baixos.

6.3. Análise de estabilidade de cunhas

As análises de estabilidade de cunhas nos contornos da escavação da caverna da central principal (abóbada e paredes) foram realizadas recorrendo a programas de cálculo automático. Assim, foi verificada a eficiência dos tratamentos dimensionados a partir das análises de tensão-deformação para a estabilização de cunhas formadas na caverna a partir da combinação das famílias de descontinuidades apresentadas no estereograma da Figura 5, que por sua vez corresponde ao levantamento estrutural da caverna após a finalização das escavações.

Em todas as análises efectuadas as cunhas foram escaladas limitando-se a persistência das famílias a 20 m.

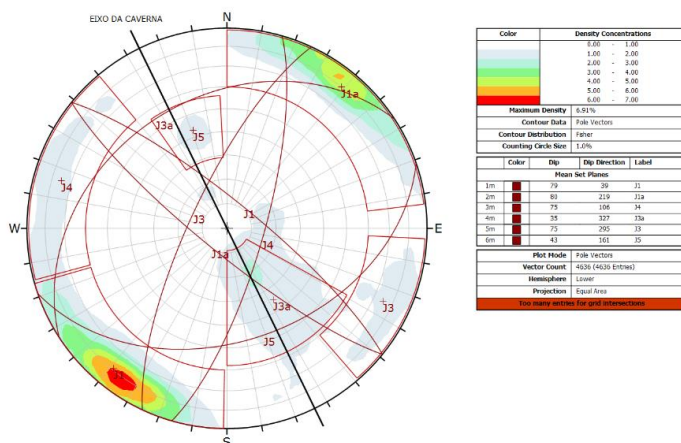


Figura 5 - Estereograma das famílias de descontinuidades, observadas através dos mapeamentos de campo realizados

As famílias de descontinuidades J1 e J1a são coincidentes com a foliação do gnaiss e com o sistema de falhas regional, possuem direcções subparalelas e inclinações subverticais para quadrantes opostos. As

análises foram conduzidas nos vários perfis da caverna considerados críticos quer na secção pela unidade geradora, quer na secção pela área de montagem. Todas as cunhas simuladas na abóbada e paredes da caverna apresentaram, tanto em maciço gnaissico sem influência de falhas, como em maciços afectados por falhas, factores de segurança adequados com o tratamento aplicado.

7. DRENAGEM DO CIRCUITO HIDRÁULICO

Para a investigação da permeabilidade do maciço rochoso foram realizados ensaios de perda de água em vários furos de sondagem. A média geométrica dos valores de permeabilidade obtidos foi de 3×10^{-8} m/s.

A campanha de ensaios de perda de água sob pressão, ao longo do circuito de geração, está em curso nos túneis de adução, sendo realizada em furos espaçados a cada 250 m, aproximadamente. Em Novembro de 2015, já tinham sido realizados 98 ensaios. Somente em 6 houve fluxo de água, confirmando o valor acima indicado.

7.1. Sistema de drenagem da caverna

As análises de percolação realizadas para a região da central principal foram feitas para os níveis normais de exploração: Albufeira na cota 850 m; Canal de restituição na cota 630,68 m. Adicionalmente, para verificação das pressões externas na região da blindagem dos túneis de adução, analisou-se um caso em que o túnel 3 se encontra vazio e os demais em operação. O modelo de análise é o apresentado na Figura 6.

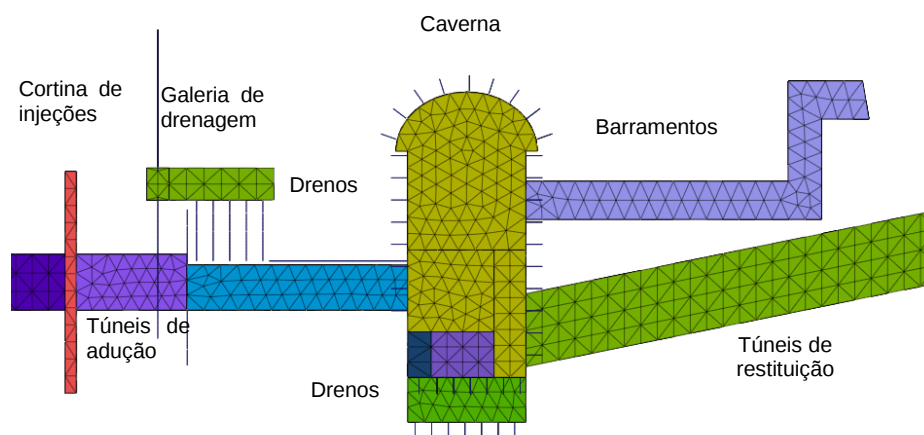


Figura 6 - Modelo de análise de percolação

A cortina de injeções foi simulada nas análises efectuadas como um sólido com comprimento e espessura da zona de injeção definida no projecto, considerando a sua permeabilidade 10 vezes menor que a permeabilidade do maciço, ou seja, $k = 3 \times 10^{-9}$ m/s.

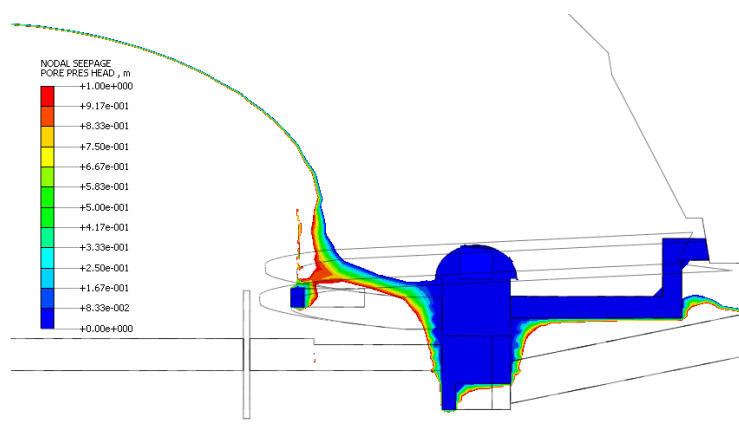


Figura 7 – Posição do nível piezométrico durante a fase de exploração

A Figura 7 apresenta a posição do nível piezométrico na região da caverna na fase de exploração. Esta análise permitiu o dimensionamento do sistema de drenagem do maciço e da estrutura, através do cálculo dos caudais esperados em fase de operação, assim como as pressões hidrostáticas que se poderão instalar nas estruturas e no trecho blindado dos túneis forçados.

Os resultados das análises de percolação da central principal, dos túneis de restituição e blindagem mostraram que os sistemas de drenagem propostos reduzem significativamente as pressões na envolvente das escavações, resultando em valores razoáveis para o dimensionamento das estruturas de betão. Foram estimados os caudais de infiltração na caverna, drenos e galeria de drenagem do trecho blindado, resultando em valores bastantes reduzidos, devido à baixa permeabilidade do maciço gnaissico.

8. TÚNEIS DE ADUÇÃO

Outra grande obra pertencente ao circuito hidráulico do aproveitamento hidroeléctrico Laúca são os túneis de adução. Num total de seis, um para cada grupo gerador, têm uma seção de cerca de 102 m², sendo, em geral, revestidos com betão projectado, excepto nas zonas de falha onde o revestimento é em betão moldado. Os túneis de adução têm um comprimento total de 11557 m e implicam uma escavação de 1,1 milhões de m³. Na figura 8 apresenta-se uma secção transversal tipo do túnel.

Conforme mencionado anteriormente, praticamente todo o complexo de túneis e caverna, da central principal, encontra-se posicionado integralmente no maciço gnaissico.

8.1. Dimensionamento do suporte nos túneis de adução

A estimativa inicial dos tratamentos dos túneis de adução foi feita utilizando o ábaco do sistema de classificação geomecânica de Barton, com base no índice Q: Classe I $Q > 20$; Classe II $Q > 3$; Classe III $Q > 0,3$; Classe IV $Q > 0,01$; Classe V $Q < 0,01$.

A verificação dos tratamentos para as diferentes classes de maciço rochoso foi realizada seguindo a lógica dos comportamentos geomecânicos esperados para os mesmos.

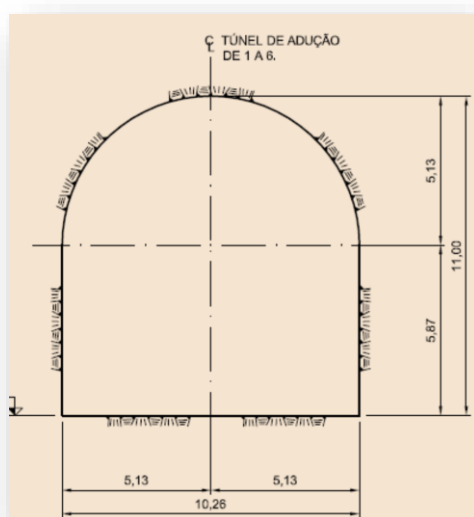


Figura 8 - Geometria dos túneis de adução.

Para as classes de maciço II e III, cujos comportamentos se encontram relacionados com o controlo estrutural de formação de cunhas rochosas, foram realizadas análises cinemáticas das potenciais cunhas, considerando a orientação das descontinuidades e dos túneis.

Para as classes IV e V, cujo comportamento esperado se encontra relacionado com fenómenos de possíveis roturas pelo maciço, foram executadas análises de tensão-deformação.

8.1.1 Maciço de classe I, II e III

Caso 01: Fim de construção

Neste cenário, as eventuais cunhas que se possam formar em redor das escavações dos túneis, estarão submetidas apenas ao seu peso próprio e assim os tratamentos propostos foram verificados considerando um factor de segurança global mínimo para as estruturas subterrâneas de 1,50.

Caso 02: Túneis em operação com o túnel 3 vazio

Este caso de carregamento corresponde ao cenário mais crítico a que os túneis de adução poderão ser submetidos. Assim, quando um dos túneis estiver vazio e os demais cheios, as pressões hidrostáticas que actuam no maciço rochoso ao redor dos túneis induzem pressão sobre as cunhas, podendo causar a sua instabilidade.

As análises realizadas foram efectuadas para o túnel 3, na zona mais próxima da caverna. Escolheu-se esse túnel e essa região para as análises, porque nos túneis 3 e 4, por serem túneis internos, as pressões hidrostáticas são maiores no caso de esvaziamento e porque nas proximidades da caverna, logo a montante do trecho blindado, a carga hidráulica estática atinge o maior valor.

Assume-se que haverá um determinado momento, durante a vida útil dos túneis, no qual será necessário realizar a manutenção de um deles. Essa condição de operação, constituirá um caso de carregamento especial e a situação mais desfavorável para este caso de carregamento será quando o túnel 3 ou o túnel 4 estiverem em manutenção e os outros túneis em operação. Como se trata de um carregamento de operação de carácter excepcional, o factor de segurança mínimo requerido é de 1,30.

A metodologia utilizada para avaliar a estabilidade dos blocos potencialmente instáveis, sob essas condições de carregamento, para maciços de classe II e classe III, consistiu numa primeira etapa na determinação das pressões hidroestáticas actuantes, recorrendo a um programa de elementos finitos. Os valores obtidos foram utilizados nas análises de estabilidade efectuadas.

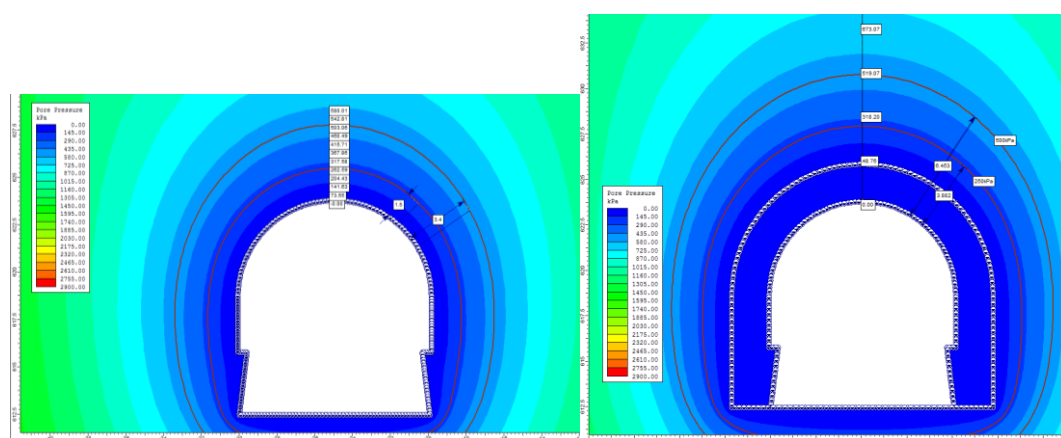


Figura 9 - Pressões hidrostáticas instaladas nos túneis sem drenagem (esq.) e com drenagem (dir.)

Observa-se na figura 9 (esq.) que as pressões no contorno do túnel são muito elevadas. As duas curvas vermelhas representam as equipotenciais de 250 kPa e 500 kPa. Esta situação de carregamento sobre as hipotéticas cunhas potencialmente instáveis, acarretaria um acréscimo de carga importante no suporte a instalar. A solução adoptada para garantir a estabilidade das cunhas consistiu na redução das pressões de água actuantes através da instalação de um sistema de drenagem em redor das escavações. Adoptou-se por padrão um sistema composto por drenos de 2 m de comprimento no contorno das escavações. Esses drenos encontram-se dispostos numa malha de 2,0 m x 2,0 m, para maciço de classe III e de 2,5 m x 2,5 m, em maciço de classe II.

Assim, recorrendo às soluções descritas, foi efectuada uma nova análise de percolação, considerando que a região de influência dos drenos apresentava uma permeabilidade menor que a permeabilidade do maciço, considerando o efeito dos drenos. A Figura 9 (dir.) mostra que os resultados das pressões de água no contorno da escavação são significativamente inferiores aos valores sem a adopção de sistema de drenagem. Uma nova análise de estabilidade de cunhas mostrou que a maior parte das cunhas analisadas para o cenário de exploração com o túnel 3 vazio e os demais carregados, com a presença de sistema de drenagem, apresentaram factores de segurança adequados com os tratamentos aplicados.

8.1.2 Maciço de classe IV e V

As análises de estabilidade realizadas para verificar a adequabilidade dos tratamentos previstos para os maciços de classe IV e V, foram feitas com recurso a um programa de elementos finitos para análise tensão-deformação 2D. Os maciços de classes IV e V devem ocorrer, em princípio, apenas na região da Falha 1, não sendo prevista a sua ocorrência noutras regiões, ao longo dos túneis de adução.

As análises foram realizadas para a condição de final de construção, pois os trechos de túnel nessas classes receberão um revestimento de betão armado para a fase de operação. O suporte previsto nestes casos funciona como suporte primário e não como suporte definitivo, como é o caso das classes I, II e III.

Assim à semelhança da caverna, devido às incertezas em relação aos valores das tensões principais, as análises numéricas foram efectuadas para 4 cenários diferentes de K, recalculado para a orientação de cada túnel.

9. ACOMPANHAMENTO DAS ESCAVAÇÕES

No conjunto de actividades desenvolvidas no acompanhamento das escavações subterrâneas, realça-se o controlo das metodologias de execução, a verificação da caracterização geotécnica das superfícies escavadas, a verificação do tipo de tratamento geotécnico preconizado, e a interpretação da informação proveniente da monitorização do comportamento do maciço rochoso envolvente e das vibrações induzidas pelos desmontes com explosivos.

De forma geral, as escavações subterrâneas atravessaram maciços rochosos de boa qualidade, segundo a classificação pelo sistema Q-Barton. À excepção das galerias de drenagem da barragem, da zona superior dos poços da tomada de água do circuito hidráulico e do emboquilhamento do túnel de acesso provisório TS7 à frente de montante dos túneis de adução, que se situam na formação metassedimentar estratificada (sucessão de arenitos silicificados, arenitos porosos, siltitos e brechas conglomeráticas), todas as restantes escavações subterrâneas interceptaram o maciço gnaissico.

9.1. Adaptações necessárias às reais condições do maciço

Apesar da boa qualidade geral do maciço rochoso, houve algumas situações em que a classificação geomecânica foi condicionada pela alteração das formações metassedimentares e dos gnaisses, com a presença de extensões significativas de classe V, respectivamente no emboquilhamento do túnel de acesso provisório TS7 e dos túneis de acesso definitivo TD1 e de serviço TS1. No primeiro caso, a má qualidade do maciço atingiu cerca de 20% do comprimento total do túnel, implicando uma alteração nos métodos de escavação e suporte, tendo-se optado por fazer a escavação em duas fases: abóbada (inicialmente deixando um septo central para favorecer a estabilidade da frente de avanço e permitindo a instalação de cambotas treliçadas) e rebaixo.

Relativamente à presença de falhas, tornou-se relevante a cartografia de uma falha extensa no hasteal direito hidráulico no túnel de adução 4 que influenciou o avanço da escavação, sendo responsável pelos trechos em classe IV, entre o pk 1+236 e 1+361. Neste contexto, foram executados planos de fogo mais cuidadosos com furos de 3 m de comprimento.

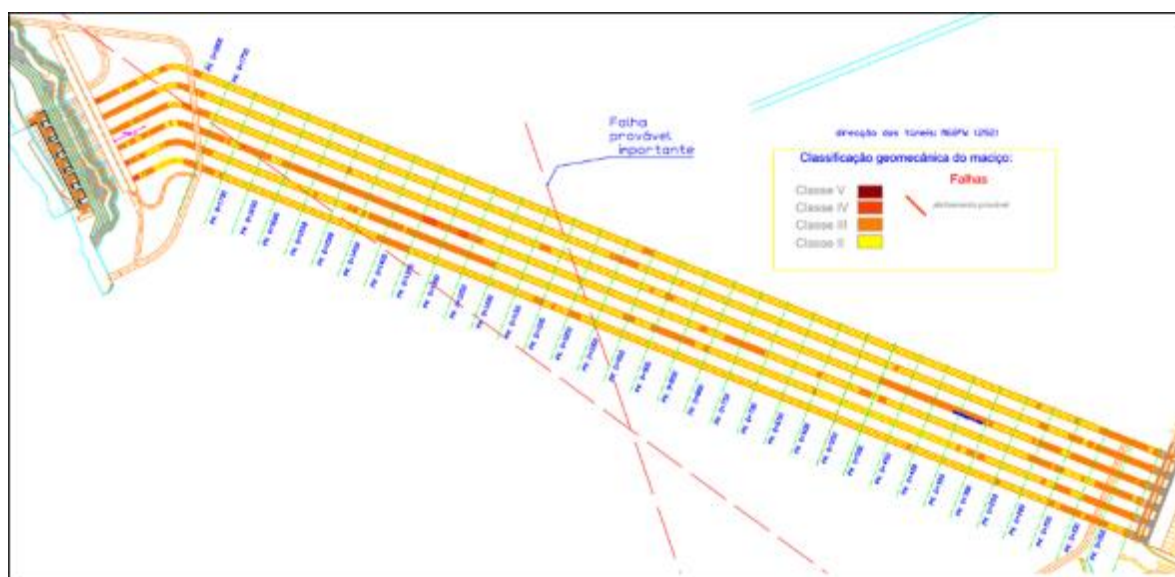


Figura 10 - Planta com a distribuição da classificação geomecânica dos túneis de adução

Ainda, nos túneis de adução, foram identificadas determinadas cunhas críticas em maciço da classe II cujo tratamento sistemático previsto em projecto foi reforçado com um aumento da espessura do betão projectado com fibras como solução de estabilização. Adicionalmente, nas classes II e III, foram executados em determinados trechos, drenos de PVC com Ø 50 mm e comprimento de 2 m, revestidos com tela permeável de forma a obstar potencial carreamento de material em certas zonas do maciço rochoso envolvente (Figura 10).

Por último, como consequência das deformações efectivas registadas na parede de jusante da caverna da central principal, que se traduziram pelo aparecimento de fissuras no betão projectado e deslocamento de 45 mm evidenciado pela leitura do extensómetro E608, foi necessário a aplicação de tratamentos geotécnicos adicionais de reforço circunscrito entre o pk 0+095 e 0+145 e as cotas 640,85 m e 631,00 m (Figura 11). Os tratamentos consistiram na instalação de varões de aço de alta resistência, Ø 32 mm, com comprimento de 9 m, dispostos numa malha 2,5 m x 2,5 m e colocação de rede electro-soldada (4,2mm x 10cm x 10cm) coberta com 5 cm de espessura de betão projectado.



Figura 11 – Caverna da Central Principal. Aplicação do tratamento geotécnico de reforço entre o pk 0+095 e 0+145 e entre as cotas 640,85 e 631,00

9.2. Resultados sumários da instrumentação e observação

O projecto definiu um conjunto de instrumentos que foram instalados nas várias estruturas subterrâneas. Pretendia-se confirmar que os registos e medições obtidas não excediam consideravelmente os valores de controlo (quadro 3). A Figura 12 apresenta um perfil de instrumentação tipo da caverna da central principal. O acompanhamento desses instrumentos foi efectuado através da avaliação da tendência e da velocidade de variação dos deslocamentos, tendo presente valores de controlo definidos nas especificações técnicas.

Quadro 3 – Instrumentação. Valores de controlo

Instrumento	Valores de controlo (mm)
Marcos superficiais (deslocamentos verticais e horizontais)	25,0
(a) Extensómetros de Haste (Escavações a céu aberto)	25,0
(b) Extensómetros de Haste (Caverna da Central Principal – Todos os Extensómetros)	20,0
Inclinómetros	25,0

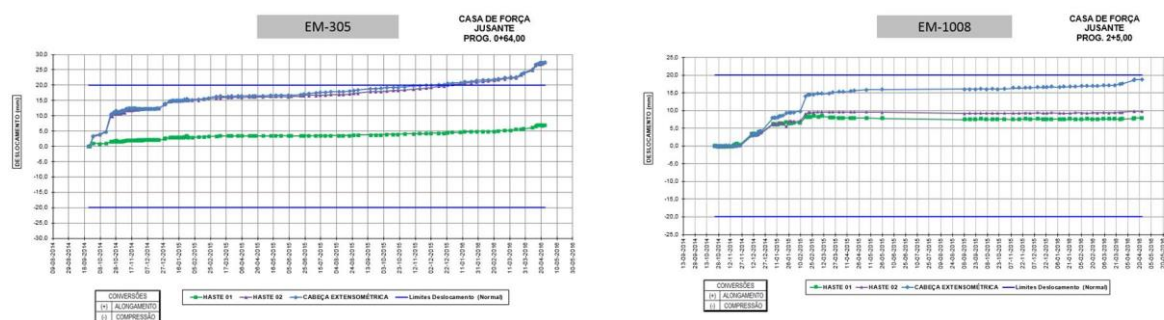


Figura 13 - Leituras dos extensómetros EM305 (esq.) e EM1008 (dir.)

Possivelmente, essas deformações podem estar relacionadas com o alívio de tensões no maciço decorrente das escavações do canal de restituição ou, tal vez, com o aumento da pressão da água do maciço rochoso devido a precipitação intensa durante a época chuvosa em Angola. O modelo numérico utilizado para o dimensionamento da caverna indica claramente uma alteração no estado de tensões com a realização dessas escavações.

AGRADECIMENTOS

Ao GAMEK – Gabinete do Aproveitamento do Médio Kwanza pela autorização concedida na publicação deste artigo.

Às várias pessoas que integraram as equipas técnicas que fazem possível este empreendimento. À equipa da Coba/Lahmeyer desde a supervisão de projecto e assistência técnica à obra, à equipa de coordenação geral e em particular, à fiscalização, por todo o apoio prestado e bom ambiente de trabalho. À equipa da Intertechne, por todo o trabalho desenvolvido em conjunto, pelo espírito de cooperação, pela capacidade de diálogo e bom relacionamento. Todas as características enunciadas constituíram aspectos fundamentais que contribuíram em muito para a passagem das adversidades e para a garantia da qualidade, segurança e adequada execução.

REFERÊNCIAS

- Cai, M.; Kaiser, P. K.; Tasaka, Y.; Minami, M. (2007) "Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44, 247-265.
- Grimstad, E y N. Barton, (1993). "Updating of the Q-System for NMT". Proc. of the International Symposium on Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes. Oslo: Norwegian Concrete Assn.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002). "Hoek-Brown criterion – 2002 edition". Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- Hoek, E. & M. S. Diederichs (2005). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. Bull. Eng. Geol. Env. 65/2.
- Serafim, L. e P. Pereira (1983). Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski. Int. Symp. on Eng. Geology and Underground Construction. Lisboa.
- Outros elementos consultados:
- Especificações Técnicas de Auscultação. Intertechne, Fevereiro 2015.
- Nota Técnica de Obra – OP072 – Leituras de instrumentação anormais e aparecimento de fissuras no betão projectado, entre as progressivas 0+100 e 0+145 na parede de jusante da caverna da Casa de Força. Intertechne. Outubro 2014.
- Nota Técnica de Obra – OP235 – Metodologia para aplicação do tratamento para as cunhas críticas definidas no projecto de tratamento dos Túneis de Adução fora do ciclo de produção. Intertechne. Março 2016.
- Nota Técnica de Obra – OP236 – Metodologia para determinação dos drenos a proteger com tela de nylon. Intertechne. Março 2016.
- Relatório final da execução das obras subterrâneas. Coba/Lahmeyer. Fevereiro 2016.