

PROJECTO GEOTÉCNICO DAS OBRAS DA CAVERNA DA CENTRAL DO REFORÇO DE POTÊNCIA DE PICOTE

TIAGO MANUEL PALAS BERNARDO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de Lima

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus pais

AGRADECIMENTOS

Ao professor Engenheiro Celso Lima agradeço a forma como orientou a tese, conseguindo tornar todos os assuntos abordados em desafios estimulantes e enriquecedores. Agradeço também toda a disponibilidade e compreensão que demonstrou ao longo da tese.

Ao Engenheiro Carlos Esteves, agradeço o auxílio prestado e a preocupação demonstrada no decorrer da execução da tese.

À professora Doutora Alexandra Costa agradeço a disponibilidade para me ajudar a esclarecer dúvidas que iam surgindo ao longo da tese.

Aos engenheiros Edgar Ribeiro e João Cunha, agradeço a brilhante ajuda dada e disponibilidade demonstrada.

À geóloga Patrícia Matos, agradeço toda a informação disponibilizada em relação à barraagem do Picote.

À minha irmã Ana, agradeço a prontidão com que me ajudou e a preocupação demonstrada.

Aos amigos, pais e irmãos e todas as pessoas que de uma forma ou de outra estiveram ligados a este trabalho, agradeço o apoio e alento, factores determinantes para o sucesso do trabalho.

RESUMO

O presente trabalho constitui uma análise crítica da solução adoptada para a caverna da central do Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico do Picote. Para tal, procede-se ao dimensionamento geotécnico dos principais elementos e à definição do plano de observação, identificando as principais condicionantes da obra.

É feita uma apresentação das características gerais da obra, dando maior ênfase à central do Reforço de Potência. Apresentam-se também casos de estudo semelhantes a este, usados para uma melhor análise do mesmo. São abordados temas como, análise de risco, métodos construtivos em obras subterrâneas e estudos de impactes ambientais.

Com vista a atingir os objectivos pretendidos, são criados modelos em programas de cálculo, respectivamente, Unwedge e Phase 2 (software desenvolvido pela Rocscience), sendo o último baseado no Método dos Elementos Finitos. Estes modelos são feitos a partir de resultados de sistemas de classificação de maciços rochosos (Sistema Q, RMR, GSI) que, por sua vez, tiveram por base as campanhas de reconhecimento geológico e caracterização geotécnica efectuadas na área de intervenção.

Os resultados obtidos a partir dos programas Unwedge e Phase 2 permitiram estimar vários parâmetros, tais como, a necessidade de suporte, assentamentos e tensões do maciço verificados ao longo da escavação da central. Com base nestes resultados, partiu-se para o cálculo estrutural do arco de betão da abóbada da caverna central, utilizando o programa Robot.

Este trabalho contempla ainda o sistema de monitorização da central do Picote, comparando os resultados disponíveis do mesmo com os resultados obtidos através do modelo em Phase 2.

Por último, são feitas algumas considerações gerais sobre o presente trabalho, salientando a importância das ferramentas de cálculo em obras deste tipo.

PALAVRAS-CHAVE: Picote, Unwedge, Phase 2, Método dos Elementos Finitos, Obras Subterrâneas.

ABSTRACT

In this work is presented a critical analysis of the adopted solution for the power reinforcement of Picote's underground cavern. It also focus on the main geotechnical element's measurement and on the definition of the observation plan.

First, it is made a presentation of the construction and its principal properties, emphasizing the underground power cavern. Also are presented some identical case studies, to a better comprehension of the situation. Subjects such as risk analysis, tunnelling methods and environmental impact studies are developed.

In order to achieve the main goal of this work, were created numerical models, using the programs Unwedge and Phase 2 (given by Rocscience), this last one produced according to the Finite Element Method. These models were developed from the results given by rock mass classifications (Q Sistem, RMR, GSI), which were based on geological recognition and geotechnical characterization campaigns.

The results obtained through this programs Unwedge and Phase 2 allowed to obtain deformations, stress analysis and support required, occurred during the underground cavern construction. Based on these conclusions, it was then calculated the concrete arch of the mushroom shaped cavern using the Robot program.

This work also defines a monitoring plan to the Picote's underground cavern, and the comparison between the available results and the ones obtained from the Phase 2 model.

Finally, some general considerations on the present work are made enhancing the importance of the calculation tools in this kind of constructions.

KEY-WORDS: Picote, Unwedge, Phase 2, Finite Element Method, Tunnelling methods.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
2. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA.....	3
2.1. LOCALIZAÇÃO E GEOMORFOLOGIA	3
2.2. IMPACTE AMBIENTAL	4
2.3. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO	5
2.3.1. DESCRIÇÃO DA CENTRAL II.....	7
2.3.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS.....	9
3. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS	11
3.1. MÉTODO NATM	11
3.2. ANÁLISE DE RISCO EM OBRAS SUBTERRÂNEAS	12
3.3. ANÁLISE DE GRANDES CAVERNAS EM MACIÇOS ROCHOSOS	13
3.4. PROBLEMÁTICA DA FORMA A ADOPTAR PARA CAVERNAS DE GRANDES DIMENSÕES.....	14
3.5. CASO DE ESTUDO.....	17
3.5.1. PROJECTO DA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE MINGTAN	17
3.5.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO	23
3.6. DISCUSSÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA PARA A CENTRAL DO PICOTE.....	24
3.7. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA CENTRAL DO PICOTE.....	25
4. ESTUDOS DE RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	29
4.1. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS LOCAIS.....	29
4.2. ESTUDO DAS DESCONTINUIDADES	30
4.3. PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA	32
4.4. ENSAIOS	33
4.4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO “IN SITU”	33

4.4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	34
4.4.2.1. Ensaios “ <i>in situ</i> ”	35
4.4.2.2. Ensaios Laboratoriais	36
4.5. SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS	38
4.5.1. SISTEMA RMR	40
4.5.2. SISTEMA Q	42
4.5.3. APLICAÇÃO E ANÁLISE DOS SISTEMAS	44
4.6. SISTEMA GSI	46
4.7. RESULTADOS DO SISTEMA GSI	51
 5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LOCAL E GLOBAL	 57
5.1. ESTABILIDADE LOCAL	58
5.2. ESTABILIDADE GLOBAL	59
5.3. SUPORTE PARA ESCAVAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO	61
5.3.1. SUPORTE PRIMÁRIO	61
5.3.1.1. Pregagens e Ancoragens	61
5.3.1.2. Betão Projectado	62
5.3.1.3. Suporte Primário usado na Caverna da Central do Picote	66
5.3.2. SUPORTE SECUNDÁRIO	70
5.4. APLICAÇÃO DO PROGRAMA UNWEDGE	71
5.4.1. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	71
5.4.2. DADOS “ <i>INPUT</i> ” DO PROGRAMA	71
5.4.3. COMBINAÇÕES POSSÍVEIS	74
5.4.4. SIMULAÇÃO DA COMBINAÇÃO ADOPTADA	78
5.5. APLICAÇÃO DO PROGRAMA PHASE2	84
5.5.1. APRESENTAÇÃO DO MODELO EM PHASE2	84
5.5.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	86
5.5.3. FASES FICTÍCIAS	88
5.5.3.1. Objectivo das Fases Fictícias	88
5.5.3.2. Load Split	92
5.5.3.3. Materiais Fictícios	93
5.5.4. DESCRIÇÃO DO MODELO EM PHASE2	95
5.5.5. RESULTADOS DO PROGRAMA	101

5.5.5.1. Deslocamentos do maciço	102
5.5.5.2. Resultados da distribuição da tensão máxima principal do maciço	107
5.5.5.3. Resultados da distribuição da tensão mínima principal do maciço	111
5.5.5.4. Curvas de factores de segurança no maciço rochoso.....	115
5.5.5.5. Zonas de rotura do maciço.....	118
5.5.5.6. Esforços verificados no suporte	122
5.5.5.7. Deformada do Modelo da Central	125
5.5.5.8. Análise Paramétrica	126

6. PLANO DE OBSERVAÇÃO. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS NA OBRA COM O MODELO NO PROGRAMA PHASE 2.....

129

6.1. SECÇÕES DE OBSERVAÇÃO DA CENTRAL	129
---	-----

6.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	132
----------------------------------	-----

7. CÁLCULO ESTRUTURAL

139

7.1. DESCRIÇÃO DO MODELO EM ROBOT	139
---	-----

7.2. RESULTADOS DO MODELO	140
---------------------------------	-----

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

145

BIBLIOGRAFIA.....

147

ANEXOS

A.1

A.1 – DESCRIÇÃO FOTOGRÁFICA DAS SONDAGENS ESTUDADAS NO PRESENTE TRABALHO	A.1
--	-----

A.2 – DESCRIÇÃO DE ENSAIOS	A.9
----------------------------------	-----

A.3 - SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO	A.12
--	------

A.4 – MODELOS INDICADORES EM PHASE 2 (CAPÍTULO 5)	A.14
---	------

A.5 – CÁLCULO ESTRUTURAL	A.17
--------------------------------	------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Planta da Bacia Hidrográfica do Rio Douro ^[18]	3
Fig. 2.2 – Cascata do Douro Internacional (perfil esquemático) ^[18]	4
Fig. 2.3 – Representação do aproveitamento existente e do reforço de potência ^[18]	6
Fig. 2.4 – Corte transversal da Central II pelo eixo do Grupo ^[18]	8
Fig. 2.5 – Corte longitudinal da Central II ^[18]	8
Fig. 3.1 – Procedimento normal durante a execução de um túnel através do método NATM ^[1]	12
Fig. 3.2 – Formação de cunhas instáveis, através da intersecção de descontinuidades (adaptado de [4])	14
Fig. 3.3 – Método expedito para encontrar a forma ideal da caverna (adaptado de [4])	15
Fig. 3.4 – Relação entre a resistência e o estado de tensão do maciço em cavernas com diferentes formas (adaptado de [4])	16
Fig. 3.5 – Vista da caverna de Mingtan, em fase de construção, através da ponte rolante provisória ^[29]	20
Fig. 3.6 – Estrutura de apoio temporária, suportada pela viga de rolamento definitiva, na caverna de Drakensberg ^[29]	20
Fig. 3.7 – Caverna elíptica com a viga de rolamento ancorada aos hasteais ^[29]	21
Fig. 3.8 – Solução idealizada para a central La Grande, no Canadá ^[32]	22
Fig. 3.9 – Faseamento construtivo da central de Mingtan (adaptado de [29])	23
Fig.4.1 – Diagrama de isodensidades dos pólos das diaclases e identificação das famílias ^[17]	31
Fig.4.2 – Classificação geomecânica de Bienawski – “Rock Mass Rating – RMR” (adaptado de [15])	41
Fig.4.3 – Classificação geomecânica do sistema Q (adaptado de [15])	43
Fig. 4.4 - Determinação aproximada do valor do GSI ^[15]	48
Fig. 4.5 – Orientações para a escolha do valor de D ^[15]	49
Fig. 4.6 – Estimativa do valor de m_i (adaptado de [15])	50
Fig. 4.7 – Dados obtidos pelo programa RocData	52
Fig. 4.8 – Dados obtidos pelo programa RocData	52
Fig. 4.9 – Dados obtidos pelo programa RocData	53
Fig. 4.10 – Dados obtidos pelo programa RocData	54
Fig. 5.1 – Vista do Aproveitamento Hidroelétrico do Picote (Cortesia de Patrícia Matos)	58
Fig. 5.2 – Diferentes tipos de formação de cunhas ^[2]	58
Fig. 5.3 – Fase de contenção, na escavação da abóbada da central do Picote (Cortesia de Patrícia Matos)	61
Fig. 5.4 – Vista de pregagens	62

Fig. 5.5 – Jumbo hidráulico de três braços (adaptado de Ferrocemento)	62
Fig. 5.6 – Tipo de fibras usadas em betão projectado	63
Fig. 5.7 - Placa de betão projectado com malhasol após ensaio de flexão ^[10]	64
Fig. 5.8 – Placa de betão projectado com fibras após ensaio de flexão ^[10]	64
Fig. 5.9 – Resultados do ensaio de flexão sobre placa (adaptado de [10])	65
Fig. 5.10 – Aplicação de betão projectado ^[31]	66
Fig. 5.11 – Sistema de drenagem no betão projectado ^[31]	66
Fig. 5.12 – Pregagem do tipo “grouted dowel” (adaptado de [3])	67
Fig. 5.13 – Processo de instalação das “Swellex” (adaptado de [3])	68
Fig. 5.14 – Enchimento das pregagens “Swellex” com água a alta pressão ^[42]	68
Fig. 5.15 – Comportamento das “Swellex” em diversas situações ^[3]	69
Fig. 5.16 – Gráfico das pregagens “Swellex” – Carregamento vs deslocamento ^[3]	70
Fig. 5.17 – Características da Família F1 inseridas no programa Unwedge	71
Fig. 5.18 – Características da Família F2 inseridas no programa Unwedge	72
Fig. 5.19 – Características da Família F3 inseridas no programa Unwedge	72
Fig. 5.20 – Características da Família F4 inseridas no programa Unwedge	73
Fig. 5.21 – Características da Família F5 inseridas no programa Unwedge	73
Fig. 5.22 – Valores “input” do programa Unwedge	74
Fig. 5.23 – Orientação das Famílias.....	74
Fig. 5.24 – Formação de cunhas através da combinação 1	75
Fig. 5.25 – Formação de cunhas através da combinação 2	76
Fig. 5.26 – Formação de cunhas através da combinação 3	77
Fig. 5.27 – Propriedades das pregagens “grouted dowel”	78
Fig. 5.28 – Vistas 3D do Caso 1, fornecidas pelo programa Unwedge	80
Fig. 5.29 – Aplicação de betão projectado na central	81
Fig. 5.30 – Perspectiva da Central com betão projectado e pregagens	83
Fig. 5.31 – Modelo da Central em Phase	85
Fig. 5.32 – Acções a que o maciço rochoso está sujeito	86
Fig. 5.33 – Características do maciço rochoso	86
Fig.5.34 – Deformação longitudinal num túnel circular ^[2]	88
Fig. 5.35 – Avanço de um túnel através de métodos “drill and blast ” ^[2]	89
Fig. 5.36 – Gráfico de evolução dos deslocamentos vs pressão necessária de suporte ^[2]	90
Fig.5.37 – Curvas - tipo de alguns suportes ^[7]	91

Fig. 5.38 – Comando “ <i>Load Split</i> ” do programa Phase2	92
Fig. 5.39 – Direcção e intensidade dos vectores de deslocamento.....	105
Fig. 5.40 – Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação da central.....	106
Fig. 5.41 – Posição dos deslocamentos máximos relativamente à altura da central.....	106
Fig. 5.42– Deslocamentos totais do maciço ao longo da superfície escavada	107
Fig. 5.43 – Direcção das tensões principais	111
Fig. 5.44 – Direcção das tensões principais	115
Fig. 5.45 – Elementos em rotura após a escavação da central.....	122
Fig. 5.46 – Esforços axiais ao longo da pregagem mais solicitada.....	123
Fig. 5.47 –Esforços axiais ao longo da pregagem menos solicitada.....	123
Fig.5.48 – Esforços axiais a que o betão projectado ao longo da caverna está sujeito	124
Fig. 5.49 - Momentos a que o betão projectado ao longo da caverna está sujeito.....	124
Fig. 5.50 – Localização dos momentos máximo e mínimo do betão projectado	125
Fig.5.51 – Deformada da central do Picote após a conclusão da escavação.....	125
Fig. 6.1. – Planta da Central do Picote ^[19]	130
Fig. 6.2. – Localização dos extensómetros nas duas secções apresentadas ^[19]	131
Fig. 6.3. – Pormenor do arco de betão ^[19]	132
Fig. 6.4. – Registo de deslocamentos do extensómetro <i>EV1.4</i>	133
Fig. 6.5. – Registo de deslocamentos do extensómetro <i>EV1.5</i>	134
Fig. 6.6. – Caso 1 – Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do extensómetro <i>EV1.4</i>	135
Fig. 6.7. – Caso 2 – Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do extensómetro <i>EV1.5</i>	135
Fig. 6.8. – Caso 1 – Gráfico de deslocamentos entre a Fase 4 e 5, relativamente à posição do extensómetro <i>EV1.4</i>	136
Fig. 6.9. – Caso 2 – Gráfico de deslocamentos entre a Fase 2 e 5, relativamente à posição do extensómetro <i>EV1.5</i>	137
Fig. 7.1 – Modelo do arco de betão	139
Fig. 7.2 – Mapa de tensões do arco de betão em Robot.....	141
Fig. 7.3 – Apresentação das 5 secções em estudo do arco de betão	141
Fig. 7.4–Valores da tensão máxima principal verificados no arco de betão, no modelo em Phase 2	142
Fig. 7.5 – Deformada do arco de betão	143
Fig. A.1 - Dilatómetro BHD desenvolvido pelo LNEC	A.10

Fig. A.2 - Determinação do estado de tensão “in situ” pela técnica do defómetro tridimensional (STT).....	A.11
Fig A3 - Ensaio STT: a) defómetro antes de colocado no furo; b) exemplares após sobre-carotagem	A.12
Fig. A.4 – Classes de suporte definidas para o sistema Q (Grimstad e Barton, 1993).....	A.14
Fig. A.5 – Propriedades do modelo elástico feito em Phase 2	A.15
Fig. A.6 – Deslocamento máximo verificado no modelo elástico	A.15
Fig. A.7 – Deslocamento máximo verificado no modelo plástico não suportado.....	A.16
Fig. A.8 – Factores de Segurança do modelo plástico não suportado	A.16
Fig. A.9 – Zonas em cedência do modelo plástico não suportado.....	A.17
Fig. A.10 – Tabela dos deslocamentos impostos no modelo do Robot	A.17

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Características Principais do Aproveitamento Hidroeléctrico do Picote	9
Quadro 3.1 – Análise do Factor de Segurança a partir do modelo 2-D das três cavernas (Adaptado de [29])	18
Quadro 3.2 – Faseamento construtivo	25
Quadro 4.1 – Síntese das características das descontinuidades (Adaptado de [17])	31
Quadro 4.2 – Ensaios de permeabilidade a partir das sondagens emboquilhadas em profundidade (Adaptado de [17])	34
Quadro 4.3 – Ensaios de compressão uniaxial e de ultra-sons (Adaptado de [17])	36
Quadro 4.4 – Ensaios de compressão diametral (Adaptado de [17])	37
Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência ao deslizamento obtidos nos ensaios (Adaptado de [17])	38
Quadro 4.6 – Graus de alteração do maciço rochoso ^[23]	38
Quadro 4.7 – Graus de fracturação do maciço rochoso ^[23]	39
Quadro 4.8 – Classificação dos maciços com base no RQD ^[23]	39
Quadro 4.9 – Estimativa do módulo de deformabilidade a partir do sistema RMR(Adaptado de [15]) .	40
Quadro 4.10 – Estimativa do módulo de deformabilidade a partir do sistema Q (Adaptado de [15]) ...	42
Quadro 4.11 – Aplicação do Sistema RMR	44
Quadro 4.12 – Cálculo do módulo de deformabilidade	44
Quadro 4.13 – Aplicação do Sistema Q	44
Quadro 4.14 Cálculo do módulo de deformabilidade	45
Quadro 4.15 – Aplicação do Sistema RMR	45
Quadro 4.16 – Cálculo do módulo de deformabilidade	45
Quadro 4.17 – Aplicação do Sistema Q	45
Quadro 4.18 – Cálculo do módulo de deformabilidade	46
Quadro 4.19 – Resultados do sistema GSI para a sondagem BD1	51
Quadro 4.20 – Resultados do sistema GSI para a sondagem BD2	53
Quadro 4.21 – Estimativa do módulo de deformabilidade para as duas sondagens	54
Quadro 4.22 – Resultados dos critérios Mohr-Coulomb e Hoek & Brown	55
Quadro 5.1 – Dados retirados do programa Unwedge para a combinação 1	75
Quadro 5.2 – Dados retirados do programa Unwedge para a combinação 2	76
Quadro 5.3 – Dados retirados do programa Unwedge para a combinação 3	77
Quadro 5.4 – Cálculo da capacidade da pregagem	79
Quadro 5.5 – Cálculo da resistência da calda de injeção	79

Quadro 5.6 – Dados retirados do programa Unwedge para o Caso 1.....	80
Quadro 5.7 – Características do betão projectado.....	81
Quadro 5.8 – Dados retirados do programa Unwedge para o Caso 2.....	82
Quadro 5.9 – Dados retirados do programa Unwedge para o Caso 3.....	83
Quadro 5.10 – Parâmetros de caracterização do suporte secundário.....	87
Quadro 5.11 – Parâmetros de caracterização das pregagens.....	87
Quadro 5.12 – Parâmetros de caracterização do betão projectado	87
Quadro 5.13 – Características do Material Fictício 1	94
Quadro 5.14 – Características dos restantes materiais fictícios	94
Quadro 5.15 – Fases do modelo feito no programa Phase 2 da Rocscience.....	95
Quadro 5.16 – Deslocamentos totais do maciço ao longo da escavação	102
Quadro 5.17 – Tensões máximas principais ao longo da escavação.....	107
Quadro 5.18 – Tensões mínimas principais ao longo da escavação.....	111
Quadro 5.19 – Curvas de factores de segurança no maciço rochoso, ao longo da escavação	115
Quadro 5.20 – Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação	119
Quadro 5.21 – Deslocamento máximo de cada modelo	126
Quadro 6.1 – Resumo dos deslocamentos obtidos através de extensómetros vs programa Phase 2	138
Quadro 7.1 – Obtenção dos coeficientes de Winkler para as duas direcções.....	140
Quadro 7.2 – Obtenção dos momentos de dimensionamento.....	143
Quadro A.1 – Sondagem BD1.....	A.1
Quadro A.2 – Sondagem BD2.....	A.5

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

EDP – Energias de Portugal

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Fig. – Figura

NATM – New Austrian Tunnelling Method

RQD – Rock Quality Design

JRC – Joint Roughness Coefficient

JCS – Joint Compressive Strength

RMR – Rock Mass Rating

GSI – Geological Strength Index

STT – Strain Tensor Tube

UCS – Uniaxial Compressive Strength

J_n – Joint set number

J_r – Joint roughness number

J_a – Joint alteration number

J_w – Joint water reduction factor

SRF – Stress Reduction Factor

EM – Módulo de deformabilidade do maciço rochoso

σ_c – Tensão de compressão

σ_{cm} – tensão de compressão média

m – Metros

cm – Centímetros

mm - Milímetros

m^3/s – Metros cúbicos por segundo

m^2 - Metros quadrados

V – Volt

KV – KiloVolt

W - Watts

MW – Megawatts

GW.h – Gigawatts hora

MPa - Megapascals

2-D – Duas dimensões

3-D – Três Dimensões

k – Coeficiente de impulso

c' – Coesão

δ – Deslocamento

Φ – Diâmetro

1

INTRODUÇÃO

Os bens naturais são as fontes de riqueza materiais que o homem dispõe para satisfazer as suas necessidades sempre em mudança. O homem procura tirar deles as maiores vantagens e, com o seu engenho – tecnologia – aproveitá-los o melhor possível, tornando-os recursos. Assim, à medida que os recursos, como o petróleo, se forem tornando menos disponíveis e mais caros, o homem terá de optar cada vez mais pelos recursos energéticos alternativos e renováveis, como por exemplo, a água.

Neste sentido, é peremptório o máximo aproveitamento de todos os bens naturais disponíveis que se possam converter em energia.

O presente trabalho tem como objectivo, o estudo e análise do projecto geotécnico da caverna da central do escalão do Picote. Este projecto deve-se ao reforço de potência a que o aproveitamento hidroeléctrico do Picote está a ser sujeito.

O escalão do Picote, insere-se no aproveitamento hidroeléctrico do Douro Internacional, juntamente com os escalões de Miranda e Bemposta, tendo sido construído nos anos 50, próximo da povoação que lhe deu o nome. Este aproveitamento foi atribuído a Portugal pelo convénio Luso-Espanhol de 1927.

Como o vale é muito estreito no troço do rio que alberga os três escalões, a orografia do terreno determinou albufeiras com diminuta capacidade útil, respectivamente 6,0 hm³ em Miranda, 13,3 hm³ em Picote e 21,0 hm³ em Bemposta, logo, com reduzidas capacidades de regularização. Por outro lado, o escalão do Picote apresenta um reduzido nível de dimensionamento, com apenas cerca de 1,1 vezes o módulo do rio, o que origina a ocorrência de descarregamentos significativos em períodos húmidos, em consequência de afluências superiores aos volumes máximos turbináveis.

Para além disto, as centrais imediatamente a montante do Picote, Castro, em Espanha, e Miranda, têm capacidades para turbinar caudais superiores 1,8 e 2,2 vezes o equipado em Picote, obrigando este escalão a efectuar descarregamentos de quantidades significativas com alguma frequência, correspondentes a volumes turbinados de montante de forma concentrada.

Tudo isto resulta num deficiente aproveitamento da exploração do Picote, sendo estes os motivos que explicam a intervenção a que vai ser sujeita para que rentabilize o bem natural disponível.

O trabalho incide sobre um elemento do novo circuito hidráulico, a caverna central.

No Capítulo 2 é feita uma descrição geral da obra, analisando a localização e geomorfologia da área de intervenção, apresentando estudos de impacte ambiental e as características gerais do aproveitamento hidroeléctrico, dando maior ênfase à nova central do Picote.

No Capítulo 3 é feita uma análise crítica das principais condicionantes que conduziram à solução adoptada para a caverna, através da apresentação de casos de estudo idênticos. É, também, apresentado o método construtivo levado a cabo na construção da central e os riscos associados a este tipo de obras. Por fim, é descrito o faseamento construtivo da central do Picote.

O Capítulo 4 incide em estudos de reconhecimento geológico e de caracterização geotécnica. São apresentados os resultados dos ensaios realizados no âmbito da obra, posteriormente utilizados em sistemas de classificação de maciços rochosos. Dos sistemas obtiveram-se valores usados para a criação dos modelos descritos no Capítulo 5.

O Capítulo 5 aborda os estudos de estabilidade local e global do maciço. Para além disso, são também apresentados os suportes usados na construção da central. Com a informação obtida no Capítulo 4, são criados modelos em software desenvolvido pela Rocscience, Unwedge e Phase 2. O modelo desenvolvido em Unwedge tem como objectivo verificar a estabilidade local do maciço, estimando o suporte necessário a utilizar para o mesmo fim. O modelo desenvolvido em Phase 2 através do método dos elementos finitos simula o faseamento construtivo da central e permite uma análise da estabilidade global do maciço. São também apresentados alguns estudos paramétricos.

No Capítulo 6 é apresentado o plano de monitorização levado a cabo na central. É feita uma comparação de resultados através dos deslocamentos obtidos a partir do modelo em Phase 2 e os elementos disponíveis dos extensómetros instalados na central.

O Capítulo 7 tem como objectivo o cálculo estrutural do arco de betão da abóbada da central, através do programa Robot.

Finalmente, incluem-se algumas considerações finais nas quais se resumem as conclusões mais relevantes do presente trabalho.

2

DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA

2.1. LOCALIZAÇÃO E GEOMORFOLOGIA

O aproveitamento hidroeléctrico do troço internacional do Rio Douro encontra-se realizado pela cascata dos escalões de Miranda, Picote e Bemposta e foi atribuído a Portugal pelo convénio Luso-Espanhol de 1927. A sua construção deu-se nas décadas de 50 e 60 do século passado.

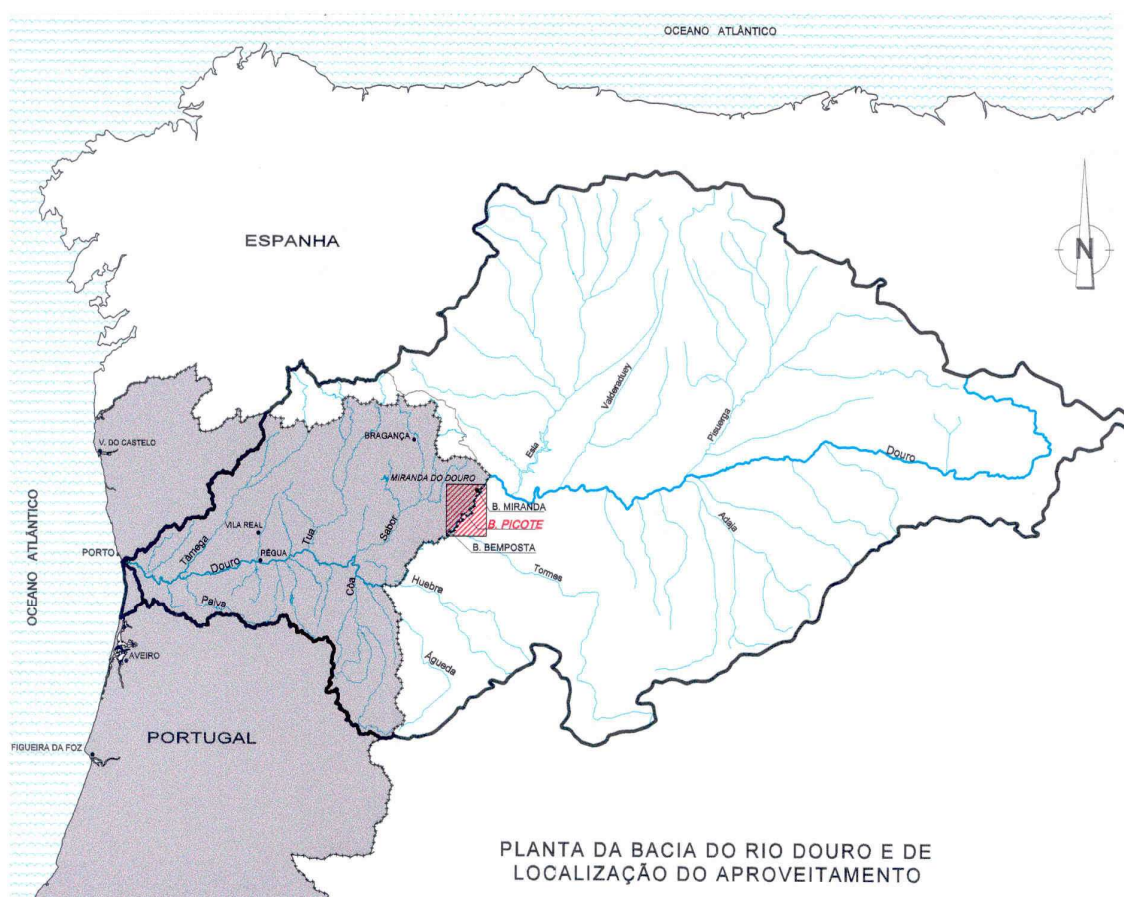


Fig. 2.1 – Planta da Bacia Hidrográfica do Rio Douro [18]

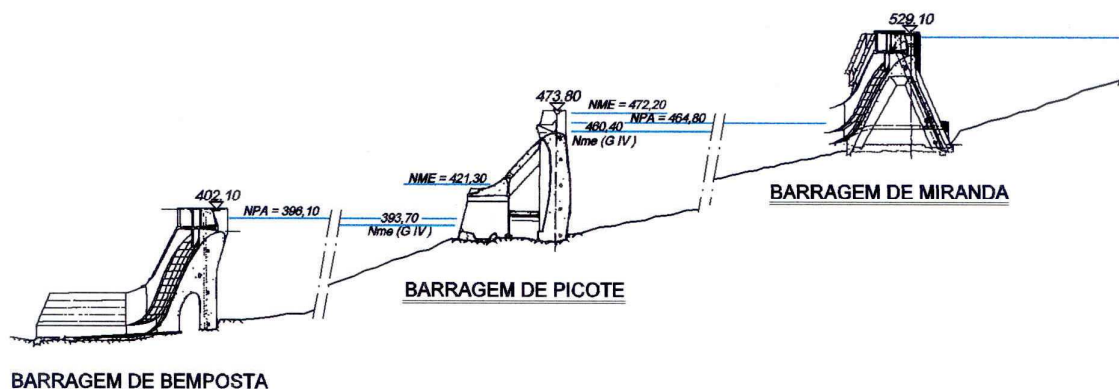


Fig 2.2 - Cascata do Douro Internacional (perfil esquemático) [18]

O aproveitamento hidroeléctrico de Picote está situado no distrito de Bragança e é constituído por uma barragem tipo abóbada com 100 metros de altura e um circuito hidráulico subterrâneo com três grupos. A barragem foi construída num troço do rio onde o vale é muito estreito, o que se traduz numa albufeira com capacidade útil de 13,3 hm³.

O facto de o vale ser muito estreito deve-se à geomorfologia da zona, constituída por um planalto rasgado pelo Rio Douro, com as margens muito abruptas, aproximadamente verticais, principalmente abaixo da cota (450), encontrando-se o fundo do vale por volta da cota (375).

O rio foi escavando o vale ao longo de uma falha de direcção WNW-ESE (segundo o relatório da EDP), facilitando a erosão dos blocos graníticos pelas diaclases e também por fenómenos de escorrência e erosão meteórica. É possível dizer, pela morfologia do vale neste troço, que o rio está em fase de juventude, justificando assim a ausência de depósitos finos no leito do mesmo.

2.2. IMPACTE AMBIENTAL

De acordo com a lei que entrou em vigor em Maio de 2000, relativa à avaliação de impacte ambiental de projectos, um projecto como o do Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico do Douro Internacional – Picote é sujeito, obrigatoriamente, a um procedimento de Avaliação de Impacte Ambiental (AIA). Como tal, foi elaborado um Estudo de Impacte Ambiental (EIA) onde foram identificados e analisados os principais efeitos sobre o ambiente associados às suas fases de construção, exploração e desactivação. Este estudo foi desenvolvido simultaneamente com o Projecto de Execução do reforço de potência.

Os trabalhos a desenvolver para concretização do empreendimento, de carácter localizado e com expressão ao nível da superfície relativamente limitada, concentrar-se-ão numa área já intervencionada, há mais de 40 anos, pela execução do aproveitamento existente, não apresentando as mesmas características naturais originais deste troço do rio Douro. Refira-se, ainda, que a área de influência visual das frentes de obra (boca de restituição, nova tomada de água, poço de barramentos e nova linha de ligação do grupo IV ao posto de seccionamento exterior) é muito fechada e restrita, não havendo visibilidade sobre aquelas a partir de pontos de acessibilidade principal (estradas e aglomerados da envolvente).

Tendo em conta o que atrás foi descrito, depois das análises e avaliações feitas no decurso do estudo, incluindo a análise dos impactes cumulativos, não se vislumbrou a hipótese de ocorrer qualquer impacte negativo que ponha em causa a viabilidade ambiental do projecto. De facto, depois de

analisados os impactes que efectivamente persistem após a adopção das medidas de minimização, impactes residuais, concluiu-se que a não concretização do projecto corresponderia a desperdiçar-se a possibilidade de utilizar um potencial significativo de produção de energia pela via renovável, à qual não são associáveis efeitos negativos significativos e persistentes sobre a situação actualmente existente e evolução prevista da mesma.

O Estudo de Impacte Ambiental revela que o projecto do Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico do Douro Internacional – Picote é viável do ponto de vista ambiental, desde que sejam tidas em conta todas as medidas ambientais de minimização descritas no mesmo e que sejam postos em prática os planos de monitorização e de gestão ambiental da obra sugeridos. Assim, o projecto é compatível com os objectivos que presidiram à classificação da zona onde se integra, como Área Protegida – Parque Natural do Douro Internacional e também ao estabelecimento do sítio “Douro Internacional” da Rede Natura 2000.

2.3. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO

Depois de explicado o motivo (Capítulo 1 – Introdução) para se proceder ao Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico do Picote, resta saber o que é necessário para que tais objectivos sejam atingidos. Assim, o empreendimento em causa vai ser descrito neste estudo, dando mais relevância à Central II, já que todo o trabalho tem em vista a sua análise.

As obras necessárias para o reforço de potência implicam a construção de uma nova central, Central II, orientada quase perpendicularmente à central existente e afastada desta cerca de 85 metros. O afastamento é necessário para que não haja perturbações na central já existente devido às obras para a construção da nova central. A orientação da nova central influencia a concepção global da obra, havendo necessidade de ter um circuito hidráulico funcional e viável em termos de engenharia. A importância deste factor está bem patente na Fig.2.3 pois todo o circuito hidráulico referente ao reforço de potência se desenvolve a partir da nova central. Com a construção da central vem a necessidade de construir as infra-estruturas que possibilitem o funcionamento adequado do aproveitamento, atingindo os objectivos pretendidos. Para tal foi projectado um novo circuito hidráulico, designado em projecto por Circuito Hidráulico 4. Consiste numa tomada de água, estrutura tipo gravidade, localizada na margem direita da barragem a cerca de 120 metros do encontro da mesma e a montante da tomada de água existente. Depois disso, seguir-se-á uma galeria em carga com cerca de 300 metros de comprimentos, dos quais cerca de 260 metros são revestidos a betão armado, com um diâmetro interior de 10,7 metros, e blindados os restantes 40 metros finais, anteriores à entrada na espiral. A jusante da Central dá-se a continuidade do circuito hidráulico através de uma galeria de restituição, com cerca de 150 metros de extensão, revestida a betão armado. A restituição ao rio é feita através de um bocal implantado a cerca de 120 metros a jusante da barragem.

Para além de todos estes elementos, há ainda a Câmara das Comportas e a Câmara do Transformador. A primeira serve para instalar o equipamento que permite isolar o grupo por jusante, tem 13,5m de largura, 29,1m de comprimento, o piso de descarga à cota (401,50) e piso de implantação dos servomotores de manobra das comportas à cota (396,50). É acedida por galerias a partir da central. A segunda tem como função alojar o transformador principal e tem uma configuração rectangular em planta, com 14,8 x 13,0m, de hasteais verticais e tecto abobadado com 13,5m de altura máxima ao eixo, com pavimento à mesma cota do piso principal da central, (392,30), comunicando com esta através de uma galeria com cerca de 20 metros de comprimento.

Na Fig.2.3 apresenta-se a planta geral do reforço de potência, com o aproveitamento existente a azul e o reforço de potência a magenta.

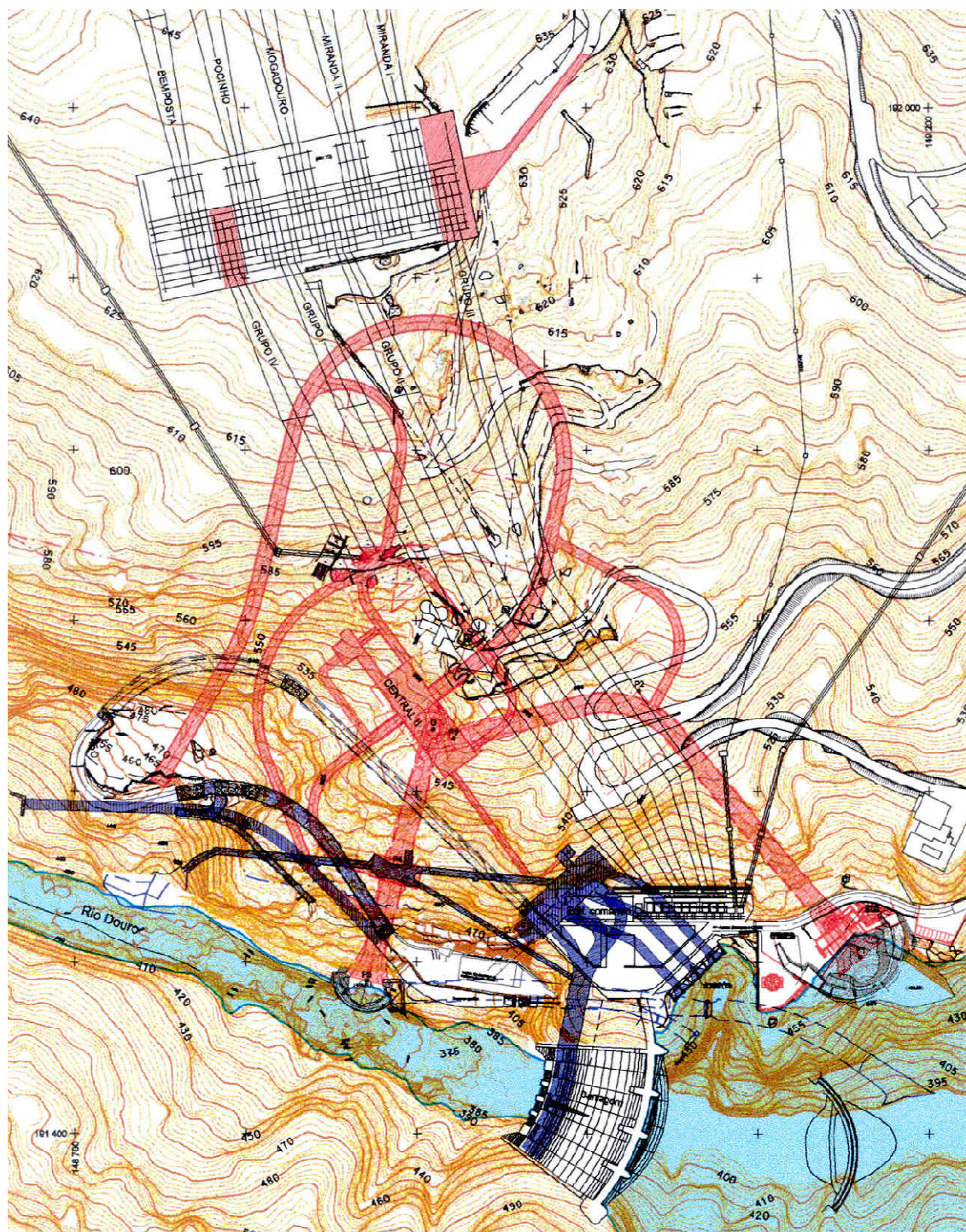


Fig. 2.3 – Representação do aproveitamento existente e do reforço de potência [18]

2.3.1. DESCRIÇÃO DA CENTRAL II

A nova central vai ter capacidade para albergar um grupo gerador constituído por: uma turbina Francis com capacidade para turbinar 400 m³/s, uma potência nominal no veio de 241 MW para uma queda útil de 66,8m, e por um alternador com uma potência aparente nominal de 265 MVA.

Para que seja possível arrumar todo o equipamento, foi idealizada uma solução que contempla uma caverna subterrânea com 68m de comprimento, 23m de largura e altura variável entre 58m na zona do grupo e 26m no átrio da descarga e montagem. Esta volumetria garante, também, espaço suficiente para a montagem dos equipamentos atrás referidos. Foram projectados vários pisos técnicos com as seguintes designações e cotas:

- Piso principal, com as dimensões anteriormente referidas, à cota (392,30);
- Piso do alternador, à cota (387,30);
- Piso da turbina, às cotas (382,80) / (383,88);
- Acesso ao cone da aspiração, à cota (373,62);
- Piso das válvulas de esgoto do circuito, à cota (359,94).

As cotas de implantação dos diferentes pisos resultaram da cota de calagem atribuída ao grupo (380,50) e das alturas previstas para os equipamentos, em particular os referentes ao grupo (turbina e alternador).

No que se refere à galeria de acesso às cavernas da central e do transformador, a secção transversal, os raios de curvatura e o declive foram fixados tendo em consideração as exigências impostas pelo veículo previsto para o transporte da roda do grupo e do transformador principal.

Para movimentação dos equipamentos foi prevista uma ponte rolante com uma capacidade nominal de 600 toneladas, com caminhos de rolamento dispostos 14 metros acima do piso principal, à cota (406,40).

Na Fig.2.4 apresenta-se o corte transversal da Central II pelo eixo do Grupo. Este perfil corresponde à secção com maior altura e, por sua vez, maior área de toda a central. É a partir deste perfil que se vai construir o modelo para análise, através dos programas Unwedge e Phase 2, como será demonstrado mais à frente neste trabalho. Na Fig.2.5 é apresentado, também, o corte longitudinal da central.

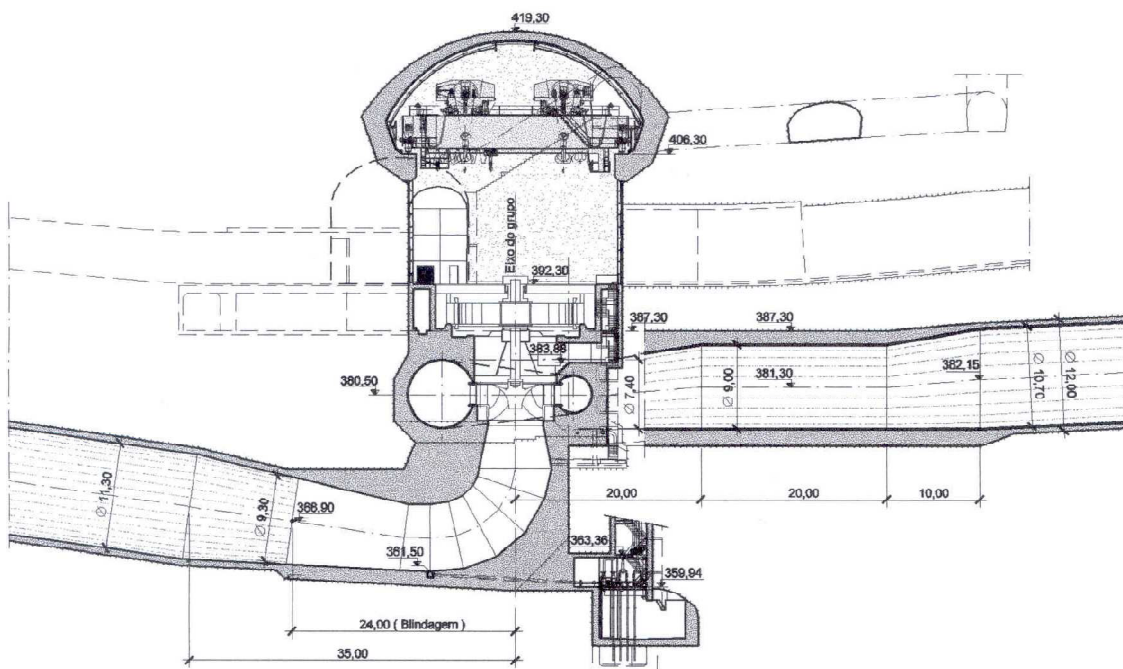


Fig. 2.4 – Corte transversal da Central II pelo eixo do Grupo [18]

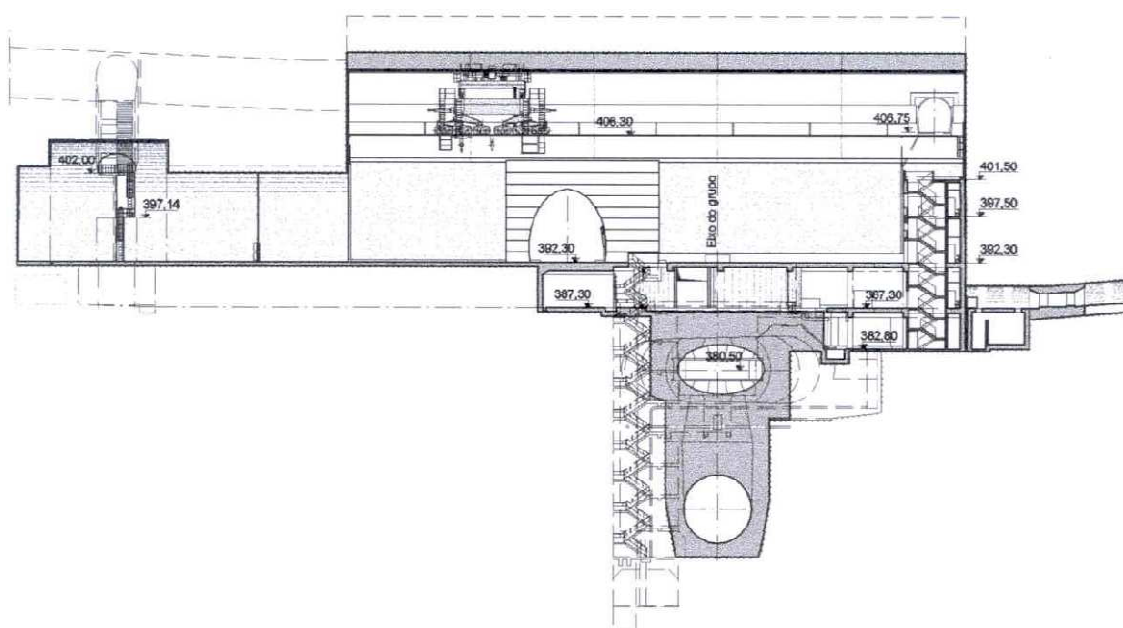


Fig. 2.5 – Corte longitudinal da Central II [18]

2.3.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

No quadro seguinte indicam-se as características principais do reforço de potência. Para uma apreciação global do escalão depois do reforço de potência, inclui-se ainda as características do equipamento actualmente instalado.

Quadro 2.1 – Características Principais do Aproveitamento Hidroeléctrico do Picote

CIRCUITOS HIDRÁULICOS	1, 2 e 3	Cota da Soleira da Tomada de Água	(440,05)
		Comprimento Médio das Conduitas Forçadas	100,0 m
		Secção Corrente (Circular $\phi = 5,5$ m)	23,8 m ²
HIDRÁULICOS	4	Cota da Soleira da Tomada de Água	(441,00)
		Comprimento da Galeria em Carga	300,0 m
		Secção Corrente (Circular $\phi = 10,7$ m)	89,9 m ²
		Comprimento da Galeria de Restituição	150,0 m
		Secção Corrente (Circular $\phi = 11,3$ m)	100,3 m ²
CENTRAIS	I	Número de Grupos	3
		Potência Aparente Nominal	3 x 72 MVA 216 MVA
		Potência Activa Nominal	3 x 65 MW 195 MW
		Tensão de Produção	15 kV
		Queda Bruta Máxima	70,0 m
		Caudal Máximo	3 x 115 m ³ / s 345 m ³ /s
		Produção Anual Média	783 GWh
	II	Número de Grupos	1
		Potência Aparente Nominal	265 MVA
		Potência Activa Nominal	238,5 MW
		Tensão de Produção	18,0 kV
		Queda Bruta Máxima	69,2 m
		Caudal Nominal	400 m ³ /s
		Produção Anual Média	239 GWh
POSTO TRANSF.	Central I 3 x (3 x 25) MVA		225 MVA
	Central II 1 x 270 MVA		270 MVA

3

ANÁLISE E DISCUSSÃO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS

A escavação de uma caverna de grandes dimensões em maciço rochoso requer um estudo aprofundado de várias condicionantes para que o resultado seja uma obra segura e eficaz, minimizando os custos, obtendo, assim, a melhor relação possível entre qualidade, segurança e custo.

3.1. MÉTODO NATM

O método utilizado para a escavação da caverna central do Reforço de Potência do Picote designa-se por New Austrian Tunnelling Method. Este método foi desenvolvido na Áustria, nos anos quarenta, tendo como grande mentor do mesmo, Rabcewicz. De seguida, é feito um enquadramento histórico e uma breve explicação dos princípios base deste método.

O método NATM foi desenvolvido através de conhecimentos mais antigos usados na engenharia mineira. Esta vertente da engenharia tem como objectivo económico otimizar a extracção de material valioso através de galerias e poços construídos no maciço rochoso. Para isso, a engenharia mineira, nos seus primórdios, dependia da escavação de túneis com a sua sustentação a ser conseguida pela mobilização do maciço envolvente. É de salientar que os objectivos económicos da engenharia mineira diferem dos da engenharia civil, mas, o meio utilizado para atingir os fins pretendidos interessa à engenharia civil porque ambas têm em comum a necessidade de escavar o maciço rochoso a grandes profundidades.

As técnicas para se escavar um maciço rochoso foram, certamente, sujeitas a uma evolução ao longo do tempo. Supõem-se que os processos mais primitivos consistiriam em escavar com pequenas dimensões, já que a auto-estabilidade é função inversa da dimensão do túnel. Depois disso, começaram a aparecer as soluções de suportar com elementos muito flexíveis mas suficientes para interromper o processo de plastificação na envolvente do maciço, à custa de significativas deformações, como é o caso do escoramento em madeira. Estas etapas de aprendizagem serviram de base para o desenvolvimento do método NATM.

Assim, pode-se dizer que o método NATM explora o conhecimento da engenharia mineira, atribuindo-lhe metodologias e tecnologias actuais. Por não se tratar de um método original, poderá ser confundido com outros, como tal, serão expostas as características mais significativas do método:

- Aproveitamento da resistência do maciço como forma de escavar com segurança durante um certo período;

- Recurso a metodologias para redução e controlo das tensões que se vão progressivamente instalando (formas curvas, em arco, escavação sequencial diferida);
- Aumentar as resistências com recurso a materiais com capacidade de suporte, como o betão projectado e pregagens, por exemplo.

Para concluir a apresentação do método NATM, é necessário referir que este método de escavação é acompanhado por uma intensa observação dos estados de tensão, bem como dos deslocamentos sofridos pelo maciço. A monitorização é utilizada para confirmar a previsão efectuada no projecto e, assim, garantir a segurança. Caso não se verifique a previsão efectuada no projecto, recorre-se à correcção do projecto em função dos parâmetros observados durante a construção.

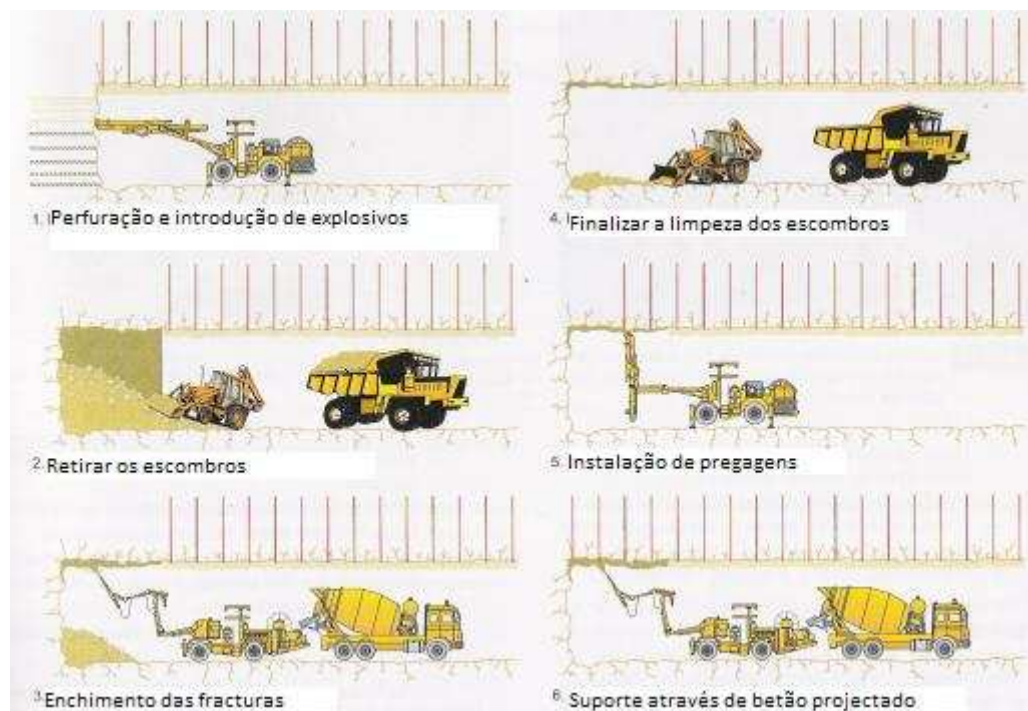


Fig. 3.1 – Procedimento normal durante a execução de um túnel através do método NATM (adaptado de [1])

3.2. ANÁLISES DE RISCO EM OBRAS SUBTERRÂNEAS

As obras subterrâneas diferenciam-se dos outros tipos de obras porque envolvem parâmetros de elevada variabilidade. Assim, o desenvolvimento da obra estará sempre associado a um elevado número de incógnitas que transcendem a capacidade de previsão dos projectistas. Este facto obriga a um maior acompanhamento da obra, nunca pondo de lado a hipótese de alterar o projecto à medida que a fase de construção vai avançando, tornando o ambiente em torno destas obras incomparável com o vivido noutras obras. Este ambiente é reflectido em diversos sectores dos intervenientes da obra, como o financeiro, o das seguradoras, dos projectos e o da segurança e qualidade na construção.

O risco associado a estas questões é agravado por se tratar de empreendimentos em que os erros de escolha ou de decisão sobre soluções, tecnologias e planeamentos são pagos com custos muito elevados. Ao contrário de outras obras, o risco de descontrolo do custo inicial é um factor de elevado peso nas decisões de empreender. Resulta deste facto que, com frequência, o maior problema não está tão centrado na razoabilidade do custo inicial mas sim no risco de descontrolo do mesmo.

O que atrás foi descrito está relacionado com o risco a montante da obra, surgindo como um factor na área financeira do empreendimento. Durante a obra, o risco ocorre nos aspectos de segurança e qualidade da construção, já após a construção da obra, o “risco” aparece no domínio da monitorização, manutenção e segurança de utilização.

O factor “risco” surge como interferente no processo da construção a vários níveis e em diferentes fases, estando sempre relacionado com a interferência dos parâmetros geológicos nas diferentes vertentes das obras subterrâneas.

Os parâmetros geológicos são obtidos através de estudos que têm em conta a variabilidade associada aos mesmos, possibilitando uma interpretação e caracterização fiável do maciço.

Assim, é a partir da informação transmitida pela geologia que se desenvolvem todas as análises de risco neste tipo de obras.

3.3. ANÁLISE DE GRANDES CAVERNAS EM MACIÇO ROCHOSO

Depois de conhecido e apresentado o método a ser utilizado para a escavação da nova central do escalão do Picote e de identificados os principais riscos associados a este tipo de obras, interessa fazer uma análise de cavernas de grandes dimensões em maciço rochoso.

Quando se pretende executar uma estrutura deste tipo é preciso ter em conta os problemas de estabilidade mais frequentes nestas estruturas, tais como, quedas por gravidade ou deslizamento de cunhas ou blocos definidos pela intersecção de fracturas ou quedas de material da superfície suportado inadequadamente.

Depois de analisados os problemas mais frequentes, é preciso identificar os parâmetros críticos, isto é, aqueles que podem ser manipulados de forma a evitar a materialização dos problemas ou, simplesmente, que são importantes conhecer permitindo arranjar soluções que evitem os problemas identificados.

São exemplo de parâmetros críticos:

- Orientação, inclinação e resistência ao cisalhamento das descontinuidades estruturais do maciço rochoso;
- Estado de tensão “in situ”;
- Forma e orientação da escavação;
- Qualidade da perfuração e detonação durante a escavação;
- Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte.

Os métodos de análise para este tipo de estruturas consistem em técnicas de projecção esférica ou métodos analíticos usados para a determinação e visualização das cunhas do maciço rochoso circundante ao túnel. É feita também uma análise de equilíbrio limite das cunhas instáveis usando-a para estudos paramétricos do modo de rotura, factor de segurança e necessidade de suporte. Para a determinação e visualização de potenciais cunhas de deslizamento usou-se o programa Unwedge. Este programa permite ao utilizador ter uma noção do suporte necessário para sustentar as cunhas instáveis. Programas de elementos finitos 2-D ou 3-D possibilitam a simulação do faseamento construtivo e a análise do comportamento do maciço e do suporte. Analisando os resultados é possível encontrar uma solução de suporte viável para a estrutura. Neste trabalho o modelo vai ser feito em 2-D, no programa Phase 2.

Quando o projecto de uma caverna de grandes dimensões tem em conta todos os passos aqui descritos, o resultado corresponderá a uma solução técnica e economicamente aceitável. Esta solução preconiza a obtenção de uma caverna com uma forma tal que seja capaz de minimizar as zonas plásticas e a necessidade de suporte. Para além disso, o suporte necessário não deve ser solicitado até à rotura e os deslocamentos do maciço devem ficar estabilizados. A monitorização dos deslocamentos é essencial para confirmar a validade da solução.

3.4. PROBLEMÁTICA DA FORMA A ADOPTAR PARA CAVERNAS DE GRANDES DIMENSÕES

Um estudo mais aprofundado dos parâmetros críticos é aconselhável para uma melhor compreensão da influência dos mesmos na análise das cavernas de grandes dimensões. Para isso recorreu-se a uma extensa bibliografia referente a escavações subterrâneas em maciço rochoso.

A orientação e a forma óptima de escavação em maciço rochoso, com falhas, são alcançadas quando se obtém a solução com menos volume de cunhas instáveis.

A influência destes parâmetros está bem patente na Fig.3.2, onde é mostrada a formação de cunhas de deslizamento através da intersecção de descontinuidades.

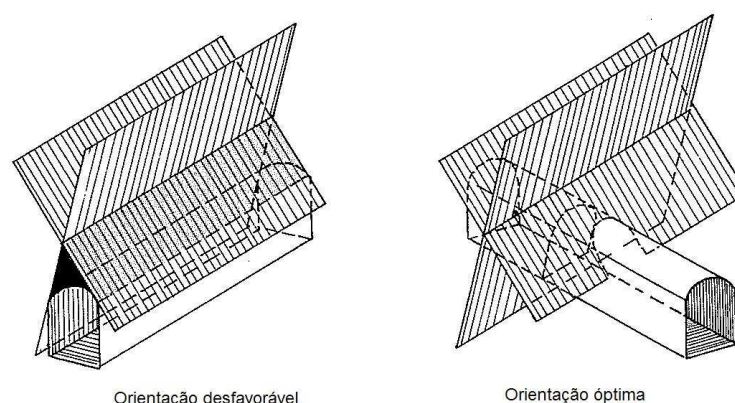


Fig. 3.2 – Formação de cunhas instáveis, através da intersecção de descontinuidades (adaptado de [4])

Quando o maciço rochoso contém um grande número de intersecções de descontinuidades, com propriedades similares, a escolha da orientação da caverna torna-se difícil. Nestes casos, a solução óptima obtém-se fazendo várias simulações da orientação da caverna, escolhendo o caso em que haja menor volume de material instável.

É importante salientar que em alguns casos não é possível escolher a orientação da caverna que conduz à solução óptima, por imposições relacionadas com a concepção da obra. Nestes casos é necessário maior cuidado com o suporte a implementar na estrutura que, por norma, vai ser em maior quantidade.

Em relação à forma da escavação, um dos objectivos consiste em tentar encontrar uma solução que possibilite a distribuição uniforme de tensões de compressão em redor da escavação.

No livro “Underground Excavations in Rock”, de Hoek e Brown, é apresentado um método expedito para determinar a forma ideal da escavação através de relações entre tensões. A Fig. 3.3 apresenta o método.

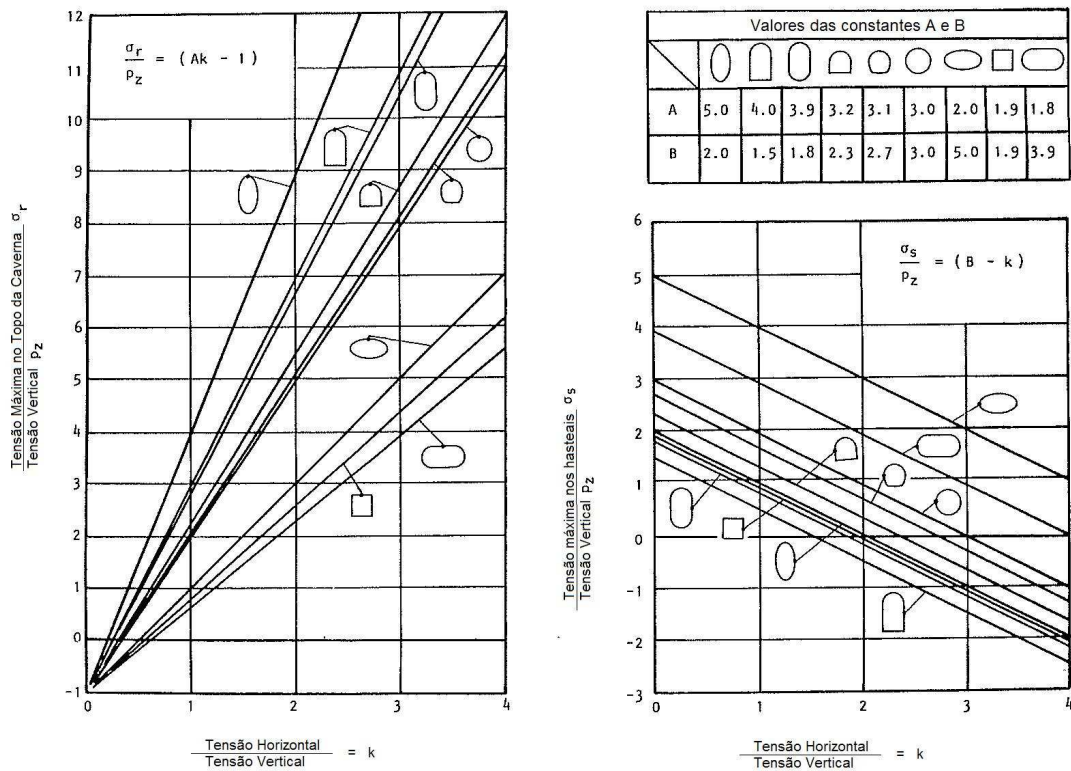


Fig. 3.3 – Método expedito para encontrar a forma ideal da caverna (adaptado de [4])

Através do método, a forma de escavação que conduz à distribuição uniforme de tensões de compressão nos hasteais e no topo da caverna é a solução ideal para determinado estado de tensão.

A forma de escavação que dá uma melhor distribuição de tensões é, normalmente, uma solução elíptica com uma relação de eixos igual à relação do estado de tensão. A Fig. 3.4 representa um caso geral com três soluções diferentes para a caverna, onde se representa a relação entre a resistência e o estado de tensão do maciço. Esta figura vem de encontro com o que atrás foi escrito. De notar que a primeira solução (a.) é a que mais se aproxima com a escolhida para a caverna central do Picote.

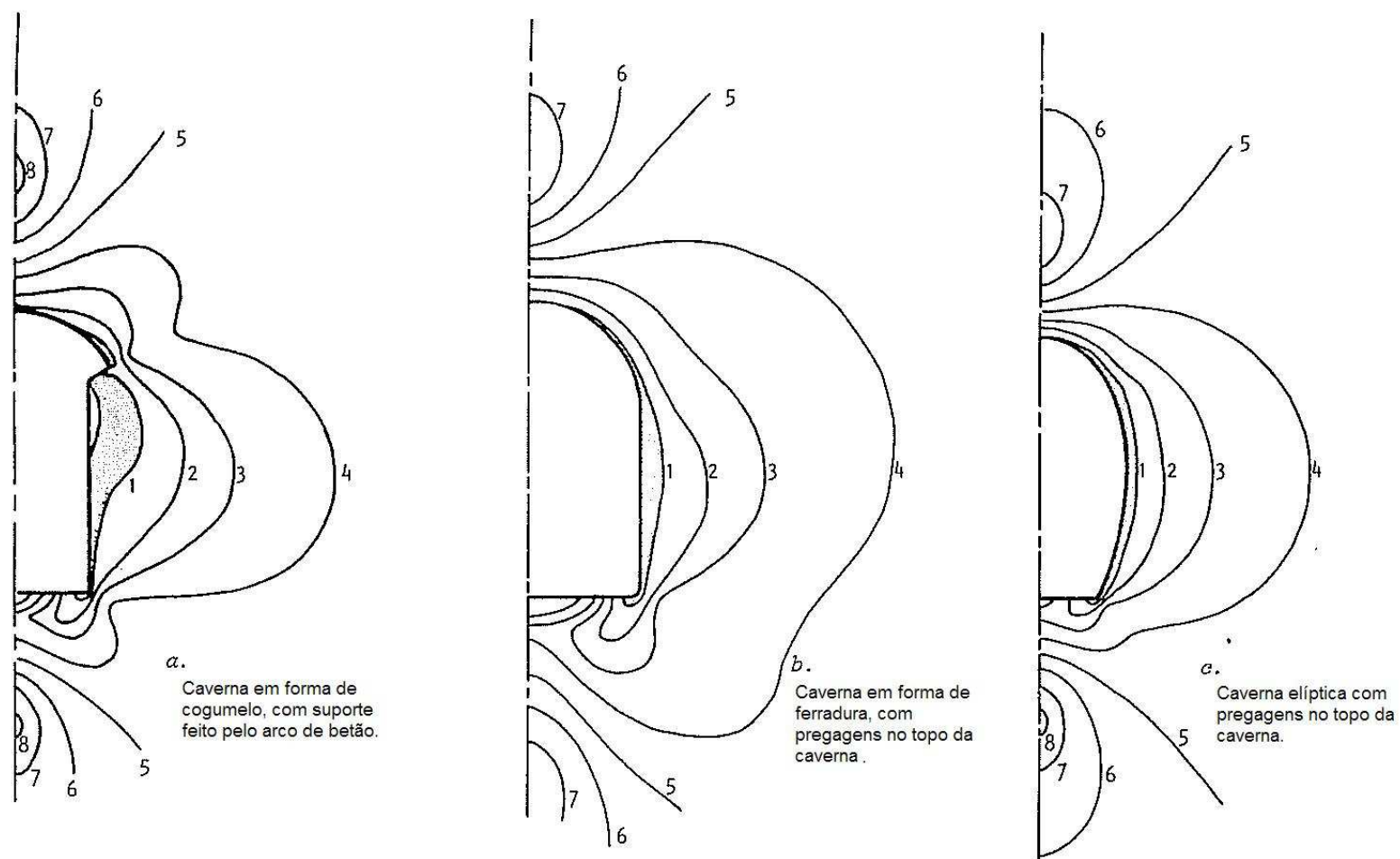


Fig. 3.4 – Relação entre a resistência e o estado de tensão do maciço em cavernas com diferentes forma (adaptado de [4])

A questão da forma da caverna que conduz à melhor distribuição do campo de tensões foi abordada por Richards e Bjorkman e estes designaram esta solução como “harmonic holes”.

Este conceito tem duas graves limitações quando aplicadas à forma da escavação:

1. O projectista tem, supostamente, liberdade absoluta para a escolha da forma da escavação, o que na prática não se verifica já que as cavernas têm várias funções, como seja o caso da instalação de equipamento mecânico, obrigando o mesmo a entrar com vários aspectos, como a dimensão da caverna, que limitam a solução final.
2. Quando as tensões da fronteira entre a caverna e o maciço rochoso são relativamente baixas quando comparadas com a resistência do maciço, este conceito para a escolha da forma é aceitável. No entanto, quando o estado de tensão é suficiente para causar grandes plastificações em redor da escavação, a escolha da forma através de uma distribuição uniforme deixa de fazer sentido. Nestas condições, é sugerido por Fairhurst o desvio do conceito “harmonic holes” para uma solução de caverna que conduza e concentre as tensões em zonas muito limitadas, fazendo com que as zonas sobrecarregadas diminuam. Esta solução é considerada mais apropriada quando se está na presença de maciços sujeitos a elevadas tensões.

Para uma melhor compreensão de todos os temas abordados neste capítulo, e também com o intuito de ter uma base de comparação para o caso da central do Picote, vai ser apresentado um projecto de uma central hidroeléctrica, incidindo na análise da forma ideal para a caverna em questão.

3.5. CASO DE ESTUDO

3.5.1. PROJECTO DA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE MINGTAN

O projecto apresentado refere-se à central hidroeléctrica de Mingtan, na Tailândia. Este estudo é direccionado, exclusivamente, para a solução adoptada na caverna em relação à forma, orientação, suporte temporário e definitivo. Assim, os parâmetros geológico-geotécnicos não vão ser alvo de estudo já que fogem do principal objectivo deste estudo.

As dimensões da caverna central, do aproveitamento hidroeléctrico de Mingtan, são de 22 metros de largura, 46m de altura e 158m de comprimento. Paralela a esta há uma outra caverna de apoio com 23 metros de largura, 20m de altura e 170m de comprimento. As duas centrais encontram-se a 300 metros de profundidade.

Com o intuito de minimizar possíveis cunhas de deslizamento, foi estudada a melhor orientação possível para a caverna, resultando na rotação de 26° do complexo em relação a uma solução inicialmente proposta, para que a direcção das descontinuidades seja perpendicular ao eixo da caverna.

Para a escolha da forma da caverna, os projectistas de Mingtan usaram como exemplo o projecto de uma central próxima desta, Minghu. A solução escolhida em Minghu foi a de caverna em forma de cogumelo, com um arco de betão. Esta é a mesma solução que se adoptou no Picote.

A caverna de Minghu evidenciou problemas ao longo da construção, porque o arco de betão foi sujeito a elevadas tensões, resultado da elevada rigidez do arco em relação às deformações sofridas no maciço rochoso mais deformável.

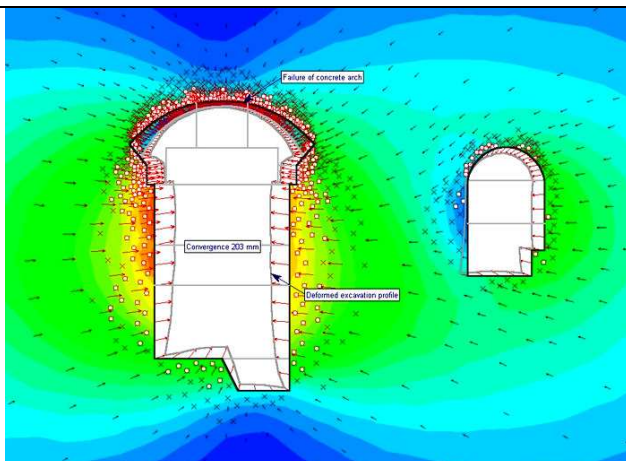
De acordo com esta informação, os projectistas de Mingtan propuseram o estudo de três soluções, aumentando o leque de escolha para a forma da caverna a realizar. Assim, as três soluções propostas foram as seguintes:

- Caverna em forma de cogumelo, com arco de betão, idêntica à caverna de Minghu;
- Caverna em forma de ferradura, com os hasteais verticais;

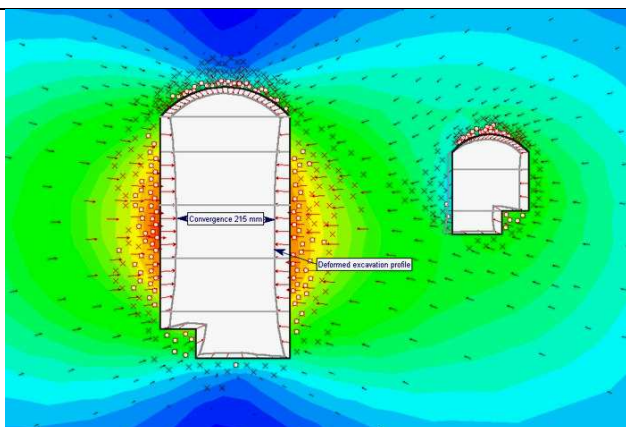
- Caverna elíptica, obtendo uma distribuição mais uniforme das tensões no maciço rochoso circundante.

As soluções foram sujeitas a análise a partir de um modelo 2-D. Neste caso foi analisado o factor de segurança, tendo em conta que as cavernas não têm qualquer tipo de suporte na simulação. O Quadro 3.1 apresenta os modelos e a interpretação desta análise.

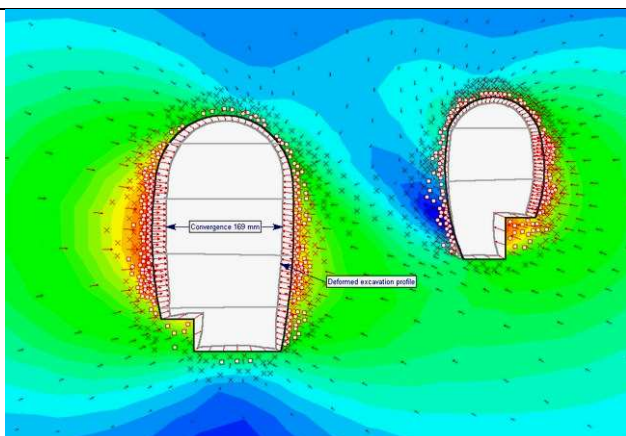
Quadro 3.1 – Análise do Factor de Segurança a partir do modelo 2-D das três cavernas (adaptado de [29])



Esta solução não é aceitável já que conduz à rotura do arco de betão.



A plastificação do maciço rochoso no topo da caverna e nos hasteais implica o uso de suporte para a estabilização da estrutura.



Este caso é idêntico ao anterior, no entanto não necessita de tanto suporte para garantir a estabilidade.

O arco de betão da caverna em forma de cogumelo seria sujeito a tensões mais elevadas do que no caso da caverna de Minghu, sendo, por isso, posta de lado essa solução.

Quanto às outras duas soluções, ambas necessitariam de suporte. A solução elíptica apresenta uma melhor distribuição de tensões, como era esperado, mas, apesar de não necessitar de tanto suporte como a caverna em forma de ferradura, verificou-se que a diferença não era significativa. Assim, a caverna em forma de ferradura foi a solução escolhida já que o seu processo construtivo é mais simples e menos dispendioso do que o da caverna elíptica.

A solução final do projecto de Mingtan propõe um suporte da abóbada da caverna através de cabos, pregagens e betão projectado, ao contrário do projecto de Minghu em que o suporte é feito pelo rígido arco de betão.

Falta agora abordar dois temas de grande importância em obras deste tipo: instalação da ponte rolante e processo construtivo.

A instalação da ponte rolante é fundamental para o desenvolvimento da obra já que é esta que possibilita a movimentação e colocação em obra do equipamento pesado cujo início de montagem se processa pouco após o término das escavações. Funciona também como um elemento de assistência, garantindo o acesso às zonas de instalação do suporte, possibilitando uma rápida intervenção, caso seja necessário. Esta característica é muito valiosa em obras como esta, em que a solução da caverna implica que a abóbada seja suportada por pregagens e betão projectado. Nestes casos há um cuidado acrescido pela possibilidade de o suporte já instalado ceder à medida que as tensões induzidas no mesmo aumentam, devido às deformações do maciço provocadas pelo avanço da escavação.

Ao abordar o tema da ponte rolante, o problema que se põe relaciona-se com a montagem do equipamento necessário muito pesado. Daí resultam, normalmente, duas fases:

- Fase provisória – preconiza uma solução que possibilita o apoio durante a fase de construção (por exemplo, instalação de suporte), funcionando como uma grua ou andaimes comuns.
- Solução definitiva – com capacidade para a movimentação e colocação dos equipamentos pesados, necessários para o bom funcionamento do aproveitamento hidroeléctrico. O objectivo dos projectistas é criar as condições necessárias para a instalação da solução definitiva o mais cedo possível, permitindo assim, a movimentação, instalação e posterior entrada em funcionamento dos equipamentos necessários para o aproveitamento hidroeléctrico.

O projecto em estudo propõe uma solução que consiste na instalação provisória de uma ponte rolante apoiada em carris, que por sua vez estão pregados aos hasteais da caverna. Desta maneira, o apoio desta estrutura ao longo da obra garantiu o bom funcionamento da mesma.



Fig. 3.5 – Vista da caverna de Mingtan, em fase de construção, através da ponte rolante provisória [29]

Como solução definitiva procedeu-se à construção de pilares de betão armado para servirem de apoio aos carris que suportam a ponte rolante.

Outra abordagem possível consiste em combinar um sistema provisório com um definitivo. Isto passou-se na caverna central de Drakensberg, na África do Sul. A solução definitiva das vigas de betão armado ancoradas aos hasteais foi realizada a partir do momento em que a escavação atingiu uma cota que tornou isso possível. Durante a construção foi usado um sistema mais leve de apoio à construção. Com o fim da obra, surge a solução de ponte rolante definitiva.

Na figura seguinte está ilustrado o sistema provisório de apoio à construção na central de Drakensberg.

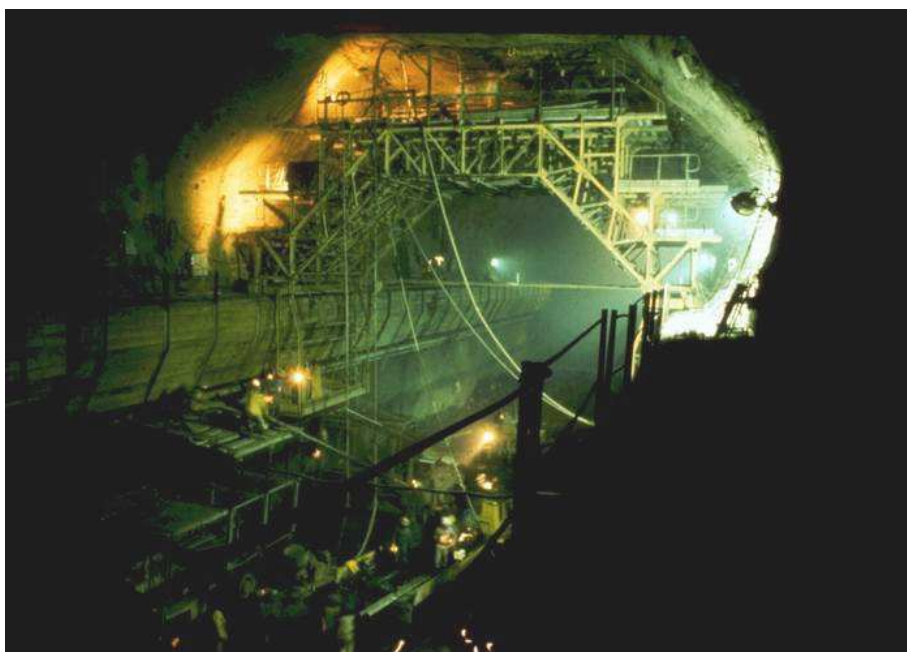


Fig. 3.6 – Estrutura de apoio temporária, suportada pela viga de rolamento definitiva, na caverna de Drakensberg [29]

Para a solução de caverna elíptica, que também seria uma possível solução para este projecto, mostra-se um exemplo de um aproveitamento hidroeléctrico na Indonésia, de uma viga de caminho de rolamento ancorada aos hasteais da caverna.



Fig. 3.7 – Caverna elíptica com a viga de rolamento ancorada aos hasteais [29]

Esta solução tem a vantagem de libertar espaço na caverna, usufruindo de maior área livre para a instalação das máquinas. Outro aspecto importante é a diminuição do vão da caverna. A ancoragem das vigas é uma solução que divide opiniões porque muitos engenheiros receiam o comportamento das ancoragens ao longo do tempo. De facto, a corrosão das ancoragens a longo prazo é uma preocupação real, no entanto pode ser contornada com tratamentos anti-corrosivos de elevada qualidade a quando a instalação das mesmas ou, em último caso, com a instalação de novas ancoragens a decorrer em intervalos de tempo a designar, consoante as necessidades.

Quando o maciço rochoso é de grande qualidade, como no caso da caverna central do aproveitamento hidroeléctrico em Quebec, no Canadá, é possível idealizar uma solução que use o maciço rochoso como apoio para a ponte rolante.

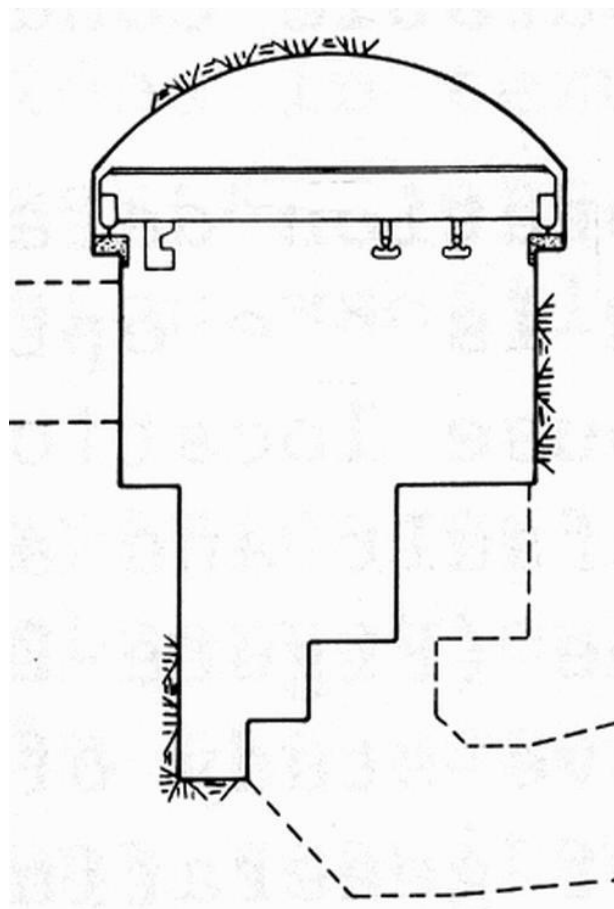


Fig. 3.8 – Solução idealizada para a central La Grande, no Canadá [32]

A escolha desta solução exige um controlo muito elevado ao longo da escavação, nomeadamente com o uso de explosivos, para que as características do maciço rochoso não se alterem, evitando, assim, a instalação de ancoragens.

3.5.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A apresentação do projecto da central de Mingtan é concluída com a descrição do faseamento construtivo na seguinte figura.

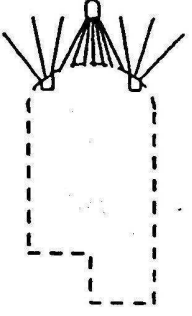
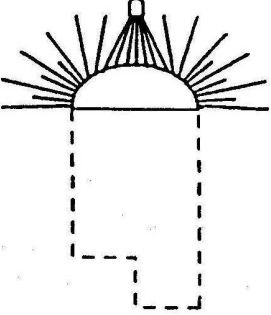
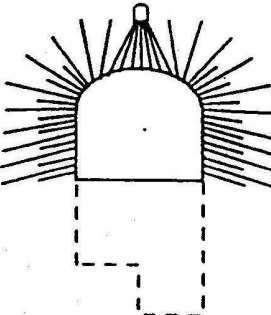
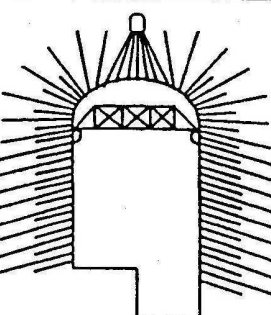
a 	Instalação de cabos duplos protegidos contra a corrosão, a partir da galeria de exploração/drenagem situada a 10 metros acima do centro do arco e de duas galerias longitudinais. Os cabos de 50 toneladas de capacidade, foram instalados numa malha de 2 x 2 metros e foram submetidos a um carregamento de 5 toneladas antes de serem preenchidos com a calda de injeção.
b 	Procedeu-se ao desmonte do arco da caverna, aplicando de seguida uma primeira camada de 50mm de betão projectado. Cabos foram adicionados e tensionados a 20% da sua capacidade para assegurarem uma ancoragem eficaz. Foram instaladas pregagens de 5m com uma malha de 2x2m nos locais onde houve necessidade de o fazer.
c 	Escavação faseada da caverna, à medida que se vai suportando a mesma com cabos, numa malha de 3x3m, inclinados de 15° para baixo e também com pregagens de 6 metros.
d 	Finalizada a escavação da caverna, com o suporte instalado e uma camada de 15 cm de betão projectado. Procedeu-se à construção definitiva da viga.

Fig. 3.9 – Faseamento construtivo da central de Mingtan (adaptado de [29])

3.6. DISCUSSÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA PARA A CENTRAL DO PICOTE

Através de toda a informação disponibilizada neste capítulo, impõe-se uma questão: *Porque é que se optou por uma central em forma de cogumelo no Picote?*

De facto, do ponto de vista geotécnico, a forma da central do Picote não é a mais lógica e é até descartada por alguns autores por conduzir a uma situação indesejável devido à concentração de tensões em pontos angulosos. Este factor é confirmado pela Fig. 3.4, onde se conclui que cavernas em forma de ferradura ou elípticas apresentam melhores comportamentos por conduzirem a uma distribuição mais uniforme das tensões.

A concentração das tensões em pontos angulosos na solução da caverna em forma de cogumelo traduz-se num aumento das zonas plastificadas na envolvente do maciço, como se pode comprovar no Quadro 3.1, conduzindo a uma solução com maior necessidade de suporte, logo, tornando-a mais dispendiosa e menos atractiva para o dono de obra.

Esta solução tem ainda outro ponto negativo em termos geotécnicos: a elevada rigidez do arco de betão, quando deparada com as deformações do maciço rochoso, faz com que o arco fique sujeito a tensões muito elevadas, exigindo uma quantidade muito grande de armadura para evitar a rotura. Daqui resulta uma solução menos atractiva em termos económicos.

O que levou os projectistas a adoptarem esta forma para a caverna prende-se com factores estruturais.

O estado de tensão do maciço onde vai surgir a central do Picote apresenta características invulgares (com $k_0=4$) já que as tensões horizontais são muito elevadas. À medida que se vai escavando, a central é suportada por pregagens e betão projectado, de forma a garantir a estabilidade do maciço.

Quando a escavação da central atinge a cota 403,0, correspondente ao desmonte de toda a abóbada da central, está programada a execução de um arco de betão. Esta peça é definida como suporte definitivo e tem como principal função suportar a ponte rolante a ser instalada na central. Com a instalação da ponte rolante torna-se possível a movimentação e colocação dos equipamentos necessários, para garantir o bom funcionamento do aproveitamento hidroeléctrico, após a escavação de toda a central, garantindo rapidez de processos. Outra solução que permite a instalação rápida da ponte rolante e dos equipamentos necessários é o uso de ancoragens, no entanto, o cepticismo em relação a esta solução, explicado anteriormente, faz com que não transmita tanta segurança, em termos estruturais, como a solução adoptada.

Assim, as grandes vantagens desta solução são as seguintes:

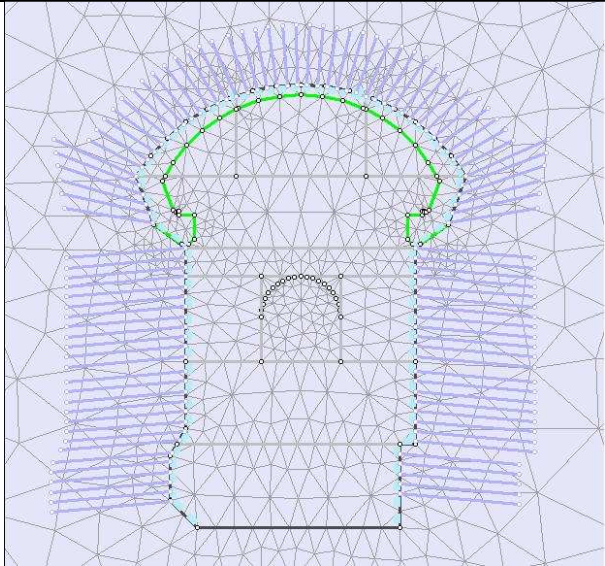
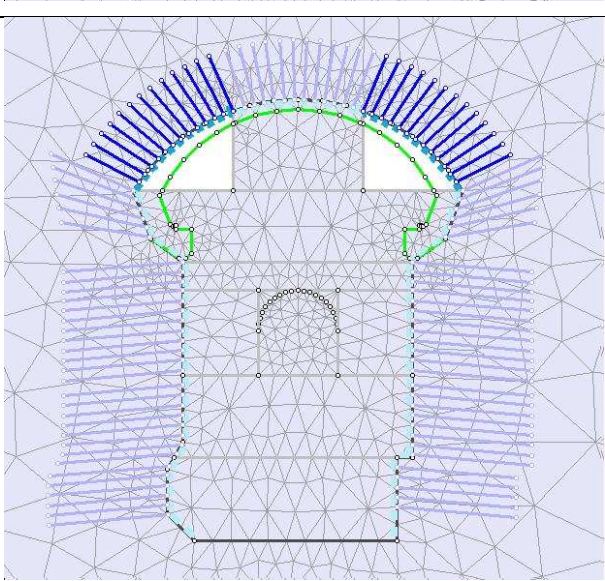
- Arco de betão funciona como suporte definitivo de grande eficiência e durabilidade;
- Permite a instalação da ponte rolante e dos equipamentos necessários logo após a escavação da central;
- A área livre da caverna aumenta, já que não haverá necessidade de construir pilares de betão armado para apoiar a ponte rolante.

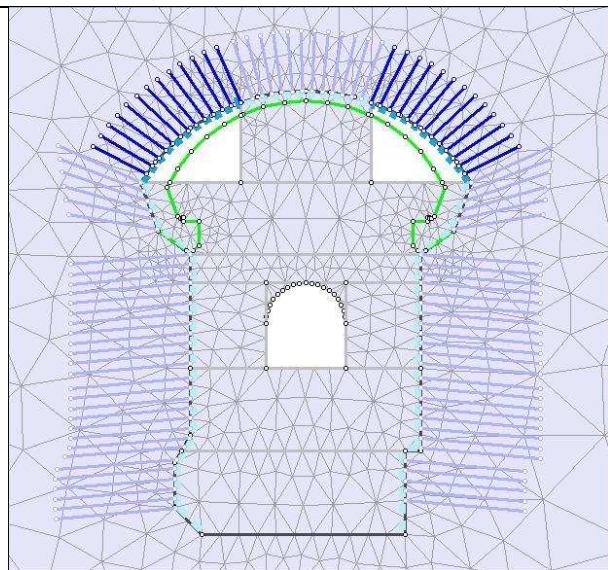
A solução apresenta como grande desvantagem a razão geotécnica dada anteriormente. No entanto, as zonas sobrecarregadas e com grandes plastificações serão resolvidas com um aumento da quantidade de suporte. Assim, esta solução garante a segurança da central, apesar de implicar maiores custos, custos estes que podem ser vistos como um “mal necessário” para a concretização da obra em segurança.

3.7. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA CENTRAL DO PICOTE

É apresentado, de seguida, o faseamento que vai ser levado a cabo na construção da caverna central do Picote, com a devida instalação do suporte.

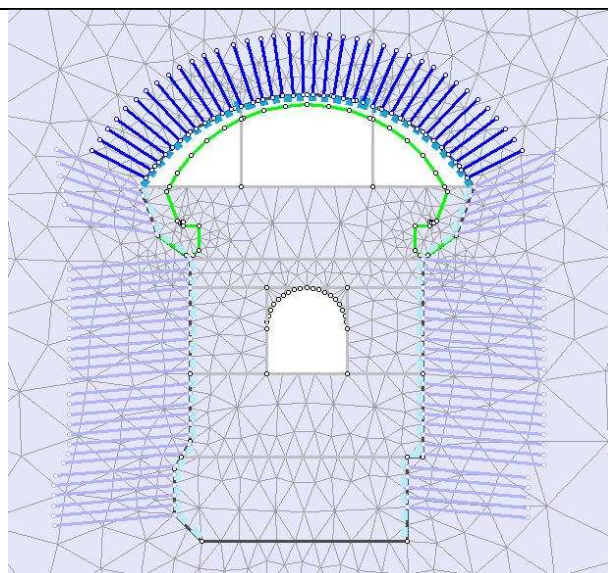
Quadro 3.2 – Faseamento construtivo

	1ª FASE Sem qualquer intervenção no maciço rochoso.
	2ª FASE Início do desmonte da abóbada da caverna a partir de uma galeria de ataque. Aplicação de pregagens de 6 metros de comprimento, numa malha de 1x1 metros e de betão projectado à medida que se vai avançando.



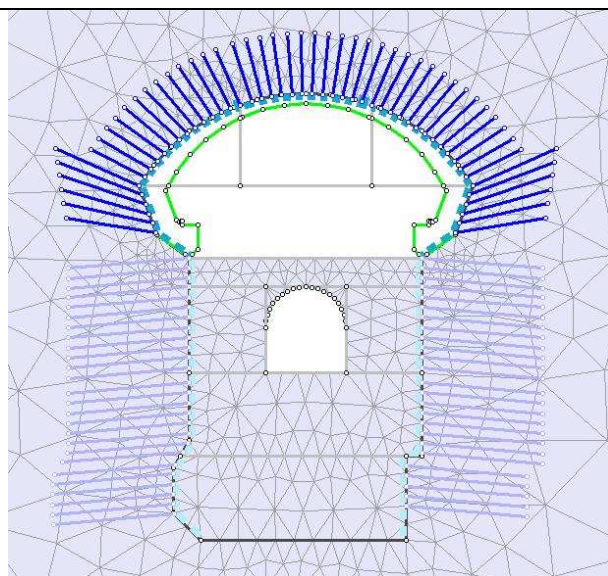
3ª FASE

Desmonte de uma galeria em zona central da caverna. Isto foi possível porque galerias entretanto escavadas com soleira à cota 391,80 permitiram o acesso a esta zona da central.



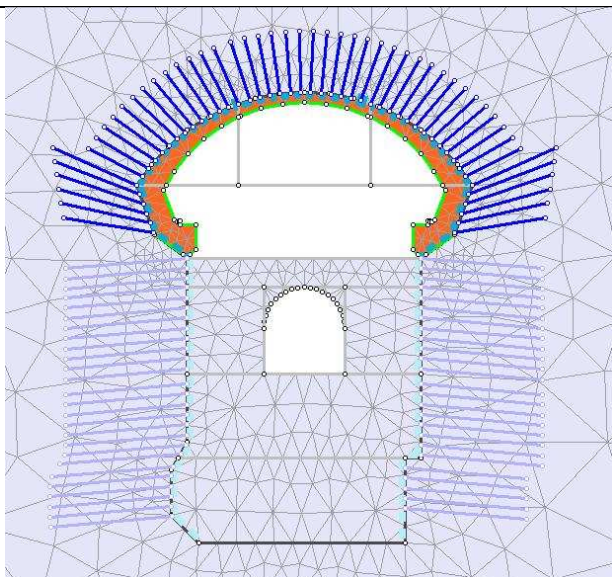
4ª FASE

Continuação do desmonte da abóbada da caverna e consequente aplicação de pregagens e betão projectado.



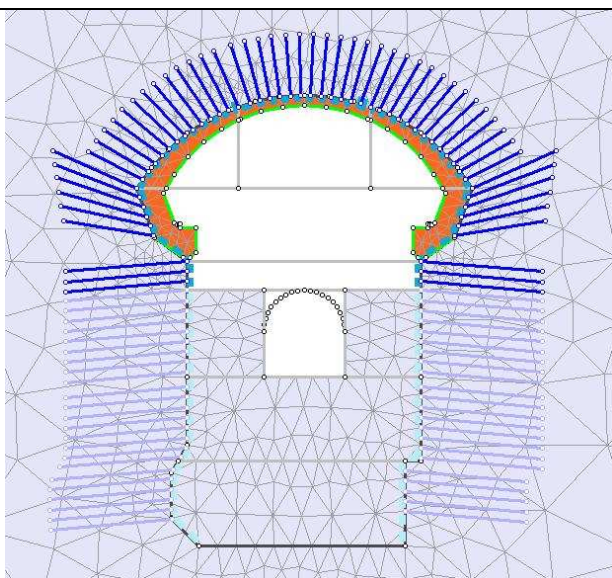
5ª FASE

Conclusão do desmonte do arco da caverna, seguida da aplicação de pregagens com 9 metros de comprimento, numa malha de 1x1 metros, e betão projectado.



6ª FASE

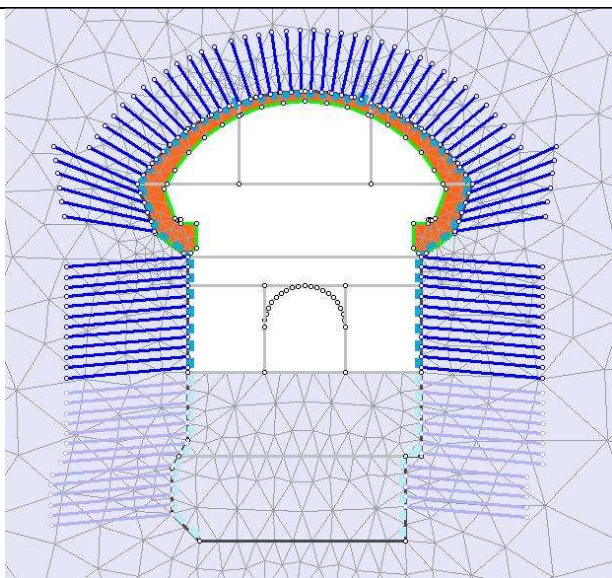
Execução do arco de betão.



7ª FASE

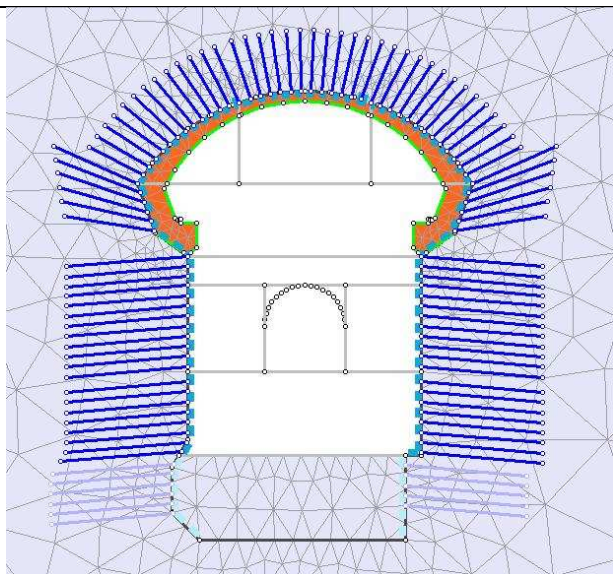
Escavação da soleira até à cota 400,30.

Aplicação de pregagens com 12 metros de comprimento, numa malha de 1x1 metros, e betão projectado.



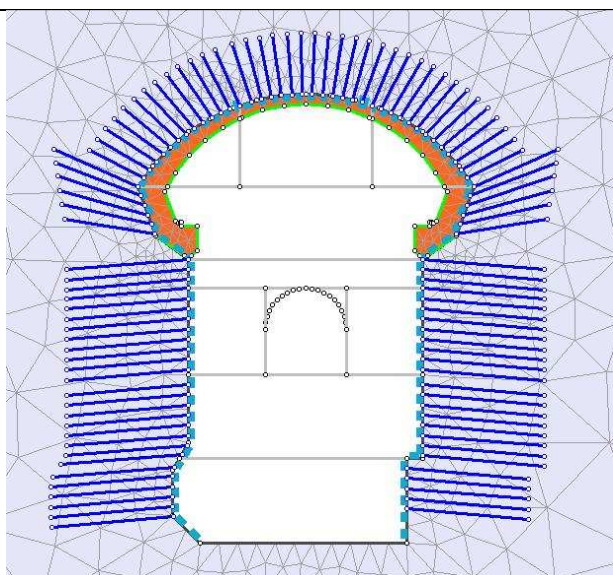
8ª FASE

Continuação de desmonte dos hasteais, avançando 8,5m. Aplicação de suporte.



9ª FASE

Avanço de cerca de 6 metros no desmonte dos hasteais. Soleira à cota 383,37. Aplicação do suporte.



10ª FASE

Conclusão do desmonte com soleira à cota 375,00 e aplicação de suporte.

4

ESTUDOS DE RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Para a elaboração do projecto de reforço de potência do escalão de Picote, procedeu-se a estudos geológicos e geotécnicos, que permitiram aprofundar o conhecimento das características geológicas e geotécnicas do maciço.

Estes estudos basearam-se:

- No reconhecimento geológico da superfície;
- Na análise de resultados das duas campanhas de prospecção mecânica realizadas na zona em estudo:
 - o Campanha levada a cabo em 1980;
 - o Campanha levada a cabo em 2005.
- Em ensaios laboratoriais sobre amostras recolhidas das sondagens;
- Em ensaios “in situ”.

4.1. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS LOCAIS

Superficialmente, o maciço no qual o escalão do Picote está inserido, apresenta-se, predominantemente, com um granito indiferenciado de duas micas, de granularidade média a grosseira, com afloramentos pouco alterados.

De acordo com o que é possível visualizar, a partir de escavações do aproveitamento existente, pode-se concluir que se está perante um granito com a existência de cristais de grandes dimensões, pontualmente róseo. Conclui-se, também, que a rocha presente é globalmente sã e pouco alterada.

Olhando mais pormenorizadamente para o tipo de rocha encontrada na zona da nova central, pode-se subdividi-la em:

- Granitos de grão médio a grosseiro

Representam a litologia predominante, apresenta-se com uma cor cinzenta esbranquiçada, embora seja com tons acastanhados quando mais alterada. É um granito predominantemente pouco alterado (W_1, W_2), exceptuando zonas de falha, com fracturas, por regra, afastadas (F_1, F_2). Os bordos das fracturas apresentam-se, por norma, planos a ligeiramente irregulares ou ondulados e ligeiramente rugosos a rugosos.

É uma rocha que apresenta valores acima de 80% no índice de qualidade RQD.

- Granitos róseos

Granitos de grão médio, de duas micas, de tons rosados, apresentam-se pouco a medianamente alterados (W_2, W_3), com fracturas afastadas a próximas (F_2 a F_4), com os bordos planos a ligeiramente ondulados e rugosos a ligeiramente rugosos.

Esta rocha não é de tão boa qualidade, prova disso são os valores mais baixos do índice RQD, variando entre 50 a 100%.

- Pegmatitos

Apresentam-se em tons esbranquiçados, pouco alterados (W_1, W_2), com fracturas afastadas a próximas (F_1 a F_4), de bordos planos a ligeiramente irregulares e ligeiramente rugosos.

O índice de qualidade, RQD, apresenta valores entre os 60 a 90%.

O maciço é cortado por diversos alinhamentos geoestruturais com grande desenvolvimento, podendo representar possíveis falhas. Estes alinhamentos distribuem-se por diversas famílias, que serão apresentadas mais à frente neste trabalho. Na zona da caverna para a central, foi identificada uma falha (falha M) apresentada na carta geológica, correspondente a uma depressão no terreno.

Pela análise dos elementos observados, poder-se-à concluir que o granito em estudo é pouco fracturado. Em relação às falhas verificadas à superfície, presume-se que não tenham uma influência muito significativa na nova central, uma vez que esta se encontra a grande profundidade.

4.2. ESTUDO DAS DESCONTINUIDADES

Como foi referido anteriormente, com o intuito de possibilitar uma análise, em pormenor, da fracturação do maciço rochoso, procedeu-se ao levantamento das descontinuidades tendo por objectivo a sua caracterização em relação aos seguintes parâmetros:

- Orientação;
- Continuidade;
- Grau de alteração das paredes;
- Abertura;
- Preenchimento;
- Rugosidade;
- Resistência à compressão das paredes (JCS);
- Presença da água;
- Espaçamento.

Deste levantamento resultou a identificação de 3 famílias mais representativas e 2 famílias raras, representadas na Fig. 4.1, obtida através do software DIPS desenvolvido pela ROCSCIENCE.

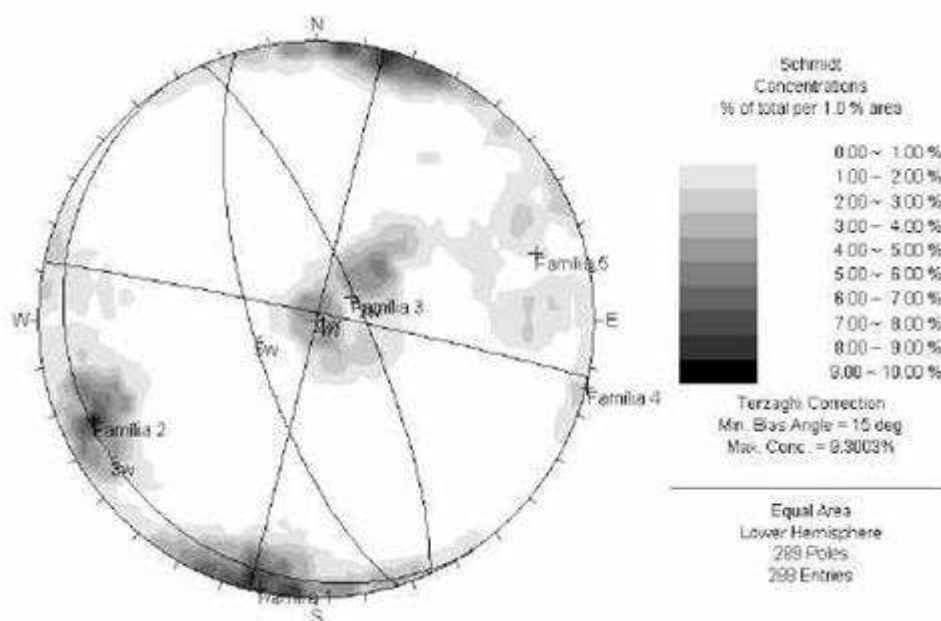


Fig.4.1 – Diagrama de isodensidades dos pólos das diaclases e identificação das famílias [17]

De seguida, apresenta-se um quadro com a caracterização de cada família identificada, resumidamente, em relação aos parâmetros enunciados atrás.

Quadro 4.1 – Síntese das características das discontinuidades (adaptado de [17])

Família	F1	F2	F3	F4	F5
Direcção	N78°W	N24°W	N32°W	N14°E	N16°W
Pendor	88°NE	78°NE	12°SW	89°SE	71°SW
Continuidade	3 a 10 m	>10 m	3 a 10m	3 a 10m	3 a 10m
Alteração das paredes	W ₂	W ₂	W ₃ – W ₄	W ₂	W ₂
Abertura	Fechada	Fechada	Fechada a >10mm	Fechada	Fechada
Espessura preenchimento	Nenhuma	Nenhuma	Nenhuma	Nenhuma	Nenhuma
Rugosidade – JRC	11	11	11 a 14	3 a 7	3 a 7
JCS (MPa)	38	37	18	46	31
Percolação da água	Seca a húmida	Seca a húmida	Seca	Seca	Seca

4.3. PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

Far-se-à uma breve referência às sondagens realizadas em 1980.

A Tecnasol realizou 11 sondagens à rotação com amostragem contínua, a grande maioria a partir da superfície.

Em 1989, usando as amostras restantes destas sondagens, procedeu-se à análise das mesmas, demonstrando o que atrás foi dito do maciço, litologia pouco diversificada, com predominância para granito médio a grosseiro. Maciço, na sua maioria, W_1 e W_2 , com graus de alteração maiores para profundidades menores. De acordo com o RQD (Rock Quality Designation), conclui-se que a qualidade do maciço é Excelente, por vezes Boa, podendo, localmente, apresentar-se Razoável a Fraca, que corresponde a 2% e 1%, respectivamente, do comprimento total dos tarolos observados.

De salientar que estas zonas de pior qualidade se referem a zonas mais alteradas e fracturadas ou, até, zonas de falha.

Em 2005, foi dimensionada uma campanha de prospecção mecânica, a qual teve em conta a informação obtida na campanha realizada em 1980.

Já que esta campanha visou, também, a caracterização do circuito hidráulico onde se insere a nova central, vai-se analisar mais pormenorizadamente a mesma, dando especial enfoque às sondagens direccionadas para a zona em estudo neste trabalho. As ditas sondagens são as seguintes:

- F_{10} , F_{11} , F_{12} ;
- STT_1 , STT_2 , nas quais foram realizados ensaios para a determinação do estado de tensão (STT – Strain Tensor Tube);
- BD_1 , BD_2 , onde foram realizados ensaios dilatométricos pelo LNEC.

Todas estas sondagens foram feitas a partir de túneis de acesso existentes. Encontra-se em anexo uma descrição fotográfica das sondagens aqui tratadas.

As sondagens permitiram a remoção de amostras que, depois de analisadas, forneceram informação relativamente a:

- Litologia;
- Elementos que caracterizam as diaclases;
- Grau de alteração;
- Fracturação;
- % de recuperação;
- RQD;
- Ensaios de permeabilidade.

Os resultados verificados nesta campanha estão de acordo com a informação obtida na campanha de 1980, como era expectável.

Como as sondagens estão direccionadas para a zona de implantação da nova central, é de real importância verificar que se identificaram dois conjuntos distintos na análise das mesmas. As sondagens F_{10} , BD_1 , STT_1 e F_{11} mostram um maciço mais fracturado e núcleos arenizados, enquanto as restantes sondagens, BD_2 , STT_2 , F_{12} , atravessam uma zona do maciço com fracturas mais localizadas e não se encontram zonas arenizadas.

4.4. ENSAIOS

Vão-se observar resultados de alguns ensaios feitos em 1980, dando mais relevo à campanha levada a cabo em 2005, usando depois os resultados destes mesmos ensaios para a classificação do maciço rochoso através dos sistemas:

- RMR (Rock Mass Rating), desenvolvido por Bieniawski em 1976;
- Sistema Q, proposto por Barton, Lien e Lund, em 1974.

De referir, ainda, o sistema GSI, desenvolvido por Hoek (1994), que permite, a partir da determinação de índices geomecânicos obtidos pelos sistemas atrás referidos, a obtenção de parâmetros para o critério de resistência do maciço rochoso.

Estes critérios vão, ainda neste capítulo, ser explicados e aplicados. A partir dos resultados do sistema GSI obter-se-á os dados necessários para a criação do modelo no programa Phase2.

4.4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA “IN SITU”

Foram realizados ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon, com três patamares de pressão (0,5; 1,0; 0,5 Mpa) em troços de 5 metros, nas sondagens direccionadas para a caverna.

O ensaio Lugeon consiste na injeção (radial) de água sob pressão num certo trecho de um furo de sondagem e na medição da quantidade de água que entra no maciço rochoso durante um certo tempo, a uma dada pressão de injeção, depois de estabelecido um regime de escoamento permanente. O facto de se fazer com estes três patamares de pressão, permite traçar curvas *caudal vs pressão*, dando, assim, informação de interesse para a caracterização do regime de percolação do maciço sobre o estado e tipo de fracturação nas vizinhanças do trecho ensaiado.

Com a normalização deste ensaio, em homenagem ao geólogo suíço Maurice Lugeon, já que concebeu e desenvolveu este ensaio, surge a unidade Lugeon que corresponde ao valor médio da absorção de 1 litro por minuto e por metro de furo, para um patamar de injeção com a duração de 10 minutos em que a pressão de injeção da água se mantém estabilizada no valor de 1 MPa.

Estes ensaios mostraram um predomínio de permeabilidades nulas ou inferiores a 1 UL. O quadro seguinte resume os resultados deste ensaio, mostrando os diferentes regimes encontrados e a percentagem com que cada um foi encontrado ao longo das sondagens. De notar que estão representadas todas as sondagens emboquilhadas em profundidade, ou seja, a partir de galerias existentes.

Quadro 4.2 – Ensaio de permeabilidade a partir das sondagens emboquilhadas em profundidade (adaptado de [17])

Sondagens	F9;F10;F11;F12;F13;F14;STT1;STT2;BD1;BD2				
Total de troços de ensaio	96	1º troço 10 ensaios		Restantes 86 ensaios	
		Troços de ensaio	%	Troços de ensaio	%
Não atingiu a pressão de ensaio		0	0	2	2
Absorção nula ou muito baixa		6	60	60	69
Regime de Percolação; absorções superiores a 1U.L.	A-Regime Laminar	3	30	10	12
	B-Escoamento turbulento	1	10	5	6
	C-Fracturação Hidráulica	0	0	0	0
	D-Lavagem do preenchimento	0	0	3	4
	E-Colmatação das fissuras	0	0	6	7

Na tabela anterior há uma diferenciação entre o primeiro troço e os restantes ensaios. Isto acontece porque os ensaios correspondentes ao primeiro troço são próximos da superfície, ao contrário dos restantes ensaios. Assim, admite-se que os restantes ensaios são mais representativos do regime de percolação do maciço em profundidade.

4.4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Com o intuito de caracterizar o maciço rochoso, em relação às suas propriedades geomecânicas, foram realizados os seguintes ensaios:

- Ensaio “*in situ*”;
- Ensaio laboratoriais.

Os ensaios laboratoriais tiveram como objectivo a determinação da resistência à compressão, deformabilidade, resistência à tracção e resistência ao deslizamento das diaclases. Por sua vez, os ensaios “*in situ*” foram usados para a determinação do estado de tensão do maciço e também a sua deformabilidade.

Fazendo uma breve referência aos ensaios realizados previamente à construção do Escalão do Picote, datados de 1955, chegou-se à conclusão que não teriam grande importância para este estudo já que os resultados dos ensaios são representativos das características mecânicas do maciço rochoso da zona mais próxima da superfície (até 30 metros da superfície), não alcançando, assim, a profundidade da nova caverna central, logo, não se consideram valores fidedignos para o estudo.

4.4.2.1 Ensaios “*in situ*”

Como foi anteriormente referido, estes ensaios tiveram como objectivo determinar a deformabilidade do maciço e o seu estado de tensão. Os ensaios utilizados para esta caracterização foram os seguintes:

- Ensaio com recurso a dilatómetro BHD;
- Ensaios STT.

Ensaio com recurso a dilatómetro BHD

Deste ensaio vai-se obter o módulo dilatométrico do maciço. Designa-se assim porque, com a experiência obtida através da análise de vários casos, conclui-se que os valores dos resultados obtidos com este ensaio são inferiores aos alcançados com outros métodos, como observaremos mais à frente neste trabalho. Assim, o resultado deste ensaio é tido em conta como um índice de qualidade, correlacionando-se com o módulo de deformabilidade obtido por outros métodos.

Este método é muito vantajoso já que se pode efectuar através das sondagens de prospecção, permitindo alcançar locais de acesso difícil e, também, realizar um zonamento em termos de deformabilidade numa fase de caracterização geotécnica, possibilitando, assim, um estudo mais pormenorizado das zonas críticas.

Encontra-se em anexo a explicação pormenorizada deste ensaio.

Através de furos de sondagem especificamente dimensionados para os ensaios dilatométricos, com diâmetro de 76 mm, e depois de feitos os mesmos conclui-se que o maciço presente não varia as suas características de deformabilidade consoante a direcção, exceptuando zonas mais alteradas e fracturadas.

Os valores médios para o módulo dilatométrico foram de 9,7 GPa e 10 GPa para os furos BD1 e BD2, respectivamente. Ainda no furo BD1, o valor médio não teve em conta zonas mais fracturadas do maciço, entre os 9,5m e 10m de profundidade, por não serem consideradas representativas da qualidade do maciço rochoso, apresentando módulos de deformabilidade muito baixos, na ordem de 1 GPa.

Ensaios STT

Tal como em relação ao ensaio com recurso a dilatómetro (BHD) a explicação e aplicação do método de sobrecarotagem (Strain tensor tube – STT) encontra-se no capítulo Anexos deste trabalho.

Foram realizados seis ensaios em dois furos, STT1 e STT2, dimensionados propositadamente para este efeito, com diâmetro de furação de 146mm. De referir que a qualidade do maciço da sondagem STT2 permitiu a realização dos ensaios próximo dos locais inicialmente previstos, enquanto que na sondagem STT1 houve necessidade de se proceder a alterações devido às fracas características do maciço entre as profundidades 49 e 76,73m, zonas de maciço mais fracturado.

Os resultados dos ensaios conduziram a valores de $k = 4$. Por ser um valor muito alto, traduzindo-se em tensões horizontais muito elevadas no maciço rochoso, o assunto é acompanhado com grande atenção pelos engenheiros, sendo possível, em zonas mais próximas da central, complementar a informação com outros métodos.

Com o objectivo de estimar o estado de tensão do maciço antes da formação do vale, o LNEC criou um modelo matemático, considerando o maciço homogéneo e isotrópico, com um comportamento elástico linear, com um módulo de elasticidade de 40 GPa e um coeficiente de Poisson igual a 0,2.

Foi feita uma relação entre o estado de tensão obtido no ensaio e a cota a que a superfície se encontra, com a cota inicial antes da formação do vale, estimando um valor para o estado de tensão inicial. Os valores encontrados para esta relação indicam que antes da formação do vale, o k estaria compreendido entre 1,7 e 1,75.

4.4.2.2. Ensaaios laboratoriais

Através das sondagens BD1, BD2, STT1 e STT2, foram realizados ensaios laboratoriais tendo em vista a caracterização da rocha na zona de implantação da nova caverna central.

No quadro seguinte apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão uniaxial e de ultrassons.

Quadro 4.3 – Ensaaios de compressão uniaxial e de ultra-sons (adaptado de [17])

Provete	Sondagem	Profundidade (m)	W e litologia	Er (GPa)	ν	UCS (MPa)	VL (m/s)	VT (m/s)	Edin (GPa)	Ndin
206	BD1	10,65-10,85	W1-2 róseo	43.2	0.09	128.1	4790	2990	57.0	0.18
207		25,10-25,40	W1-2	41.3	0.15	87.9	4520	2910	52.5	0.15
208		36,15-36,40	W2 fractura	44.2	0.16	81.9	4800	3030	58.0	0.17
209		44,80-45,00	W1-2 róseo com biotite	51.6	0.17	94.5	4790	3050	58.3	0.16
210		45,00-45,35	W2 fractura	30.5	0.07	58.2	4820	3100	59.6	0.15
211		45,00-45,35		46.3	0.13	67.9	4960	3330	65.4	0.09
212		54,60-54,95	W1-2	42.2	0.05	85.2	4670	3070	57.1	0.12
213		54,60-54,95		31.9	0.07	15.9	4390	3740	13.3	-0.82
214	BD2	16,00-16,20	W1-2	28.7	0.04	78.5	4040	2630	42.4	0.13
215		23,50-23,70	W1-2 com biotite e fractura	33.1	0.13	56.0	3820	2720	39.4	-0.01
216		27,00-27,20	W1-2	35.0	0.22	82.5	4250	2770	46.9	0.13
217		31,70-31,90	W1-2 com biotite e fractura	29.8	0.12	57.7	4310	2870	49.1	0.10
218		49,80-50,00	W1-2 róseo	45.2	0.15	84.8	5110	2990	59.9	0.24

			com biotite							
219		56,60-56,85	W2 róseo	35.3	0.16	39.4	4640	3050	56.3	0.12
			com biotite e fractura							

Como é possível observar, foram usadas amostras de rocha $W_1 - W_2$, obtendo-se um valor médio de compressão uniaxial de 78 MPa e 66,5 MPa para BD1 e BD2, respectivamente. Em relação ao estado de deformabilidade da rocha, encontram-se valores médios de 42 GPa para BD1 e 35 GPa para BD2. Para o coeficiente de Poisson, os valores foram de 0,11 para BD1 e 0,14 para BD2. Estes valores consideram-se relativamente baixos.

Os ensaios de ultra-sons, realizados com as mesmas amostras, revelaram uma rocha com características mecânicas razoáveis a boas. Mostraram também a fraca correlação entre o coeficiente de Poisson determinado através dos ensaios de compressão e das velocidades de ultra-sons

Para o cálculo da tensão de rotura à tracção, realizaram-se ensaios de compressão diametral, revelando-nos valores entre os 6 e 6,5 MPa, como se pode ver no Quadro 4.4, valores estes que estão entre os 8 a 10% dos encontrados para a tensão de rotura à compressão.

Quadro 4.4 – Ensaio de compressão diametral (adaptado de [17])

Provete	Sondagem	Profundidade (m)	W e litologia	st (MPa)
186	BD1	25,10-25,40	W1-2	7,2
187				8,2
188				7,4
189		36,15-36,40	W2 fractura	1,9
190				2,5
191				1,1
192		45,00-45,36	W2 fracturas	9,3
193	BD2	54,60-54,95	W1-2	8,8
194		18,80-18,87	W1	7,5
195		16,00-16,20	W1-2	5,7
196		27,00-27,20	W1-2	7,4
197		56,60-56,85	W2 róseo com biotite com fractura	6,8
198				7,8
199		22,05-22,12	W1-2	5,1

Quanto aos ensaios de deslizamento de diaclases, feitos através das amostras das sondagens STT1 e STT2, os valores médios dos parâmetros de resistência foram de 0,09 para a coesão e 39° para o atrito, no furo STT1, e de 0,15 para a coesão e 33° para o atrito no furo STT2.

Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência ao deslizamento obtidos nos ensaios [17]

Furo	Quantidade de provetes ensaiados	c(MPa)	F (°)
STT1	6	0.09	39
STT2	11	0.15	33

4.5. SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Em 1972 e 1975, foram criados dois grupos de trabalho, Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM) e Associação Internacional de Geologia de Engenharia (IAEG), respectivamente, com o intuito de criar sistemas de classificação que pudessem vir a ser aceites e usados internacionalmente, já que é um dos problemas destas ciência tornando-a mais subjectiva do que o desejado. Assim, o caminho a seguir é o da normalização de sistemas que possam ser seguidos por todos para que não haja incoerências nem subjectividade exacerbada na interpretação dos problemas com que o engenheiro se depara.

A qualidade do maciço rochoso depende muito do seu estado de alteração e fracturação. Estes dois parâmetros têm dois critérios que os avaliam separadamente, fazendo uma primeira análise ao maciço, não sendo, de todo, suficiente para o classificar mas sim para dar um índice da sua qualidade.

Estes dois critérios são explicados nas tabelas que se seguem:

Quadro 4.6 – Graus de alteração do maciço rochoso [23]

Símbolos	Designações	Características
W₁	São	Sem quaisquer sinais de alteração
W₂	Pouco alterado	Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W₃	Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso mas a rocha não é friável
W₄	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W₅	Decomposto (saibro)	O maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo

Quadro 4.7 – Graus de fracturação do maciço rochoso [23]

Símbolos	Intervalo entre fracturas (cm)	Designação
F_1	> 200	Muito afastadas
F_2	60 – 200	Afastadas
F_3	20 – 60	Medianamente afastadas
F_4	6 – 20	Próximas
F_5	< 6	Muito próximas

Em 1967, Deere desenvolveu um parâmetro de classificação com uma grande utilização a nível internacional hoje em dia, denominado de “Rock Quality Designation”, dando um indicativo da qualidade do maciço rochoso usando, em conjunto, a classificação do maciço em relação à alteração e fracturação do mesmo.

A sua classificação é a seguinte:

Quadro 4.8 – Classificação dos maciços com base no RQD [23]

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0 – 25%	Muito fraco
25 – 50%	Fraco
50 – 75%	Razoável
75 – 90%	Bom
90 – 100%	excelente

Esta classificação tem bastantes limitações já que não tem em conta vários cenários possíveis que influenciam o comportamento do maciço rochoso. Apesar disto, é útil e é usado como base para a caracterização do maciço em sistemas mais completos e complexos.

Estes sistemas mais complexos foram desenvolvidos com o intuito de se obter uma classificação geomecânica, isto é, uma caracterização do maciço rochoso através de um conjunto de propriedades identificadas por observação directa, ensaios realizados “in situ” ou em amostras recolhidas em sondagens. Os sistemas mais utilizados para este efeito são o Sistema RMR (Rock Mass Rating) desenvolvido por Bieniawski e Sistema Q, desenvolvido por Barton, Lien e Lund.

Após uma breve explicação, é feita a aplicação dos sistemas, usando os valores obtidos através de ensaios e observações feitos anteriormente.

4.5.1. SISTEMA RMR

Desenvolvido por Bieniawski em 1976, tem por base uma vasta experiência colhida em obras subterrâneas.

Devido à sua ligação com dados concretos de casos observados, esta classificação está constantemente a ser redefinida, já que quanto mais casos práticos se observam, mais preciso e correcto se pode tornar este sistema.

Neste trabalho foi usada a versão de 1989.

Este sistema tem em conta seis parâmetros geológico-geotécnicos, aos quais são atribuídos pesos relativos (Fig.4.2). Após a classificação dos parâmetros, o índice RMR é obtido através da soma dos respectivos pesos, podendo, este índice, variar entre 0 e 100.

A partir dos valores de RMR encontrados, é possível estimar o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, EM, através das seguintes correlações:

Quadro 4.9 – Estimativa do módulo de deformabilidade a partir do sistema RMR (adaptado de [15])

Bieniawski	$Em (GPa) = 2 * RMR - 100 (RMR > 50)$
Serafim e Pereira	$Em (GPa) = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}$
Hoek e Brown	$Em (GPa) = \frac{\sqrt{\sigma}}{10} * 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}$

A – Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro			Intervalo de variação dos valores						
P1	Resistência do material rochoso intacto	Point-load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Res. Comp. uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
P2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Peso		20	17	13	8	3		
P3	Espaçamento das descontinuidades		>2 m	0.6-2.0m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	Peso		20	15	10	8	5		
P4	Condições das descontinuidades (ver E)		Superfícies muito rugosas Não contínuas Nenhuma separação Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha ligeira/ alterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha muito alterada	Superfícies lisas ou enchimento c/ espessura < 5mm ou Separação 1-5mm contínua	enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm contínua		
			30	25	20	10	0		
	Peso								
P5	Águas subterrâneas	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
		(Pressão água nas diaclases/ tensão principal máxima)	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Completa/ seco	Ligeira/ Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo		
	Peso		15	10	7	4	0		
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)									
			Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável		
P6	Túneis e minas		0	-2	-5	-10	-12		
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50			
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais									
Peso			100-81	80-61	60-41	40-21	<21		
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Descrição			Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha má	Rocha muito má		
D. Significado das classes das rochas									
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Tempo médio de auto-sustentação			20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão de 2.5m	30 minutos para um vão de 1m		
Coesão do maciço rochoso (kPa)			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)			>45	35-45	25-35	15-25	<15		
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades									
Comprimento da descontinuidade (persistência)			<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
Peso			6	4	2	1	0		
Separação (abertura)			Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
Peso			6	5	4	1	0		
Rugosidade			Muito rugoso	Rugoso	Ligeira/ rugoso	Macio	Liso		
Peso			6	5	3	1	0		
Enchimento			Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	Enchimento mole >5mm		
Peso			6	4	2	2	0		
Alteração			Inalterado	Ligeira/ alterado	Moderada/ alterado	Muito alterado	Decomposto		
Peso			6	5	3	1	0		
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis									
Direcção perpendicular ao eixo do túnel					Direcção paralela ao eixo do túnel				
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 45-90°		Mergulho 20-45°		
Muito favorável			Favorável		Muito favorável		Razoável		
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar contra o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 0-20 Independente da direcção				
Razoável			Desfavorável		Razoável				

Fig.4.2 – Classificação geomecânica de Bieniawski – “Rock Mass Rating – RMR” (adaptado de [15])

4.5.2. SISTEMA Q

Em 1974, Barton, Lien e Lund, do Norwegian Geotechnical Institute, propuseram o sistema Q, desenvolvido após a observação e análise de um grande número de túneis na Escandinávia, para a classificação de maciços rochosos e obtenção de necessidades de suporte.

O valor do índice Q pode variar entre 10^{-3} e 10^3 e é determinado pela seguinte expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

O significado de cada quociente e explicação mais detalhada do sistema encontra-se em anexo.

O índice Q também pode ser correlacionável com o módulo de deformabilidade do maciço (Em) através das seguintes expressões:

Quadro 4.10 – Estimativa do módulo de deformabilidade a partir do sistema Q (adaptado de [15])

Barton et al, 1980	$Em (GPa) = 25 * \log(Q) ; Q > 1$
Barton e Quadros, 2002	$Em (GPa) = 10 * Q^{1/3}$

Obtenção do valor de RQD

Designação da qualidade da rocha	RQD (%)
A - Rocha de muito boa qualidade	0-25
B - Rocha de boa qualidade	25-50
C - Rocha de qualidade razoável	50-75
D - Rocha de boa qualidade	75-90
E - Rocha de excelente qualidade	90-100

Notas:

- Quando RQD=10 (incluindo 0), o valor a adoptar para o RQD na avaliação de Q é 10.
- A adopção de valores do RQD com intervalos de 5 é considerada adequada.

 Obtenção do valor de J_n

Número de famílias de descontinuidades	J_n
A - Nenhuma ou poucas	0,5-1,0
B - Uma	2
C - Uma mais descontinuidades esparsas	3
D - Duas	4
E - Duas mais descontinuidades esparsas	5
F - Três	6
G - Três mais descontinuidades esparsas	12
H - Quatro ou mais descontinuidades esparsas, maciços altamente fraturados	15
I - Rocha esmagada, tipo terrço	20

Notas:

- Para intersecções utilize J_n .
- Para bocas de entrada do túnel utilize J_n .

 Obtenção do valor de J_r

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades e	
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10cm de escorregamento	
Descrição das descontinuidades	J_r
A - Sem continuidade	4
B - Rugosas, irregulares, onduladas	3
C - Lisas, onduladas	2
D - Polidas, onduladas	1,5
E - Rugosas ou irregulares, planares	1,5
F - Lisas, planas	1,0
G - Polidas, planas	0,5
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades	
Descrição	J_r
H - Zona contendo espessura de materiais argilosos suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0
I - Zonas esmagadas, arenosas ou cascalhentas com espessura suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0

Notas:

- As descrições referidas às alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de dimensões pequenas e intermédias, respectivamente.
- Somar 1,0 se o espaçamento da família de descontinuidades mais relevante for maior do que 3m.
- $J_r = 0,5$ pode ser utilizado para descontinuidades polidas contendo lineações, prevenindo-se o facto de que as lineações devam estar orientadas de acordo com menor resistência.
- Os valores de J_r e J_n devem ser obtidos aplicando-se à família de descontinuidades que for mais desfavorável para a estabilidade do ponto de vista da orientação e da resistência ao corte: τ (onde $\tau = \sigma_n \tan(\phi/J_r)$).

 Obtenção do valor de J_a

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ (°) aprox.
A - Paredes duras e compactas	0,75	-
B - Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1,0	25-35
C - Paredes ligeiramente alteradas, minerais não bonados, partículas areosas	2,0	25-30
D - Paredes com partículas silto-arenosas ou silto-argilosas, pequena fracção argilosa (não bonada)	3,0	20-25
E - Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc. e pequenas quantidades de argilas expansivas	4,0	8-16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10cm de escorregamento		
Descrição	J_a	ϕ (°)
F - Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc.	4,0	25-30
G - Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	6,0	16-24
H - Descontinuidades com preenchimento argiloso sub-consolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	8,0	12-16
I - Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorillonite (contínuo mas com espessura <5mm). O valor de J_a depende da percentagem de argila e do excesso de água, etc.	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ (°)
J - Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K - Zonas ou bandas silto-argilosas ou areno-argilosas, com pequenas fracções de argila	5,0	-
L - Zonas compactas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13 ou 15-20	6-24

 Obtenção do valor de J_w

Descrição	J_w	Pressão da água aprox. (MPa)
A - Escavações secas ou com nível elevado pequeno, isto é <5 l/min localmente	1,0	<0,1
B - Caudal médio ou pressão que ocasionalmente atinge o preenchimento das descontinuidades	0,66	0,1-0,25
C - Caudal elevado ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0,5	0,25-1
D - Caudal elevado ou pressão elevada	0,3	0,25-1
E - Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0,2-0,1	>1
F - Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0,1-0,05	>1

Notas:

- Os factores nos casos C e F são estimados para condições naturais. O parâmetro J_w deverá ser aumentado caso sejam efectuadas dragagens.
- Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados.

Obtenção do valor de SRF

a) Zonas de fratura intersectando a escavação, o que pode causar perdas no maciço rochoso quando o túnel for escavado			
Descrição	SRF		
A - Ocorrência de zonas alteradas múltiplas contendo argilas ou rochas quimicamente desintegradas em torno da cavidade (a qualquer profundidade)	10,0		
B - Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação <50m)	5,0		
C - Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação >50m)	2,5		
D - Zonas múltiplas de corte em rocha competente, sem argila, com rocha desintegrada na vizinhança (qualquer profundidade)	7,5		
E - Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação <50m)	5,0		
F - Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação >50m)	2,5		
G - Descontinuidades abertas, fraturação muito intensa (qualquer profundidade)	5,0		
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha			
Descrição	σ_1/σ_3	σ_2/σ_3	SRF
H - Tensões baixas, próximo da superfície, diaclases abertas	>200	<0,01	2,5
I - Tensões médias, condições de tensão favoráveis	200-10	0,01-0,3	1,0
J - Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade, pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	10-5	0,3-0,4	0,5-2,0
K - Explosões moderadas de rochas maciças depois >1 hora	5-3,0	0,33-0,16	5-10
L - Explosões moderadas de rochas maciças em poucos minutos	3-2	0,65-1	50-200
M - Explosões intensas de rochas maciças	<2	>1	200-400
c) Rocha esmagada: plasticidade de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha			
Descrição	σ_1/σ_3	SRF	
N - Pressão moderada da rocha esmagada	1-5	5-10	
O - Pressão elevada da rocha esmagada	>5	10-20	
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devido à presença de água			
Descrição	SRF		
P - Pressão de expansão moderada	5-10		
Q - Pressão de expansão elevada	10-15		

Notas:

- Para a alínea a) reduzir os valores de SRF de 25% a 50% se as zonas alteradas influenciarem mas não intersectarem a escavação.
- Para os casos da alínea b) e para tensões virgens fortemente anisotrópicas (se medidas): quando $5\sigma_1/\sigma_3 < 10$, reduzir σ_1 para $0,75\sigma_1$. Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_1 para $0,5\sigma_1$, onde σ_1 é a resistência à compressão simples, σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, e σ_2 a tensão tangencial máxima (estimada através da teoria da elasticidade).
- Ainda para a alínea b), quando a profundidade da coroa é inferior ao vão, deve-se aumentar o valor de SRF 2,5 a 5 vezes (ver H).
- Casos de rocha esmagada podem ocorrer para profundidades H > 350Q^{1/3}. A resistência à compressão do maciço é de, aproximadamente, $0,7\gamma Q^{1/3}$ onde γ é o peso volumétrico da rocha em kN/m³.

Fig.4.3 – Classificação geomecânica do sistema Q (adaptado de [15])

4.5.3. APLICAÇÃO E ANÁLISE DOS SISTEMAS

A aplicação dos sistemas foi feita através de informação obtida a partir das sondagens BD1 e BD2 já que possuem valores de compressão uniaxial diferentes, o que vai levar a diferentes valores do módulo de deformabilidade aplicando a fórmula de Hoek e Brown no sistema RMR.

De seguida apresentam-se os resultados dos diferentes sistemas para as duas sondagens estudadas.

Sondagem BD1

- Sistema RMR

Quadro 4.11 – Aplicação do Sistema RMR

Pesos	Valores	Explicação	RMR mínimo	RMR máximo
P ₁	7	Resistência de compressão uniaxial = 78 MPa		
P ₂	[20 ; 17]	RQD = 75 – 90%	69	85
P ₃	20	Classe F ₁	∇	∇
P ₄	[25 ; 20]	Classe W ₂ -W ₃	Maciço Rochoso	Maciço Rochoso
P ₅	[15 ; 10]	Maciço completamente seco / água intersticial	Bom	Muito Bom
P ₆	[-2 ; -5]	Orientação Favorável e Razoável	(Classe II)	(Classe I)

Quadro 4.12 – Cálculo do módulo de deformabilidade

$E_M = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$	E _{mín} (GPa)	30
	E _{máx} (GPa)	75
$E_M = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \times 10^{\frac{RMR-10}{40}}$	E _{mín} (GPa)	26
	E _{máx} (GPa)	66

- Sistema Q

Quadro 4.13 – Aplicação do Sistema Q

Pesos	Valores	Explicação	Q mínimo	Q máximo
RQD	[75 ; 90]	RQD = [75 ; 90] (Rocha de muito boa a excelente qualidade)		
J _n	[9 ; 12]	Classe G		
J _r	3	Classe B	4,688	30
J _a	2	Classe C		
J _w	1	Maciço completamente seco		
SRF	[0,5 ; 2,0]	Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada		

Quadro 4.14 Cálculo do módulo de deformabilidade

$E_M = 10 \times Q^{1/3}$	$E_{\min}$ (GPa)	17
	$E_{\max}$ (GPa)	31

Como se vai verificar, a sondagem BD2 só vai diferir nestes resultados no cálculo da deformabilidade.

Sondagem BD2

- Sistema RMR

Quadro 4.15 – Aplicação do Sistema RMR

Pesos	Valores	Explicação	RMR mínimo	RMR máximo
P₁	7	Resistência de compressão uniaxial = 66,5 MPa		
P₂	[20 ; 17]	RQD = 75 – 90%	69	85
P₃	20	Classe F ₁	∇	∇
P₄	[25 ; 20]	Classe W ₂ -W ₃	Maciço Rochoso	Maciço Rochoso
P₅	[15 ; 10]	Maciço completamente seco / água intersticial	Bom	Muito Bom
P₆	[-2 ; -5]	Orientação Favorável e Razoável	(Classe II)	(Classe I)

Quadro 4.16 – Cálculo do módulo de deformabilidade

$E_M = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$	$E_{\min}$ (GPa)	30
	$E_{\max}$ (GPa)	75
$E_M = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \times 10^{\frac{RMR-10}{40}}$	$E_{\min}$ (GPa)	24
	$E_{\max}$ (GPa)	61

- Sistema Q

Quadro 4.17 – Aplicação do Sistema Q

Pesos	Valores	Explicação	Q mínimo	Q máximo
RQD	[75 ; 90]	RQD = [75 ; 90] (Rocha de muito boa a excelente qualidade)		
J_n	[9 ; 12]	Classe G	4,688	30
J_r	3	Classe B		
J_a	2	Classe C		

J_w	1	Maciço completamente seco
SRF	[0,5 ; 2,0]	Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada

Quadro 4.18 – Cálculo do módulo de deformabilidade

$E_M = 10 \times Q^{1/3}$	E_{min} (GPa)	17
	$E_{máx}$ (GPa)	31

Como foi referido antes, é sabido que estes sistemas têm algumas limitações e defeitos, tais como: a impossibilidade de tratar a anisotropia e o comportamento do maciço ao longo do tempo com um só valor; a não consideração, em alguns casos, de mecanismos de rotura, deformação e suporte entre a rocha e suporte; a falta de inter-relação entre os parâmetros, não traduzindo, assim, a influência de cada um nos demais; a análise e apreciação deficiente em meios heterogéneos, entre outros.¹

Sendo assim, através destes resultados, vai-se aplicar o método GSI, obtendo-se assim, os dados necessários para a aplicação do critério de rotura de Hoek & Brown já que este é o critério que nos dá uma aproximação mais razoável da realidade, com resultados mais realistas e credíveis. Por tudo isto, vão ser os parâmetros deste método os utilizados na análise da estabilidade global do programa Phase2.

Após a explicação do método, procede-se, então, à aplicação do mesmo às duas sondagens em estudo.

4.6. SISTEMA GSI

Visto que os maciços rochosos são constituídos por uma complexa matriz rochosa e por superfícies de descontinuidades que o compartimentam, o cálculo da sua resistência pode ser feita através de métodos empíricos, tais como, o método de Hoek e Brown. Apesar disso, os ensaios “in situ” e laboratoriais devem sempre ser tidos em conta.

Este critério de resistência foi desenvolvido através de dados experimentais, tendo, também, por base, a teoria original de Griffith e a versão actual desse mesmo critério está representada na seguinte expressão:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (4.1)$$

Nesta expressão, σ'_1 e σ'_3 são respectivamente as tensões efectivas máxima e mínima na rotura, m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i (parâmetro utilizado na expressão para as rochas intactas), s e a são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso e σ_c é a resistência à compressão simples da rocha.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado GSI (Geological) que fornece um parâmetro geotécnico que pode variar

¹ Retirado de um documento elaborado pelo professor Luís Ribeiro e Sousa, designado por “Classificações Empíricas”

entre 0 e 100 (Fig.4.4). Este sistema baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso depende das propriedades da rocha intacta e também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão.

O parâmetro GSI pode ser facilmente calculado através de correlações com os sistemas de classificação do maciço rochoso, calculados atrás, ou recorrendo à Fig.4.4 :

- através do sistema RMR (para maciços com $RMR \geq 23$),

$$GSI = RMR - 5 \quad (4.2)$$

- a partir do sistema Q (para maciços com $RMR < 23$), $GSI = \ln(Q') + 44$, em que

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (4.3)$$

- recorrendo à Fig.4.4.

A partir do momento que é conhecido o valor do GSI, é possível calcular os restantes parâmetros:

$$m_b = m_i \times e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad (4.4)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad (4.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (4.6)$$

onde D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões (Fig.4.5) e m_i é obtido a partir da Fig.4.6.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX - GSI		CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES									
Índice Geológico de Resistência - maciços diaclásados (Hoek e Marinos, 2000)											
A partir da litologia, da estrutura do maciço e das características das superfícies das descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não se deve ser demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI = 33-37, que afirmar que GSI = 35). É de referir que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorrem descontinuidades desfavoravelmente orientadas, estas determinam o comportamento da escavação. No caso de descontinuidades com preenchimento que se possam deteriorar com a presença de água, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A acção da pressão da água é analisada em função de tensões efectivas.											
GEOESTRUTURA		QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES →									
	INTACTA OU MACIÇA - rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.										
	COMPARTIMENTADO ("blocky") - maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.										
	MUITO COMPARTIMENTADO ("very blocky") - maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi-facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.										
	COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO ("blocky/disturbed") - dobrado e/ou com presença de falhas, com blocos angulares definidos por várias famílias de descontinuidades. Persistência de xistosidade ou planos de fraqueza.										
	DESINTEGRADO - maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados.										
	FOLIADO/LAMINADO - maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.										
↙ INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA •											
		90	80	70	60	50	40	30	20	10	5

Fig. 4.4 - Determinação aproximada do valor do GSI [15]

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor de D sugerido
	Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	D = 0
	Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel. Quando existem levantamentos importantes do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada a menos que um aterro provisório seja colocado como se mostra na figura.	D = 0 D = 0,5 (sem aterro provisório)
	Rebentamentos de muito baixa qualidade num maciço muito rijo resulta em perturbações locais graves, numa extensão de 2 a 3 metros, no maciço rochoso circundante.	D = 0,8

Fig. 4.5 – Orientações para a escolha do valor de D [15]

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 1
			Grauwaque (18)			
	Não-clástica	Orgânico	Giz (18) Carvão (8-21)			
		Carbonatado	Bréchia (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Químico		Gesso 16	Anidrite 13	
	Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Cornubana (19)	Quartzite 24
Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)		
Foliada *		Gnaiss 33	Xisto (10)	Filita (10)	Ardósia 9	
Ígnea	Clara	Granito 33		Riolite (16)	Obsidiana (19)	
		Granodiorito (30)		Dacite (17)		
		Diorito (28)		Andesite 19		
	Escura	Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)		
		Norite 22				
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brechia (18)	Tufo (15)	

Fig. 4.6 – Estimativa do valor de m_i (adaptado de [15])

Para conseguir conhecer os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) do critério de Coulomb, o que se torna necessário quando o software não incorpora o critério de Hoek e Brown, é necessário proceder à seguinte sequência de cálculo²:

- 1) Calcular a resistência do maciço rochoso;

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \times \frac{(m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \times (m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \times (1 + a) \cdot (2 + a)} \quad (4.7)$$

- 2) Encontrar o valor de $\sigma'_{3máx}$ (H é a profundidade do túnel);

$$\frac{\sigma'_{3máx}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \times \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0,94} \quad (4.8)$$

- 3) Conhecer o valor de σ'_{3n} ;

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3máx}}{\sigma_c} \quad (4.9)$$

² Informação obtida através do site www.rocscience.com/hoek

4) Calcular os valores da coesão e do ângulo de atrito;

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (4.10)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \cdot [(1+2 \cdot a) \cdot s + (1+a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{1 + \left(6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a) \cdot (2+a))}} \quad (4.11)$$

Para obter o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_M), Hoek et al. (2002) propuseram as seguintes expressões:

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}, \sigma_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}, \sigma_c > 100 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

Convém relembrar que o critério de rotura Hoek – Brown assume que a rocha e o maciço rochoso se comportam como um material isótropo e utiliza uma aproximação de meio contínuo.

4.7. RESULTADOS DO SISTEMA GSI

- Sondagem BD1 (parâmetro GSI calculado através do valor de RMR)

Quadro 4.19 – Resultados do sistema GSI para a sondagem BD1

Mínimo		Máximo	
<i>UCS(MPa)</i>	78	<i>UCS(MPa)</i>	78
<i>GSI</i>	64	<i>GSI</i>	80
<i>m_i</i>	33	<i>m_i</i>	33
<i>m_b</i>	9,123	<i>m_b</i>	16,155
<i>s</i>	0,0183	<i>s</i>	0,1084
<i>a</i>	0,502	<i>a</i>	0,501
<i>φ'</i>	45,01	<i>φ'</i>	49,52
<i>c' (MPa)</i>	6,656	<i>c' (MPa)</i>	8,415
<i>E (GPa)</i>	26,9	<i>E (GPa)</i>	61,2

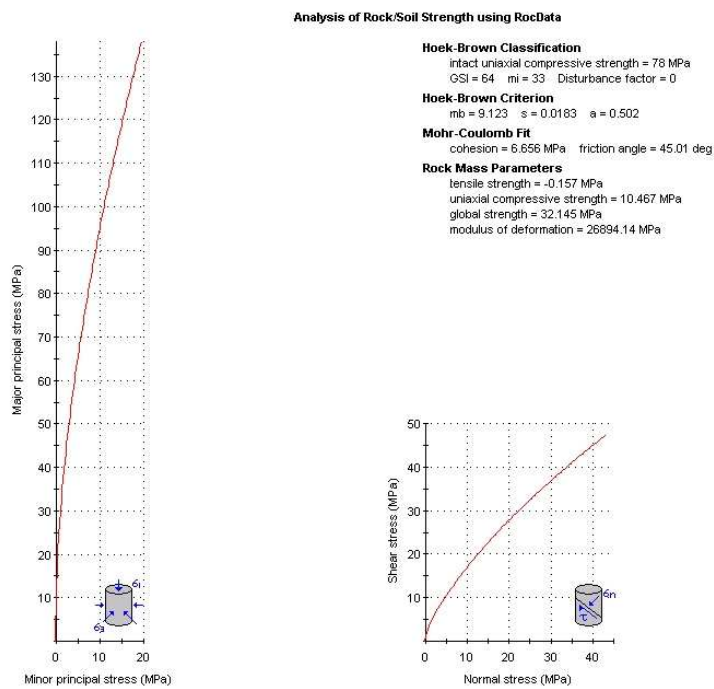


Fig. 4.7 – Dados obtidos pelo programa RocData

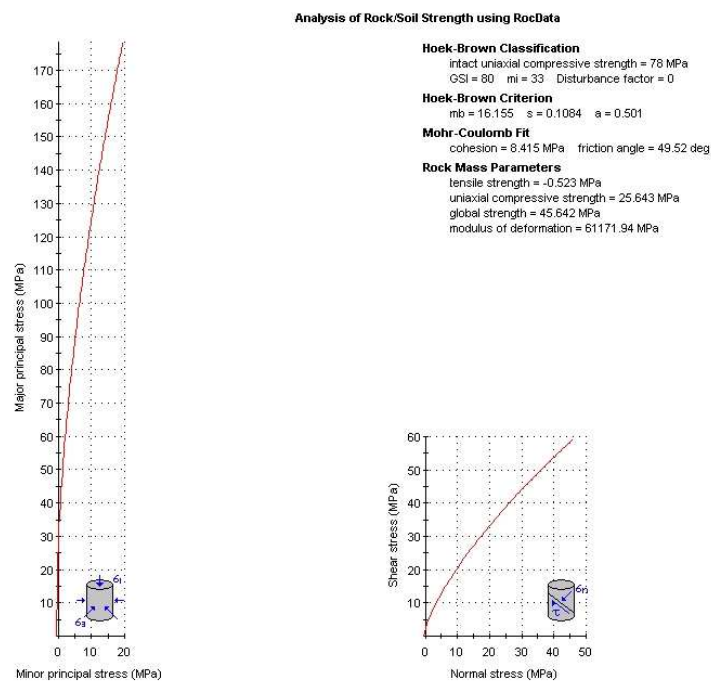


Fig. 4.8 – Dados obtidos pelo programa RocData

• **Sondagem BD2 (parâmetro GSI calculado através do valor de RMR)**

Quadro 4.20 – Resultados do sistema GSI para a sondagem BD2

	Mínimo		Máximo
$UCS(MPa)$	66,5	$UCS(MPa)$	66,5
GSI	64	GSI	80
m_i	33	m_i	33
m_b	9,123	m_b	16,155
s	0,0183	s	0,1084
a	0,502	a	0,501
Φ'	45,01	Φ'	49,52
$c' (MPa)$	5,674	$c' (MPa)$	7,174
$E (GPa)$	26,9	$E (GPa)$	61,2

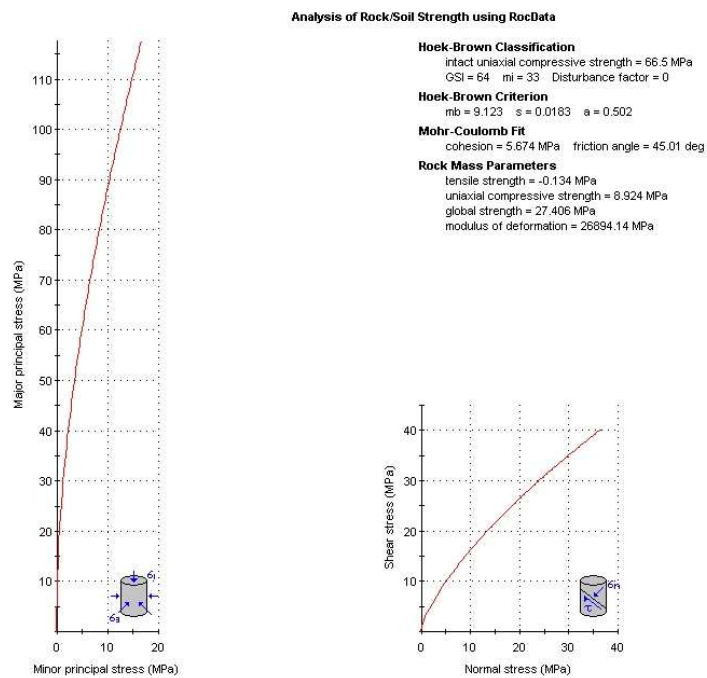


Fig. 4.9 – Dados obtidos pelo programa RocData

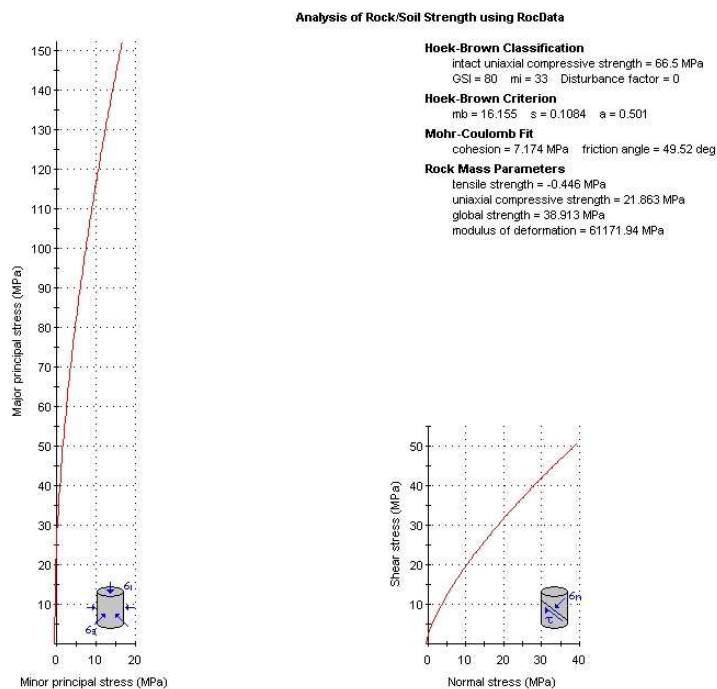


Fig. 4.10 – Dados obtidos pelo programa RocData

Como se pode concluir, a resistência à compressão uniaxial só vai influenciar no critério de Mohr-Coulomb.

Apresenta-se de seguida o valor médio do módulo de deformabilidade encontrado para os diferentes sistemas e também os valores dos parâmetros a utilizar no programa Phase2.

Quadro 4.21 - Estimativa do módulo de deformabilidade para as duas sondagens

Sistema	Sondagem BD1	Sondagem BD2
	E (GPa)	E (GPa)
Q	17	17
	31	31
RMR	30	30
	75	75
	26	24
	66	61
GSI	27	27
	61	61
Σ	333	326
Valor médio	42	41

Quadro 4.22 – Resultados dos critérios Mohr-Coulomb e Hoek & Brown

Sondagem BD1		Sondagem BD2
Tipo de Material		isotrópico
γ (kN/m ³)		27
Parâmetros elásticos	E (GPa)	42
	ν	0,15
Parâmetros relativos a Tensões (Critério Hoek & Brown Generalizado)	Tipo de material	Plástico
	σ_c (MPa)	78
	m_b (pico)	9,123
	s (pico)	0,0183
	a (pico)	0,502
	Dilatância	0
	m_b (residual)	9,123
	s (residual)	0,0183
	a (residual)	0,502

Conclui-se que estes valores são muito idênticos com os dos ensaios efectuados pelo LNEC. Para o uso dos sistemas de classificação de maciços rochosos é necessário classificar alguns parâmetros de difícil quantificação com a informação disponível. Este factor leva a que haja análises diferentes do problema. Assim, a obtenção de valores diferentes não significa necessariamente que a análise seja errada.

Analisando os resultados, conclui-se que a diferença entre as duas sondagens não é significativa, não se justificando a criação de dois modelos. Assim, o modelo vai ser feito usando a sondagem BD2, já que é a mais desfavorável, por apresentar uma tensão de compressão uniaxial menor.

De acordo com o ensaio triaxial, comparando o modelo de Hoek-Brown com o de Coulomb, verifica-se que o modelo de Hoek-Brown se adapta melhor, dando valores mais próximos com os verificados no ensaio, indo de encontro ao referido já neste trabalho.

5

ANÁLISE DE ESTABILIDADE LOCAL E GLOBAL

A engenharia tem os seus fundamentos na geologia e no comportamento mecânico dos solos e das rochas. Inclui o conhecimento de técnicas de investigação do maciço, tanto mecânicas como geofísicas, assim como métodos de análise e modelação do terreno.

A metodologia a seguir pode-se definir, em traços gerais, da seguinte maneira:

1. Identificação de materiais e processos. Definição de geomorfologia, litologia e condições do regime de percolação no maciço.
2. Investigação geológica-geotécnica do maciço.
3. Distribuição espacial de camadas com diferentes características e de descontinuidades.
4. Condições hidrogeológicas, ambientais e de estado de tensão inicial no maciço.
5. Caracterização de propriedades geomecânicas, hidrogeológicas e químicas.
6. Caracterização dos materiais usados na construção e estudo de medidas necessárias para a minimização de impactes ambientais.
7. Comportamento e evolução expectável do maciço ao longo do tempo, após a execução do projecto.
8. Determinação de parâmetros necessários para a análise de estabilidade da escavação.
9. Considerações a ter em conta face a riscos geológicos e impactes ambientais.
10. Verificação e adaptação dos resultados do projecto, às condições geológica-geotécnicas encontradas na obra. Monitorização da obra.

Para que esta sequência se cumpra com sucesso, é muito útil a definição de três modelos que servirão de guia e base para a abordagem do projecto:

- Modelo geológico;
- Modelo geomecânico;
- Modelo geotécnico de comportamento.

O modelo geológico representa a distribuição espacial de camadas de maciço com diferentes características, descontinuidades, dados geomorfológicos e hidrogeológicos, entre outros, presentes na área de intervenção do projecto.

O modelo geomecânico representa a caracterização geotécnica e hidrogeológica do maciço e a sua classificação geomecânica.

O modelo geotécnico de comportamento representa a resposta do maciço durante a construção e depois da mesma.

Neste trabalho já se abordaram e analisaram todos os assuntos necessários para a criação dos dois primeiros modelos, em capítulos anteriores, faltando apenas o último modelo. Assim, neste capítulo, vai ser feita uma análise à estabilidade local e global da zona de intervenção, permitindo, através das mesmas, obter resultados para as respostas do maciço rochoso durante e após a construção da caverna central.



Fig. 5.1 – Vista do Aproveitamento Hidroeléctrico do Picote (Cortesia de Patrícia Matos)

5.1. ESTABILIDADE LOCAL

Um dos parâmetros críticos na escavação de uma caverna em profundidade, em maciço rochoso, é a criação de cunhas instáveis através da intersecção de descontinuidades, como já foi referido no capítulo 3.

A forma e volume das cunhas instáveis que se formam no maciço rochoso só se podem visualizar num modelo tridimensional, no entanto, para uma primeira análise, estimando a necessidade de suporte da escavação, um modelo 2-D permite uma boa análise.

Na figura 5.2 são demonstrados três tipos de formação de cunhas instáveis na fronteira da escavação.

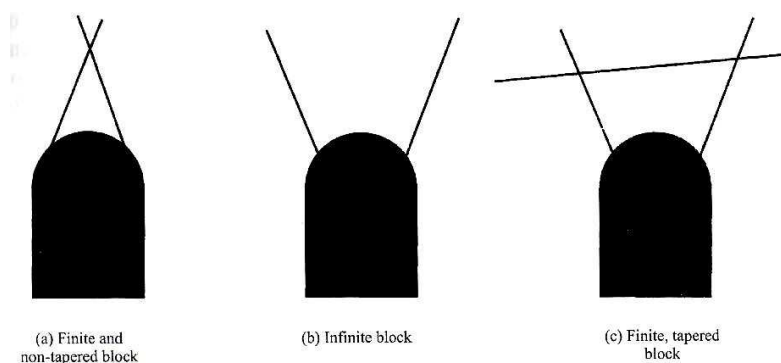


Fig. 5.2 – Diferentes tipos de formação de cunhas [2]

A análise da estabilidade local do maciço neste trabalho, é feita através do software desenvolvido pela Rocscience, Unwedge.

Para uma melhor compreensão e análise dos resultados, apresentam-se alguns pressupostos e limitações do programa:

- O programa deve ser usado para análise de cunhas instáveis em redor da escavação construída em maciço rochoso com descontinuidades, não havendo rotura do mesmo. O programa assume que os deslocamentos se dão ao longo das descontinuidades, com a cunha instável a mover-se como um corpo rígido, sem deformações nem rotura.
- As cunhas são tetraédricas e são definidas pela intersecção de três descontinuidades. Só é possível analisar cunhas formadas por 3 descontinuidades ao mesmo tempo. Quando há mais descontinuidades, o programa permite combiná-las entre si e dar as combinações mais desfavoráveis em relação a vários parâmetros. É, no entanto, aconselhável a consideração de todas as combinações possíveis.
- A superfície das descontinuidades é considerada planar.
- As descontinuidades podem ocorrer em qualquer zona do maciço rochoso.
- A análise das cunhas definida pelo programa só tem em conta o campo de forças gravítico, logo, o estado de tensão do maciço não é considerado. Este pressuposto do programa, apesar de irrealista, leva à obtenção de factores de segurança menores, logo, torna a análise conservativa. No entanto, se o utilizador desejar, pode-se definir o estado de tensão do maciço rochoso.
- O programa calcula as cunhas instáveis com maior volume, por defeito. Há, no entanto, uma opção que permite a caracterização de cada descontinuidade em relação à sua dimensão e continuidade.

Para a obtenção de factores de segurança que dêem a garantia de uma escavação segura ao utilizador, o programa permite a instalação de suportes na escavação, tais como, betão projectado e pregagens. Para além disso, através da opção “Add pressure”, é possível estimar o suporte necessário para alcançar um factor de segurança previamente estipulado no programa, indo de encontro com o que o utilizador pretende da simulação.

5.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Para a análise da estabilidade global recorreu-se ao programa Phases, desenvolvido pela Rocscience. O programa permite a criação de modelos bidimensionais com o objectivo de conhecer o comportamento do maciço rochoso e da interacção deste com o suporte instalado em determinada escavação.

Este programa utiliza a formulação do Método dos Elementos Finitos, que constitui actualmente o melhor e mais usado método de previsão do comportamento de estruturas em engenharia.

Citando Eduardo Fortunato^[6] (1994), a aplicação do Método dos Elementos Finitos pode sintetizar-se em cinco passos fundamentais, seguidamente referidos.

a) Discretização do meio contínuo

A discretização do meio contínuo passa pela divisão em pequenas porções do espaço físico em estudo, o que é conseguido através de elementos tratados individualmente, com propriedades físicas e mecânicas eventualmente distintas e com uma formulação própria, dependendo do tipo de elemento usado.

b) Selecção das funções de forma

O comportamento do elemento é definido pelas funções de forma que constituem a definição da variação das incógnitas no interior de cada elemento em função da variação nodal dessas mesmas incógnitas. Pode obter-se uma maior aproximação da solução numérica dum meio contínuo diminuindo a dimensão dos elementos, e consequentemente aumentando o seu número, ou aumentando o grau das funções de interpolação. Neste aspecto é importante a referência ao conceito de elemento isoparamétrico, amplamente divulgado, e no qual se admite que a variação dos deslocamentos no interior do elemento pode ser expressa pelas mesmas funções de forma que são utilizadas para a definição da geometria do elemento.

c) Formulação das equações

São utilizados diferentes métodos para a formulação das equações que regem o comportamento dos sistemas. Entre eles estão os métodos variacional e residual. Métodos residuais como o método de Galerkin são em geral apropriados ao tratamento de problemas com equações lineares e não lineares. No método dos deslocamentos, em que as incógnitas a determinar são os deslocamentos em cada elemento, as equações que conduzem à sua obtenção são formuladas usando métodos variacionais baseados no princípio da energia potencial mínima.

O uso de qualquer dos processos conduz à equação elementar que rege o comportamento de um sistema solicitado por um conjunto de forças exteriores,

$$[K]\{q\} = \{Q\} \quad (5.1)$$

Constituindo, no caso da análise estrutural, $[K]$ a matriz de rigidez, $\{Q\}$ o vector das forças nodais e $\{q\}$ o vector dos deslocamentos nodais.

A maioria dos problemas de geotecnia é formulada usando o método dos deslocamentos que proporciona um número de equações e uma largura de banda na matriz de rigidez inferior ao proporcionado por outros métodos e também porque são relativamente fáceis de estabelecer as funções de aproximação que satisfazem as condições de compatibilidade.

d) Formação da matriz de rigidez global

Para cada elemento que constitui a estrutura é necessário determinar a matriz de rigidez $[K]$ obtida das leis constitutivas dos materiais e das funções de interpolação. Para cada elemento obtém-se uma equação do tipo da equação (5.1), cuja combinação adequada conduz ao sistema de equações que rege o comportamento da estrutura. É de notar que neste processo é assegurada a condição física fundamental de manter a estrutura contínua, o que equivale a dizer que se impõe a compatibilidade de deslocamentos nos pontos nodais em elementos adjacentes. Para que a resolução do sistema de equações diferenciais (5.1) tenha solução única é necessário impôr as condições de fronteira do domínio.

e) Determinação das incógnitas do sistema

No método dos deslocamentos as incógnitas directas são os deslocamentos nodais, a partir dos quais se determinam as tensões e deformações.

Através deste método, o comportamento global das estruturas e dos diferentes materiais envolvidos pode ser avaliado com elevado grau de fiabilidade fazendo uma simulação geométrica e mecânica do meio.

5.3. SUPORTE PARA ESCAVAÇÕES EM MACIÇO ROCHOSO

5.3.1. SUPORTE PRIMÁRIO

A instalação do suporte primário de obras subterrâneas, também denominado de provisório ou temporário, é uma fase construtiva de extrema importância na execução de qualquer obra deste índole. Apesar de ser conhecido como suporte provisório, na maioria das obras subterrâneas, o suporte permanece instalado por todo o período de vida da obra, já que não é retirado aquando da instalação do suporte secundário ou definitivo. Sendo assim, este suporte tem duas hipóteses possíveis:

- Pode ser considerado apenas para a fase construtiva, deixando depois de actuar, exemplo de ancoragens desactivadas após o término da construção e consequente instalação do suporte definitivo;
- Pode garantir a sua actividade ao longo da obra, minimizando a quantidade necessária de suporte definitivo.

Em obras da dimensão da caverna central do Picote, os sistemas de suporte primário com utilização corrente compreendem pregagens e ancoragens, rede metálica (malhasol) e betão projectado com fibras.



Fig. 5.3 – Fase de contenção, na escavação da abóbada da central do Picote (Cortesia de Patrícia Matos)

5.3.1.1. Pregagens e Ancoragens

As pregagens diferem das ancoragens, fundamentalmente, pela dimensão envolvida do maciço a sustentar. A função primordial das pregagens é o suporte de cunhas instáveis, logo, com uma função pontual. Já as ancoragens destinam-se a fornecer ao maciço uma acção de confinamento que permite aproveitar as suas características próprias de sustentação.

As pregagens são aplicadas a maciços autosustentados, em que existam instabilidades apenas em blocos esporádicos. Este tipo de suporte está directamente dependente da observação e execução podendo, por necessidade, existir no mesmo maciço, zonas com poucas pregagens e zonas com elevada densidade destes elementos.

Este suporte exige um estudo prévio de formação de cunhas instáveis no maciço rochoso para uma melhor distribuição do suporte, já que depende de factores de elevada variabilidade, como o grau de fracturação natural. Ao longo da escavação é um suporte de grande utilidade, devido a possíveis implicações do método de escavação na fracturação do maciço que circunda a abertura, actuando, onde necessário, de uma forma rápida e eficaz.

Em relação às ancoragens, são aplicadas pontualmente também, no entanto têm uma acção global, que envolve toda a periferia da escavação. A sua aplicação é feita, fundamentalmente, em maciços plastificados. A acção das ancoragens pode-se distinguir sob dois prismas diferentes: o suporte, por suspensão, de uma espessura de rocha plastificada com recurso à rocha exterior mais resistente, ou a consolidação da zona plastificada em que as ancoragens actuam apenas no interior desta zona.



Fig. 5.4 – Vista de pregagens

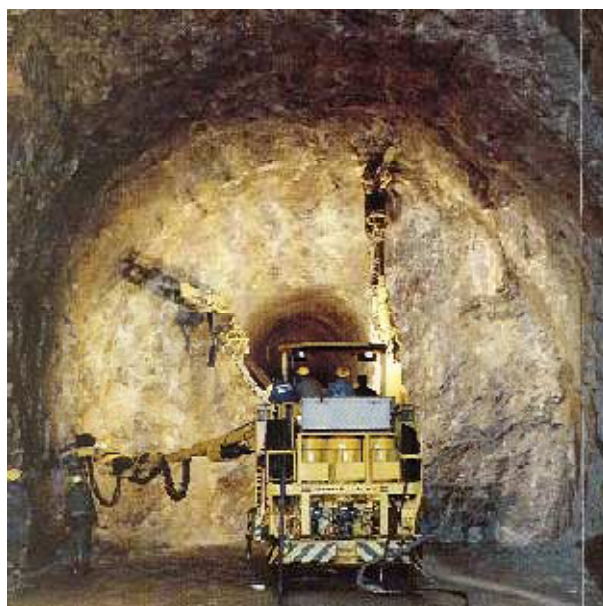


Fig. 5.5 – Jumbo hidráulico de três braços (adaptado de [13])

5.3.1.2. Betão projectado

O betão projectado desempenha um papel primordial na sustentação a curto prazo das frentes e perímetro de obras subterrâneas, como tal, é um elemento usado em quase todas as obras deste tipo. A

aplicação de sucessivas camadas de betão projectado com fibras é uma metodologia favorável no controlo das convergências em obras subterrâneas, constituindo assim um acréscimo gradual no reforço do suporte primário, de acordo com as necessidades evidenciadas pela instrumentação.

O betão projectado pode ser definido como *betão mecanicamente projectado contra uma superfície a grandes velocidades*.

A partir dos anos 70, o betão projectado com fibras é alvo de vários estudos com o intuito de estudar o seu comportamento, comparando-o com o betão projectado com malhasol.

Este material começou a ser usado um pouco por toda a parte do mundo em vários tipos de obra, com maior incidência em obras subterrâneas.

O betão projectado com malhasol tem algumas desvantagens em relação a este material, tais como, a dificuldade da instalação da malha, o tempo gasto com este processo e o custo do mesmo. Para além disso, podem-se verificar problemas na ligação do betão com a malha e criar zonas com menor resistência devido a problemas de instalação da malha.

As fibras de aço usadas em betão têm uma esbelteza (razão comprimento/diâmetro) entre 20 e 100 e são suficientemente pequenas para que se possam dispersar facilmente.

As características do aço, a esbelteza e a forma da fibra, são propriedades que têm de ser analisadas para a escolha do tipo de fibra: a esbelteza e a forma são fundamentais para a aderência.

A Fig. 5.6 mostra o tipo de fibras usado em betão projectado.



Fig. 5.6 – Tipo de fibras usadas em betão projectado

As propriedades do betão mudam quando este contém fibras. Quando solicitado por uma carga estática, as fibras transmitem ao betão uma certa ductilidade, após a rotura. A ductilidade é função da aderência da fibra e da quantidade de fibras.

Quanto à flexão, a presença de fibras no betão permite uma melhor distribuição das tensões na secção sujeita à flexão fazendo com que o eixo neutro se desloque para a zona comprimida. Quando o betão tem uma elevada percentagem de fibras, a tensão de rotura à flexão aumenta.

A presença de fibras garante melhorias de comportamento do betão em relação à tracção e à resistência ao corte. Estas melhorias dependem muito da percentagem de fibras e do seu alinhamento. Em relação ao corte, a presença de fibras permite uma distribuição aleatória das mesmas, situadas muito perto umas das outras, traduzindo-se em menores aberturas de fissuras.

O comportamento do betão em relação à fadiga, fluência e retracção também melhora, sendo o seu melhoramento proporcional à quantidade de fibras existentes no betão.

Assim, o comportamento sob a acção de cargas dinâmicas ou estáticas de um betão com fibras pode ser muito diferente do comportamento do betão sem fibras, dependendo da composição do betão, do tipo e dosagem de fibras.

No caso da acção actuante ser uma carga dinâmica, no betão com fibras, o impacto produz uma fendilhação localizada sem que o restante betão seja afectado, ao contrário do que acontece no betão sem fibras em que o betão poderá ficar totalmente fraccionado.

Sob a acção de uma carga estática gradualmente crescente, depois de atingido o pico de carga, o betão com fibras mantém a integridade apesar de fissurado e com deformações consideráveis. No betão sem fibras, após o pico de carga e a primeira fissura, ele separar-se-á em bocados.

Para o betão projectado, a melhor maneira de avaliar a capacidade para absorver a energia do betão com fibras é por ensaios de flexão feitos sobre placa. As figuras 5.7 e 5.8 mostram as placas ensaiadas de betão com malhasol e com fibras, sendo visíveis os diferentes comportamentos.

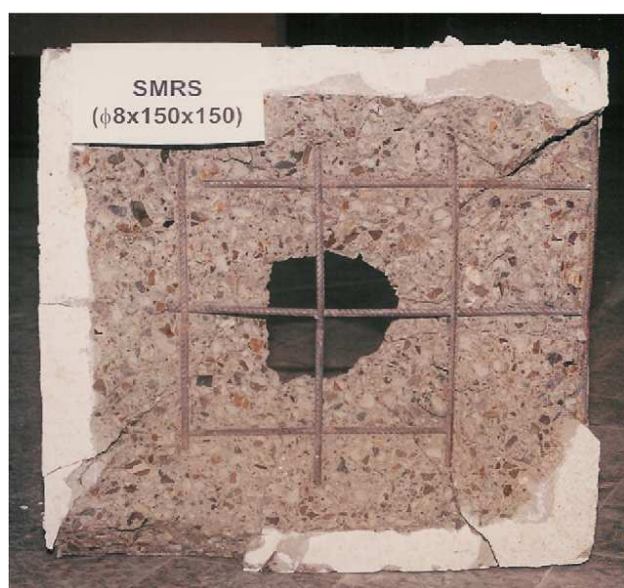


Fig. 5.7 - Placa de betão projectado com malhasol após ensaio de flexão [10]

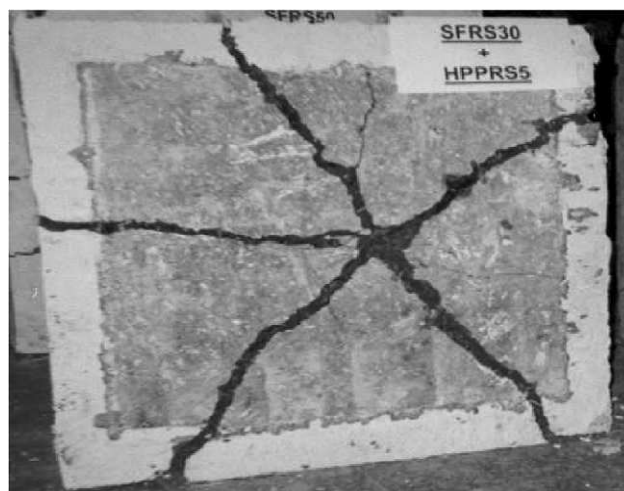


Fig. 5.8 – Placa de betão projectado com fibras após ensaio de flexão [10]

Através deste ensaio foi possível comparar o comportamento do betão projectado associado a malhasol com o betão projectado com fibras, em relação à *tensão de rotura vs deformação*. O ensaio foi feito sobre três placas diferentes, apresentadas da seguinte maneira na Fig. 5.9:

- Betão projectado com malhasol - SMRS
- Betão projectado com fibras (35 kg de fibras por m³ de betão) – SFRS 35
- Betão projectado com fibras (50 kg/m³) – SFRS 50

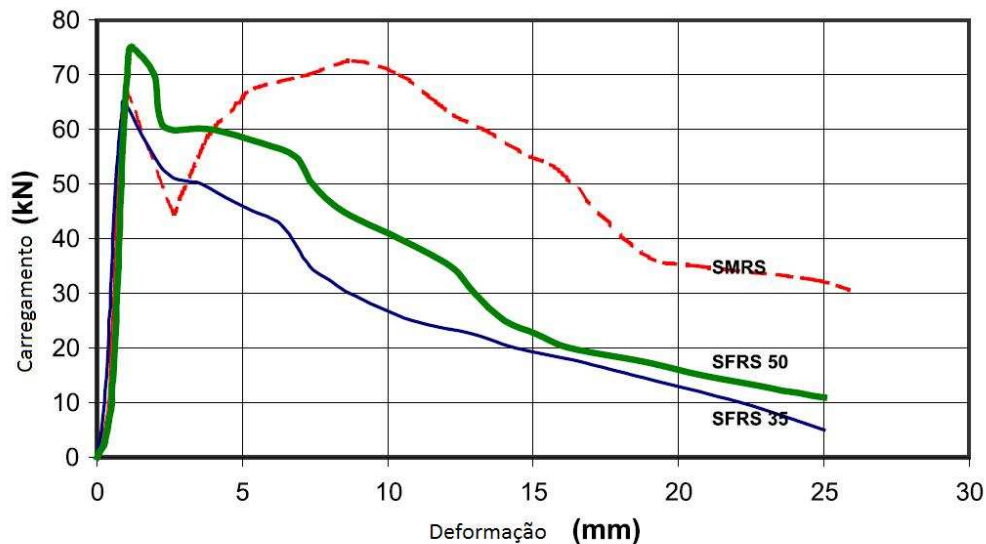


Fig. 5.9 – Resultados do ensaio de flexão sobre placa (adaptado de [10])

Como se pode ver através da Fig. 5.9, a resistência de pico do betão projectado com fibras atinge o seu valor para deformações muito baixas. O betão projectado com malhasol atinge um primeiro pico para uma deformação baixa, sofrendo depois um declínio de tensão até atingir os 2,5mm de deformação, aumentando, a partir daí, até o seu pico de resistência, atingido por volta dos 9mm de deformação, sendo, no entanto, inferior do que a placa de betão com fibras SFRS 50. O comportamento do betão projectado com malhasol é melhor a partir do momento em que se entra na zona plástica, aguentando maiores cargas do que as outras duas placas. Após 25mm de deformação, verifica-se uma absorção de energia 1,5 vezes maior para a placa SMRS em relação á SFRS 50.



Fig. 5.10 – Aplicação de betão projectado [31]



Fig. 5.11 – Sistema de drenagem no betão projectado [31]

5.3.1.3. Suporte primário usado na caverna da central do Picote

Neste projecto, o suporte primário foi feito através de:

- Pregagens do tipo “*Grouted dowels*”;
- Pregagens do tipo “*Swellex*”;
- Betão projectado com fibras.

As vantagens no uso do betão projectado e as suas características foram já apresentadas, faltando apresentar agora as características, vantagens e desvantagens dos dois tipos de pregagens. De salientar que o uso de pregagens do tipo “*Swellex*” não é considerado no modelo que vai ser apresentado. Estas pregagens são apenas utilizadas na eventualidade de surgirem blocos instáveis ao longo da obra que não estejam previamente identificados.

- **Pregagens do tipo “*Grouted dowels*”**

Este sistema de suporte funciona de uma forma passiva, entrando em funcionamento quando solicitado pelos movimentos do maciço rochoso, ao contrário das ancoragens, que transmitem uma força activa ao maciço rochoso.

A forma mais usual deste tipo de pregagens é a apresentada na Fig. 5.12, com uma calda de injeção que permite uma boa aderência com o varão e com o maciço rochoso. Após o processo de presa da calda de injeção estar concluído, é colocado a chapa, estando a pregagem pronta a ser solicitada a partir deste momento.

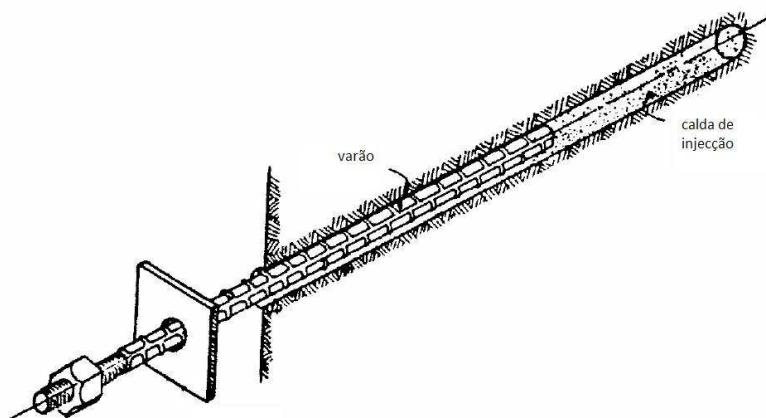


Fig. 5.12 – Pregagem do tipo “*grouted dowel*” (adaptado de [3])

Apresenta-se, de seguida, um conjunto de vantagens e desvantagens relacionadas com este tipo de pregagens:

- Vantagens:
 - a Este tipo de pregagens, quando devidamente instaladas, representa um sistema seguro e duradouro de suporte ao maciço rochoso.
 - b Os efeitos corrosivos são mínimos nestas pregagens.
 - c As pregagens resistem a altas tensões e em maciços rochosos de qualidade diversa.
- Desvantagens:
 - a A calda de injeção necessita de vários dias para concluir o processo de presa, sendo só a partir dessa altura que poderá estar sujeita a solicitações do maciço rochoso.

- b É muito difícil controlar a qualidade da calda de injeção para que as suas propriedades se mantenham constantes.

- **Pregagens do tipo “Swellex”**

As pregagens “Swellex” foram desenvolvidas pela “Atlas Copco” entre 1977 e 1980. Após um estudo minucioso e exaustivo em relação ao funcionamento das pregagens, em 1982 foram postas no mercado. As áreas que mais usufruíram e ainda usufruem deste sistema são a engenharia mineira e a engenharia civil relacionada com obras subterrâneas.

O funcionamento das pregagens “Swellex” baseia-se na resistência conferida pela fricção entre a pregagem e o maciço rochoso em contacto com a mesma. É aberto um furo no maciço rochoso, ao que se segue a introdução de um tubo em aço no furo. A Fig. 5.13 mostra o processo de instalação das “Swellex”.

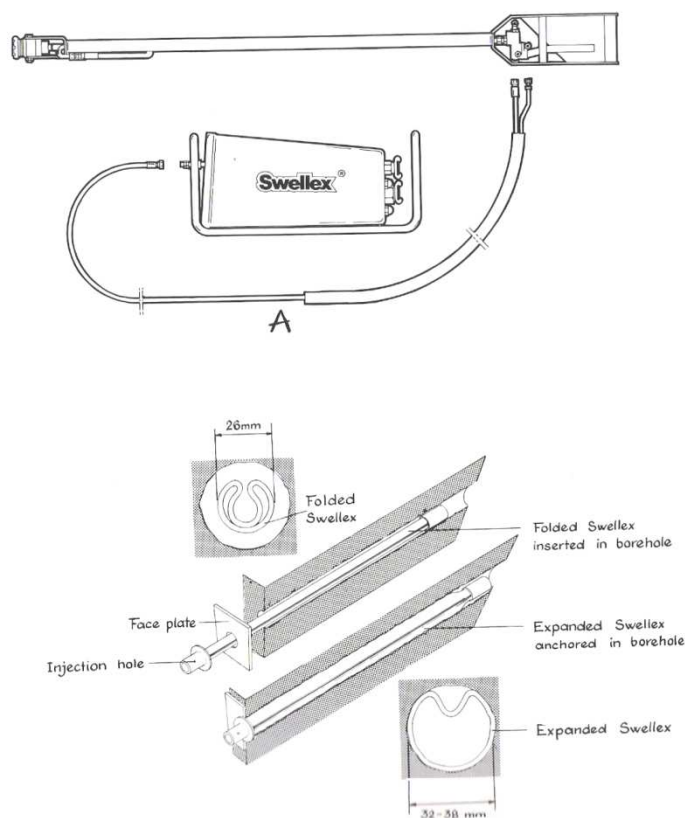
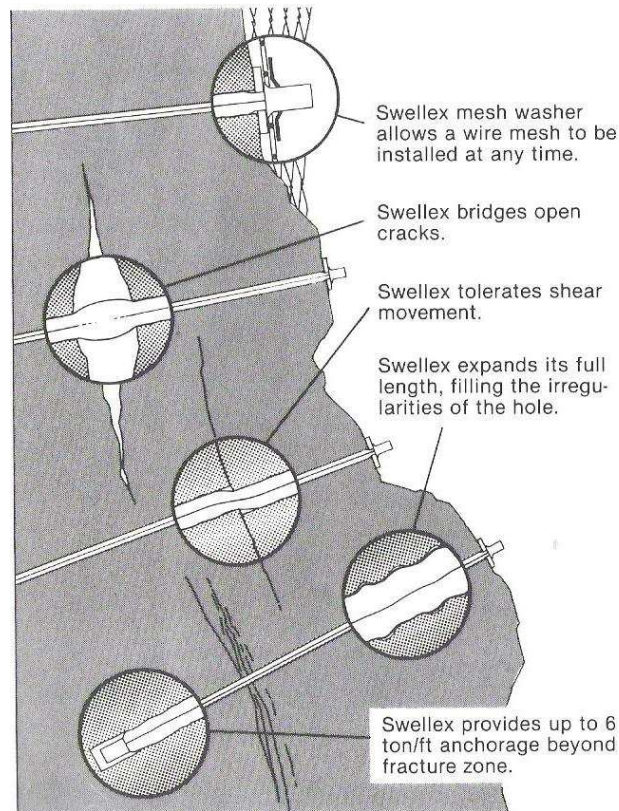


Fig. 5.13 – Processo de instalação das “Swellex” (adaptado de [3])



Fig. 5.14 – Enchimento das pregagens “Swellex” com água a alta pressão [42]

A pregagem entra em funcionamento após a expansão do tubo de aço, até entrar em contacto com o maciço rochoso. Esta expansão deve-se à introdução de água a grande pressão, cerca de 30 MPa, no interior do tubo.



5.15 – Comportamento das “Swellex” em diversas situações [3]

Apresentam-se de seguida, as vantagens e desvantagens deste sistema:

- Vantagens:
 - a Instalação simples e rápida;
 - b Entra em funcionamento logo após a sua instalação;
 - c Pode ser usado em maciços rochosos em diferentes condições;
 - d A instalação das pregagens implica uma contracção do tubo, o que assegura a tensão existente entre a chapa e o maciço rochoso.
- Desvantagens:
 - a É um sistema dispendioso;
 - b Necessita de um tratamento cuidado em relação à corrosão, caso seja usado como sistema definitivo de suporte.

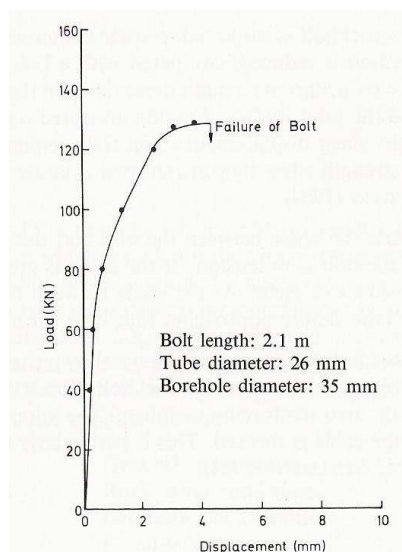


Fig. 5.16 – Gráfico das pregagens “Swelllex” – Carregamento vs deslocamento [3]

5.3.2. SUPORTE DEFINITIVO

O suporte secundário, ou definitivo, usado na abóbada da central do Picote consiste numa estrutura de betão, de difícil execução devido à sua forma geométrica. Este revestimento é aplicado sobre o sistema de suporte primário. Para além do arco de betão, o suporte primário usado nos hasteais também deverá funcionar ao longo do tempo, tendo funções de suporte definitivo.

Assim, para os cálculos do revestimento, os sistemas de suporte primário devem ser levados em consideração, com vista a otimizar o suporte global e a minorar os custos.

A execução do revestimento final pode decorrer durante os trabalhos de escavação ou no final destes, dependendo da finalidade da obra, da competência do suporte primário, dos ciclos de trabalho e das secções disponíveis. Este condicionalismo deve ser conhecido antecipadamente, com vista a adequar o sistema de suporte primário ao período de tempo e às solicitações de que vai ser alvo.

No caso da caverna central do Picote, o arco de betão vai ser executado sem interregno dos trabalhos de escavação, como se poderá ver mais à frente, no modelo, do programa Phases, que corresponde ao faseamento construtivo levado a cabo na construção da central.

Segundo Estefanía Puebla (1997)³, a finalidade do revestimento secundário assenta nos seguintes objectivos:

- Função resistente, para assegurar a estabilidade a longo prazo;
- Impermeabilização, impedir fluxo de água para o interior do túnel;
- Estética, conferir ao túnel um aspecto regular e uniforme de acabamento final;
- Funcional, conferir as necessárias características de serviço, no que se refere à melhoria da eficiência da ventilação e iluminação (túneis rodoviários) ou da capacidade hidráulica (túneis de saneamento ou abastecimento).

O cálculo do revestimento definitivo pode ser efectuado através de métodos computacionais diversos.

³ Adaptado de “A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos”^[7]

5.4. APLICAÇÃO DO PROGRAMA UNWEDGE

5.4.1. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

O programa Unwedge foi utilizado com o objectivo de verificar o suporte necessário para que a estabilidade local da central do Picote seja garantida. Esse objectivo foi alcançado através de várias simulações, variando os parâmetros de “input” do programa. A análise paramétrica consistiu nas combinações possíveis de famílias presentes no maciço rochoso e também no suporte utilizado. Assim, para cada combinação possível, os seguintes cenários foram analisados:

- Sem suporte;
- Com betão projectado;
- Com pregagens
 - a $\Phi 25$; A400;
 - b $\Phi 32$; A400;
 - c $\Phi 25$; A500;
 - d $\Phi 32$; A500;
- Com betão projectado + pregagens (incluindo todas as hipóteses).

5.4.2. DADOS “INPUT” DO PROGRAMA

Na pág. 31 (Capítulo 4), é feita a análise e caracterização das famílias de descontinuidades presentes no maciço rochoso. Do levantamento feito resultou a identificação de três famílias mais representativas e duas famílias raras. Estas duas famílias raras (F4 e F5) são sub-famílias da família F2. Isto implica que, quando se fizerem as combinações de famílias no programa Unwedge, só uma das três famílias (F2, F4 ou F5) pode estar presente numa simulação, já que, como foi explicado anteriormente, o programa só analisa três famílias de cada vez. As características resistentes de cada família de descontinuidade, são as seguintes:

- Família F1

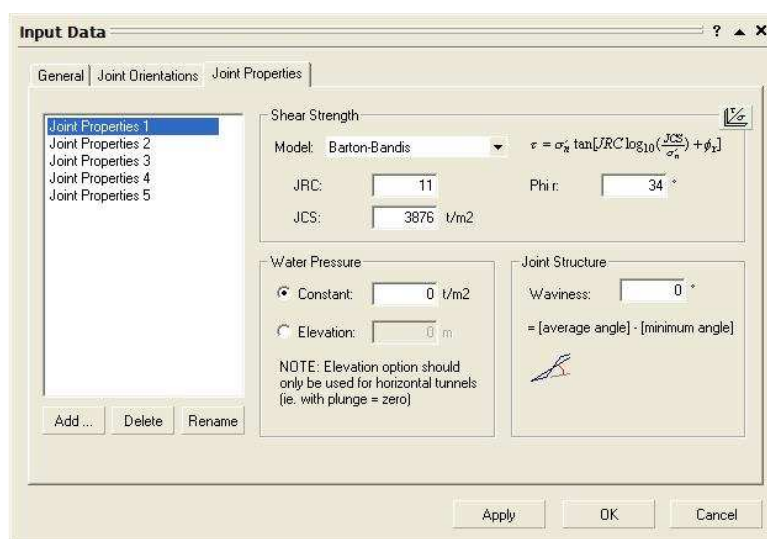


Fig. 5.17 – Características da Família F1 inseridas no programa Unwedge

- Família F2

Input Data

General | Joint Orientations | Joint Properties

Joint Properties 1
Joint Properties 2
Joint Properties 3
Joint Properties 4
Joint Properties 5

Shear Strength

Model: Barton-Bandis $\tau = \sigma_n \tan[JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + \phi_r]$

JRC: 11 Phi r: 34 °

JCS: 3774 t/m2

Water Pressure

☒ Constant: 0 t/m2

☐ Elevation: 0 m

NOTE: Elevation option should only be used for horizontal tunnels (ie. with plunge = zero)

Joint Structure

Waviness: 0 °

= [average angle] - [minimum angle]

Add ... Delete Rename

Apply OK Cancel

Fig. 5.18 – Características da Família F2 inseridas no programa Unwedge

- Família F3

Input Data

General | Joint Orientations | Joint Properties

Joint Properties 1
Joint Properties 2
Joint Properties 3
Joint Properties 4
Joint Properties 5

Shear Strength

Model: Barton-Bandis $\tau = \sigma_n \tan[JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + \phi_r]$

JRC: 12 Phi r: 34 °

JCS: 1836 t/m2

Water Pressure

☒ Constant: 0 t/m2

☐ Elevation: 0 m

NOTE: Elevation option should only be used for horizontal tunnels (ie. with plunge = zero)

Joint Structure

Waviness: 0 °

= [average angle] - [minimum angle]

Add ... Delete Rename

Apply OK Cancel

Fig. 5.19 – Características da Família F3 inseridas no programa Unwedge

- Família F4

Input Data

General | Joint Orientations | Joint Properties

Joint Properties 1
Joint Properties 2
Joint Properties 3
Joint Properties 4
Joint Properties 5

Add ... Delete Rename

Shear Strength

Model: Barton-Bandis $\tau = \sigma_n' \tan[JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n'}) + \phi_2]$

JRC: 5 Phi: 34 °

JCS: 4692 t/m2

Water Pressure

☒ Constant: 0 t/m2

☐ Elevation: 0 m

NOTE: Elevation option should only be used for horizontal tunnels (ie. with plunge = zero)

Joint Structure

Waviness: 0 °

= [average angle] · [minimum angle]

Apply OK Cancel

Fig. 5.20 – Características da Família F4 inseridas no programa Unwedge

- Família F5

Input Data

General | Joint Orientations | Joint Properties

Joint Properties 1
Joint Properties 2
Joint Properties 3
Joint Properties 4
Joint Properties 5

Add ... Delete Rename

Shear Strength

Model: Barton-Bandis $\tau = \sigma_n' \tan[JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n'}) + \phi_2]$

JRC: 5 Phi: 34 °

JCS: 3162 t/m2

Water Pressure

☒ Constant: 0 t/m2

☐ Elevation: 0 m

NOTE: Elevation option should only be used for horizontal tunnels (ie. with plunge = zero)

Joint Structure

Waviness: 0 °

= [average angle] · [minimum angle]

Apply OK Cancel

Fig. 5.21 – Características da Família F5 inseridas no programa Unwedge

Para além das características resistentes de cada família, são também parâmetros de “input” do programa, características do maciço rochoso, características da escavação a executar e a orientação das famílias.

Fig. 5.22 – Valores “input” do programa Unwedge

Joint	Dip	Dip Direction	Properties
1	88	12	Joint Properties 1
2	78	66	Joint Properties 2
3	12	238	Joint Properties 3
4	89	104	Joint Properties 4
5	71	254	Joint Properties 5

Fig. 5.23 – Orientação das Famílias

5.4.3. COMBINAÇÕES POSSÍVEIS

O maciço rochoso tem três famílias de discontinuidades, sendo que uma delas (F2) tem duas sub-famílias. Como é sabido, o programa Unwedge só permite a análise de três famílias ao mesmo tempo, logo, há três combinações possíveis com as famílias existentes:

- Combinação 1 → F1, F2, F3;
- Combinação 2 → F1, F3, F4;
- Combinação 3 → F1, F3, F5.

Apresentam-se de seguida as combinações possíveis, com o intuito de escolher a mais desfavorável, para aprofundar o estudo sobre a mesma.

Combinação 1 (F1; F2; F3)

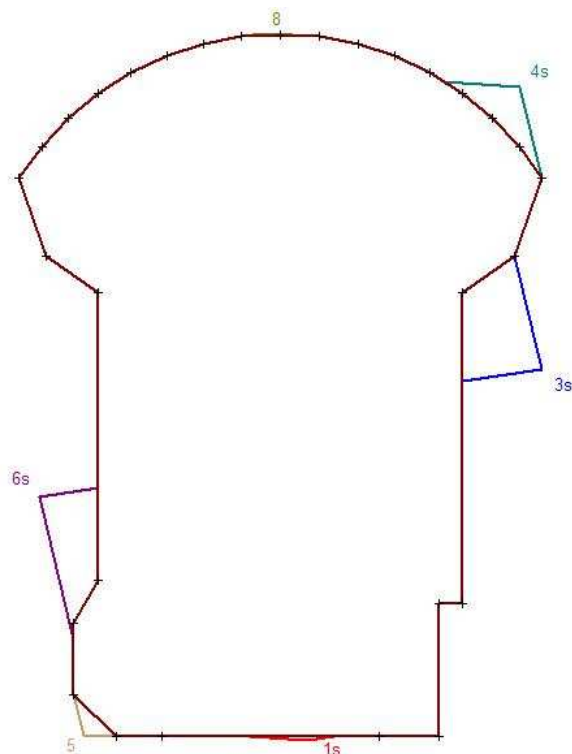


Fig. 5.24 – Formação de cunhas através da combinação 1

Quadro 5.1 – Dados retirados do programa Unwedge para a combinação 1

Identificação da cunha	Factor de Segurança	Peso da Cunha	Pressão de suporte necessária para atingir FS=1,5
Floor wedge [1]	FS: stable	Weight: 1.406 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [3]	FS: 14.239	Weight: 299.668 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [4]	FS: 0.096	Weight: 67.968 tonnes	Support Pressure: 4.65 tonnes/m2
Floor wedge [5]	FS: 109.513	Weight: 8.127 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Lower Left wedge [6]	FS: 1.169	Weight: 157.889 tonnes	Support Pressure: 0.26 tonnes/m2
Roof wedge [8]	FS: 0.000	Weight: 0.204 tonnes	Support Pressure: 0.17 tonnes/m2

Combinação 2 (F1; F3; F4)

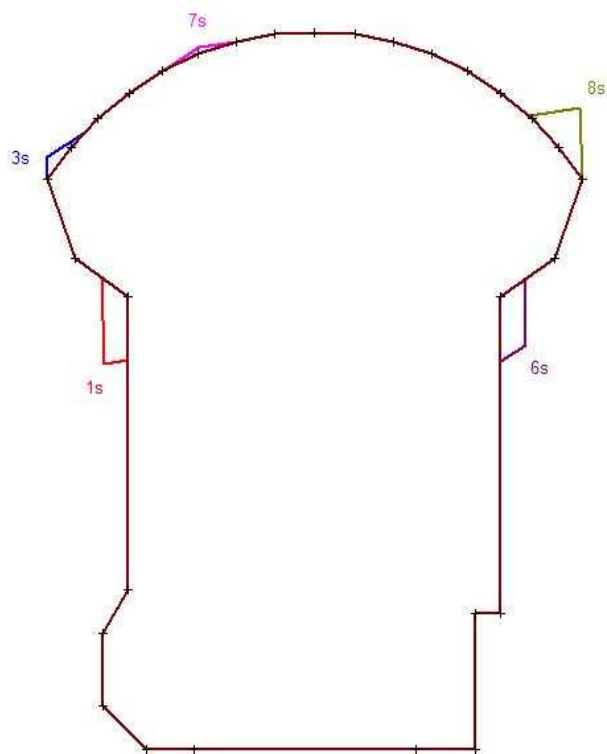


Fig. 5.25 – Formação de cunhas através da combinação 2

Quadro 5.2 – Dados retirados do programa Unwedge para a combinação 2

Identificação da cunha	Factor de Segurança	Peso da Cunha	Pressão de suporte necessária para atingir FS=1,5
Upper Left wedge [1]	FS: stable	Weight: 57.908 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Left wedge [3]	FS: 0.131	Weight: 6.546 tonnes	Support Pressure: 0.48 tonnes/m2
Upper Right wedge [6]	FS: 8.695	Weight: 46.792 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Roof wedge [7]	FS: 0.031	Weight: 2.555 tonnes	Support Pressure: 0.33 tonnes/m2
Upper Right wedge [8]	FS: 0.000	Weight: 55.409 tonnes	Support Pressure: 5.32 tonnes/m2

Combinação 3 (F1; F3; F5)

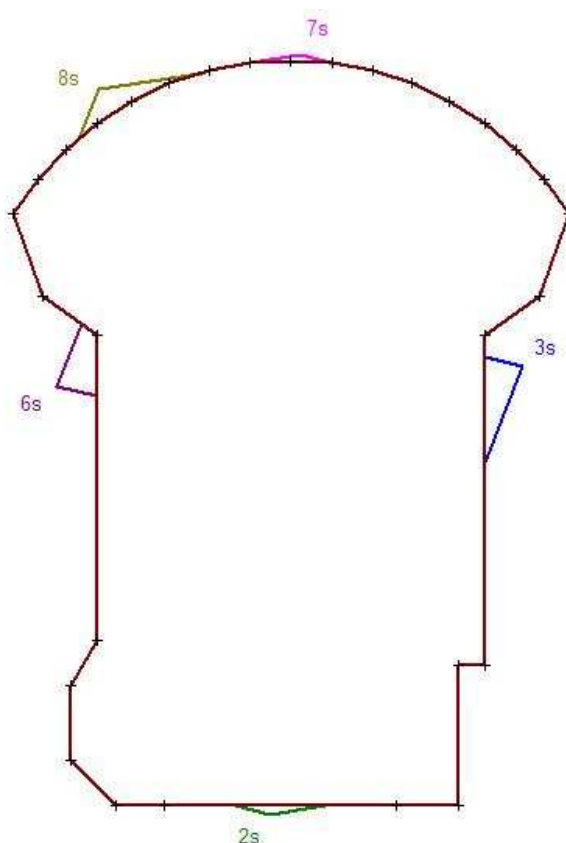


Fig. 5.26 – Formação de cunhas através da combinação 3

Quadro 5.3 – Dados retirados do programa Unwedge para a combinação 3

Identificação da cunha	Factor de Segurança	Peso da Cunha	Pressão de suporte necessária para atingir FS=1,5
Floor wedge [2]	FS: stable	Weight: 5.117 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [3]	FS: 1.228	Weight: 43.196 tonnes	Support Pressure: 0.23 tonnes/m2
Upper Left wedge [6]	FS: 41.908	Weight: 46.881 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Roof wedge [7]	FS: 0.461	Weight: 1.929 tonnes	Support Pressure: 0.44 tonnes/m2
Roof wedge [8]	FS: 0.000	Weight: 42.273 tonnes	Support Pressure: 2.34 tonnes/m2

Comparando as três combinações, conclui-se que a combinação que cria cunhas com maior volume é a combinação 1. Apesar do maior volume, os factores de segurança destas cunhas, em especial da cunha

“Upper Right wedge [3]” da combinação 1, que é a cunha com maior peso de todas as combinações, apresenta um factor de segurança suficientemente grande para que não haja preocupações em relação à sua instabilidade.

Assim, olhando para os factores de segurança e para a pressão de suporte necessária para que se atinja um factor de segurança de 1,5, a escolha da combinação mais desfavorável recai para a combinação 2.

No próximo ponto, esta combinação vai ser analisada ao pormenor, estando disponível em anexo o estudo das outras duas combinações.

5.4.4. SIMULAÇÃO DA COMBINAÇÃO ADOPTADA

Depois de escolhida a combinação, das famílias de descontinuidades, que obriga um maior número de suporte para garantir a segurança, é feita uma simulação com diferentes suportes, até se atingir uma solução que garanta a estabilidade local da central.

Como é explicado no ponto 5.4.1. (Formulação do Problema) procedeu-se à simulação da central com diferentes tipos de pregagens e com betão projectado. Apesar disso, para que o trabalho não fique demasiado denso, só se apresentam três casos:

- Caso 1 → Pregagens $\Phi 25$ (A400);
- Caso 2 → Betão Projectado;
- Caso 3 → Pregagens $\Phi 25$ (A400) + Betão Projectado.

As pregagens escolhidas são as $\Phi 25$ (A400) já que conduzem à solução mais desfavorável por terem características menos resistentes do que os outros tipos de pregagens estudados. Os outros casos são apresentados em anexo, conjuntamente com as outras combinações.

Caso 1

O caso 1 preconiza uma solução com pregagens “*grouted dowel*” em toda a abóbada da central, zona onde se formam as cunhas instáveis. As pregagens têm um espaçamento de 1,5 metros no plano do perfil e 2,5 metros para fora do plano, isto é, formam uma malha de 1,5x2,5m. Nos hasteais não houve necessidade de instalação de pregagens já que as cunhas formadas têm factores de segurança que garantem a estabilidade das mesmas.

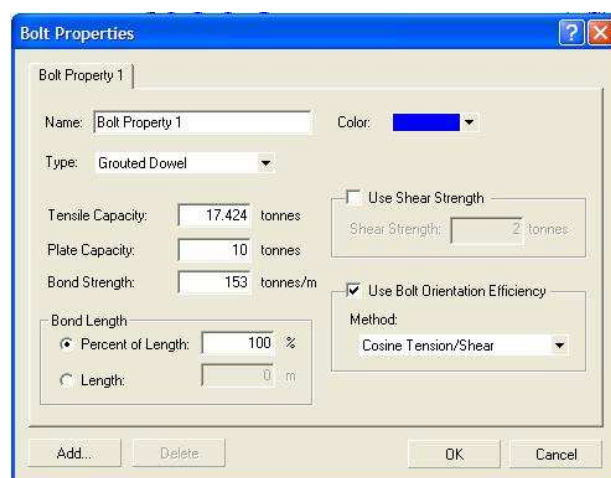


Fig. 5.27 – Propriedades das pregagens “*grouted dowel*”

Para chegar aos valores da capacidade da pregagem e da calda de injeção, foram feitos os seguintes cálculos:

- *Tensile Capacity*

Quadro 5.4 – Cálculo da capacidade da pregagem

$A400 \rightarrow \sigma_{ced} = 348 \text{ MPa}$
$1 \text{ MPa} \rightarrow 102 \text{ ton/m}^2$
$348 \text{ MPa} \rightarrow 35496 \text{ ton/m}^2$
$\Phi 25 \rightarrow A = 0,0125^2 \pi$
$Tensile \text{ Capacity} = 35496 * 0,0125^2 \pi =$ $17,424 \text{ ton}$

- *Bond Strength*

Quadro 5.5 – Cálculo da resistência da calda de injeção

Calda de injeção $\rightarrow 250 \text{ Kpa}$
$0,25 * 102 = 25,5 \text{ ton/m}^2$
Comprimento do varão = 6 m
$25,5 * 6 = 153 \text{ ton/m}$

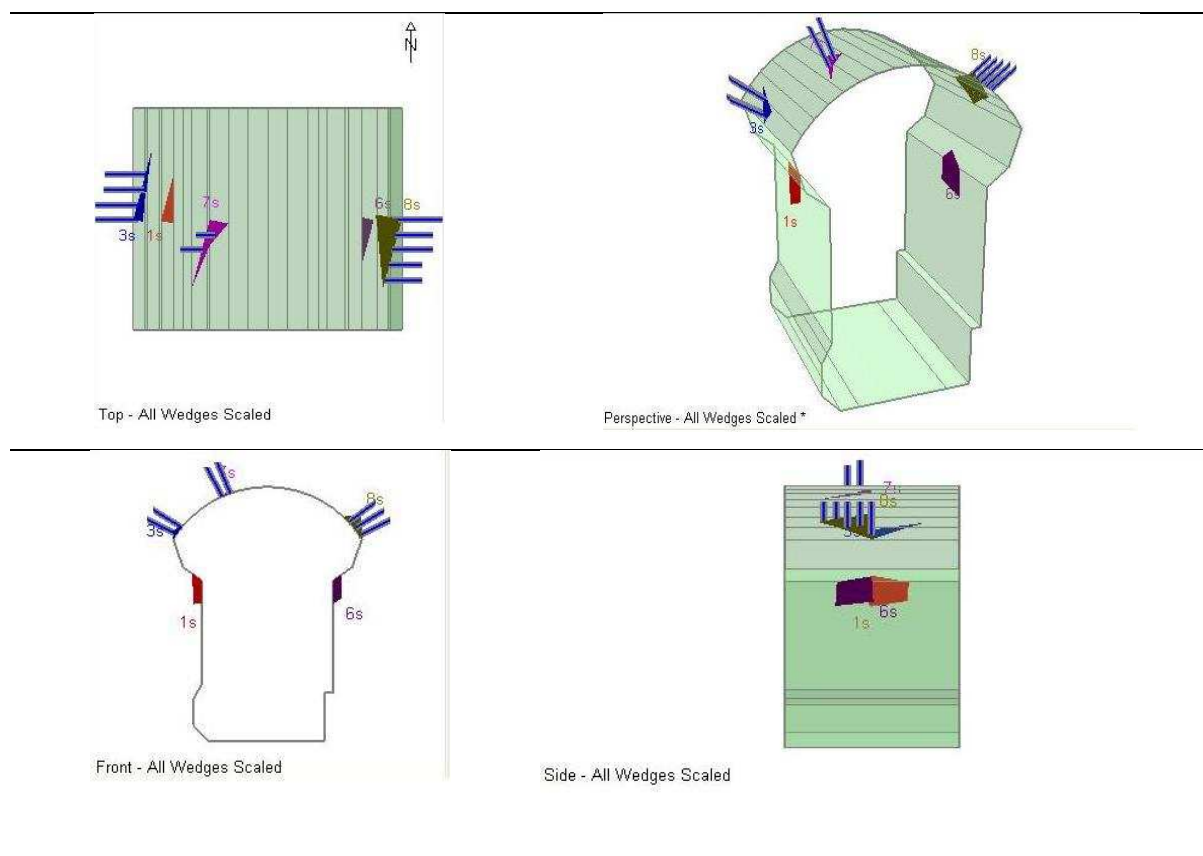


Fig. 5.28 – Vistas 3D do Caso 1, fornecidas pelo programa Unwedge

Quadro 5.6 – Dados retirados do programa Unwedge para o Caso 1

Identificação da cunha	Factor de Segurança	Peso da Cunha	Pressão de suporte necessária para atingir FS=1,5
Upper Left wedge [1]	FS: stable	Weight: 57.908 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Left wedge [3]	FS: 10.007	Weight: 6.546 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [6]	FS: 8.695	Weight: 46.792 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Roof wedge [7]	FS: 16.806	Weight: 2.555 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [8]	FS: 0.845	Weight: 55.409 tonnes	Support Pressure: 2.33 tonnes/m2

Como se pode ver, comparando o Quadro 5.5 com o Quadro 5.2, isto é, a presença ou não de pregagens na combinação das Famílias F1, F3 e F4, há algumas alterações a registar.

De notar que as pregagens são instaladas em toda a abóbada, apesar das imagens do programa só representarem as que têm influência directa nas cunhas existentes.

Nas cunhas **Upper Left wedge** [3], **Roof wedge** [7] e **Upper Right wedge** [8], os valores do coeficiente de segurança aumentam, como seria de esperar já que todas estas cunhas se formam na abóbada da central, zona onde são instaladas as pregagens. No entanto, a cunha **Upper Right wedge** [8] ainda não apresenta um factor de segurança que indique sinal de estabilidade, logo, conclui-se que o suporte dado pelas pregagens não é suficiente para a estabilidade das cunhas. Uma solução passaria por refinar a malha de pregagens, diminuindo o espaçamento entre elas.

Avança-se para a análise do Caso 2.

Caso 2

No caso 2, o único suporte usado é o betão projectado em toda a abóbada e também nos hasteais. As suas propriedades são as seguintes:

Quadro 5.7 – Características do betão projectado

Resistência ao corte (t/m^2)	Peso Volúmico (t/m^3)	Espessura (cm)
200	2.6	10

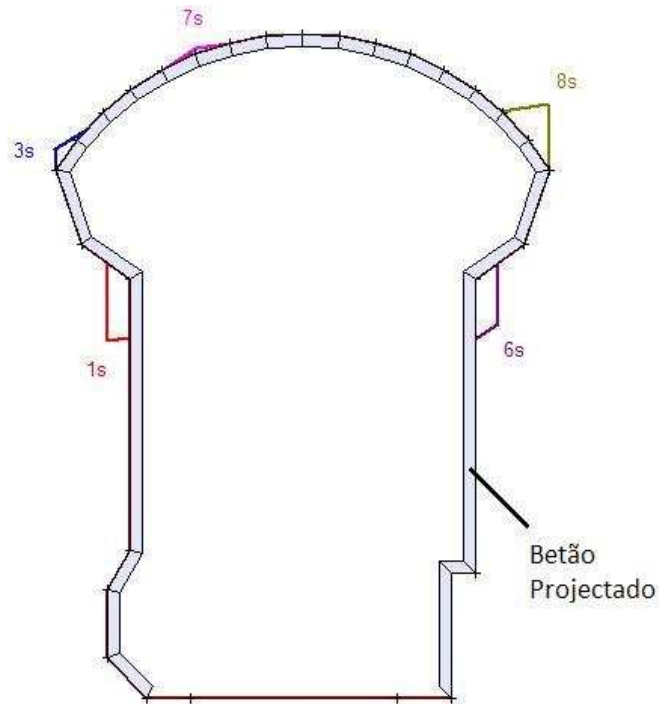


Fig. 5.29 – Aplicação de betão projectado na central

Quadro 5.8 – Dados retirados do programa Unwedge para o Caso 2

Identificação da cunha	Factor de Segurança	Peso da Cunha	Pressão de suporte necessária para atingir FS=1,5
Upper Left wedge [1]	FS: stable	Weight: 57.908 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Left wedge [3]	FS: 77.468	Weight: 6.546 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [6]	FS: 52.934	Weight: 46.792 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Roof wedge [7]	FS: 118.269	Weight: 2.555 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [8]	FS: 5.318	Weight: 55.409 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2

A aplicação de betão projectado em torno de toda a superfície escavada, exceptuando o chão, conduz a factores de segurança satisfatórios para todas as cunhas que se formam. De facto, este suporte mostra-se mais eficaz que as pregagens, o que é facilmente detectável quando comparados os Quadros 5.5 e 5.7, já que os valores do Factor de Segurança sobem muito para todas as cunhas.

Esta solução seria suficiente para garantir a estabilidade local da central, no entanto é feita mais uma simulação em que o betão projectado actua conjuntamente com as pregagens, caso 3. Espera-se que o caso 3 seja a solução mais eficaz e segura, apesar de ser mais dispendiosa já que são aplicados dois tipos de suporte.

Caso 3

Apesar do Caso 2 já apresentar uma solução satisfatória, como foi demonstrado atrás, é feita ainda uma última simulação com betão projectado e pregagens, mantendo as características dos casos anteriores.

Observando os outros dois casos, é possível prever os resultados desta simulação final. Assim, espera-se que esta simulação obtenha factores de segurança ainda maiores do que o Caso 2, graças à maior quantidade de suporte que resulta da combinação de betão projectado com pregagens.

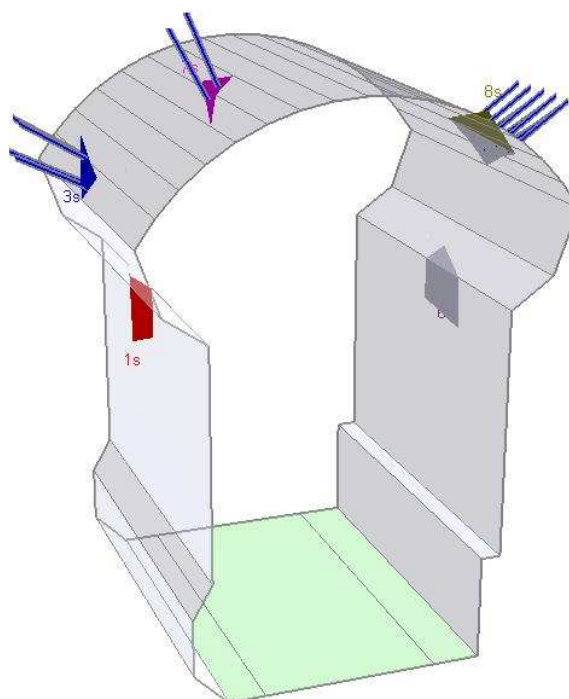


Fig. 5.30 – Perspectiva da Central com betão projectado e pregagens

Quadro 5.9 – Dados retirados do programa Unwedge para o Caso 3

Identificação da cunha	Factor de Segurança	Peso da Cunha	Pressão de suporte necessária para atingir FS=1,5
Upper Left wedge [1]	FS: stable	Weight: 57.908 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Left wedge [3]	FS: 83.199	Weight: 6.546 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [6]	FS: 52.934	Weight: 46.792 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Roof wedge [7]	FS: 126.744	Weight: 2.555 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2
Upper Right wedge [8]	FS:6.078	Weight: 55.409 tonnes	Support Pressure: 0.00 tonnes/m2

Os resultados deste caso comprovam o expectável. As cunhas formadas na abóbada, suportadas por betão projectado e pregagens, obtêm um coeficiente de segurança menor do que nos outros casos. As cunhas dos hasteais têm factores de segurança iguais ao caso 2 já que só são suportadas por betão projectado.

Conclui-se que o betão projectado tem maior influência do que as pregagens usadas nesta análise. Quando os dois suportes se combinam o factor de segurança aumenta, apesar de a diferença não ser muito significativa. Na cunha “Upper Right wedge [8]” o aumento é menor do que um.

A estabilidade local é garantida, tanto no Caso 2 como no Caso 3. De salientar que esta análise no programa Unwedge só teve em conta a acção da gravidade. Nenhum estado de tensão foi introduzido.

Para uma análise completa da central e da escavação da mesma, far-se-á o estudo no programa Phases.

5.5. APLICAÇÃO DO PROGRAMA PHASE2

Com o objectivo de simular o faseamento construtivo da nova central do Picote, antevendo assim o comportamento do maciço rochoso, foi usado o programa Phase2, software desenvolvido pela Rocscience. O programa permite a criação e análise de um modelo 2D. A sua análise consiste no estudo de tensões no maciço ao longo da escavação, deslocamentos verificados pelo mesmo, esforços aplicados no suportes instalados, cedência do maciço rochoso, entre outras análises possíveis.

É comumente utilizado para determinar a viabilidade de projectos que impliquem obras subterrâneas, fazendo, também, uma estimativa de suporte necessário para garantir a estabilidade da obra. A sua utilização e a fiabilidade dos seus resultados dependem do rigor com que o modelo é criado. Como tal, a criação de um modelo que se aproxime o máximo possível ao caso em estudo, é determinante para a legitimidade dos resultados. Contudo, por mais perfeito que seja o modelo, os resultados do programa não podem ser vistos como uma verdade irrefutável já que há condicionantes e variáveis impossíveis de prever antes da execução de um projecto, quando se trata de obras subterrâneas.

5.5.1. APRESENTAÇÃO DO MODELO EM PHASE2

A central do Picote é simulada através do método dos elementos finitos, com a criação de uma malha com elementos triangulares, com um total de 1268 nós em toda a malha.

O estado de tensão inicial instalado no maciço rochoso é marcado pelos valores muito altos das tensões horizontais, já que o $k=4^4$. Para além disso, a acção gravítica é muito importante, visto a central ter uma cobertura de 150 metros. Este facto explica a linha de “*Ground Elevation*” presente na Fig. 5.31. De notar que a linha se encontra à cota 500 porque a abóbada da central está à cota 350m.

O modelo é dividido em 17 fases. A primeira fase representa o maciço antes da intervenção, depois, cada avanço na escavação é representado em 2 fases: fase de escavação e fase de instalação do suporte. A fase de escavação é simulada com o uso de um material fictício. O seu propósito é explicado no ponto 5.5.3.1..

⁴ k é a relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical ($\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$)

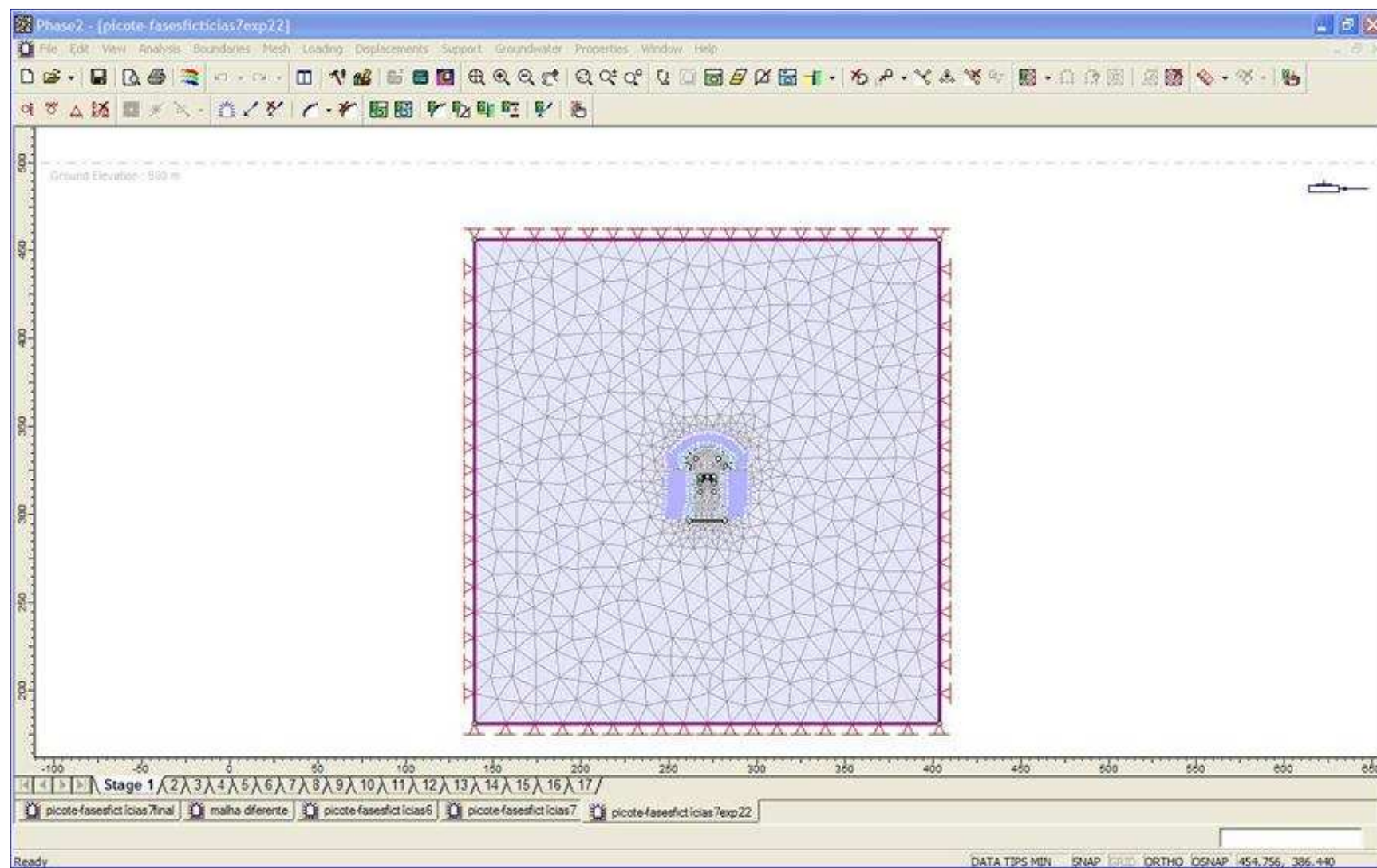
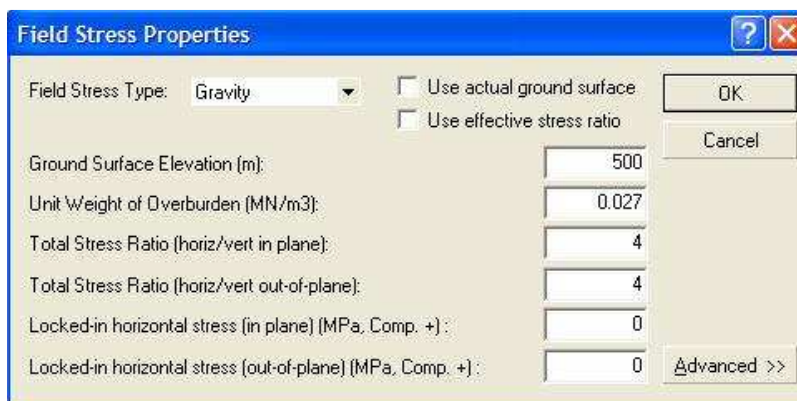


Fig. 5.31 – Modelo da Central em Phase



The 'Field Stress Properties' dialog box is shown with the following settings:

- Field Stress Type: Gravity
- Use actual ground surface: ☐
- Use effective stress ratio: ☐
- Ground Surface Elevation (m): 500
- Unit Weight of Overburden (MN/m³): 0.027
- Total Stress Ratio (horiz/vert in plane): 4
- Total Stress Ratio (horiz/vert out-of-plane): 4
- Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): 0

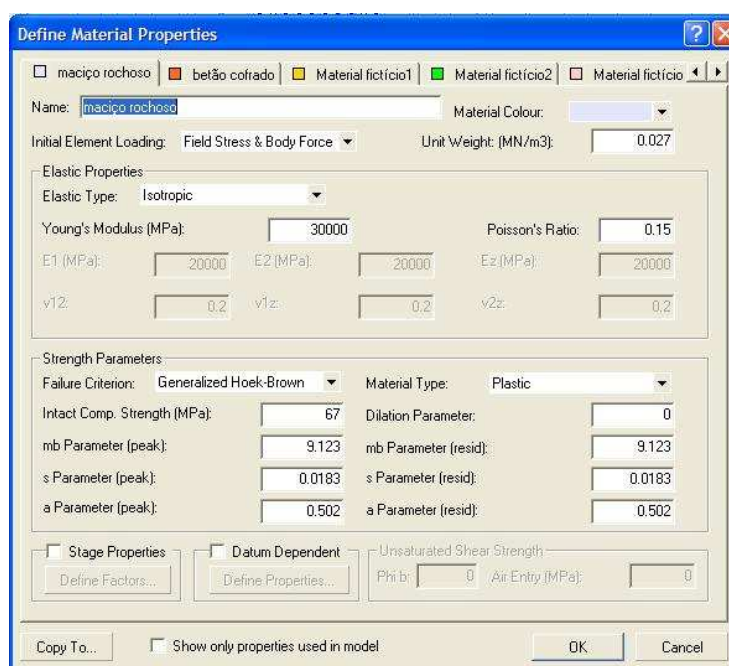
Fig. 5.32 – Acções a que o maciço rochoso está sujeito

5.5.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

O modelo criado para este estudo teve em conta algumas simplificações, não pondo em causa a viabilidade deste como uma ferramenta capaz de prever o comportamento do maciço rochoso ao longo da escavação da central do Picote.

Como é referido no Capítulo 4 deste trabalho, a zona da caverna para a central é atravessada por uma falha (falha M) que implica a presença de uma faixa com material de características mais fracas do que o normal nessa zona. O modelo criado preconiza uma solução em que há uma homogeneização do maciço rochoso, não tendo em conta a presença desta falha. Para além desta simplificação, também o problema das deformações longitudinais e a sua comparação com análises bidimensionais e abordagens tridimensionais é tratado de uma forma simplificada.

As propriedades do maciço rochoso também são apresentadas no Capítulo 4. São encontradas a partir de resultados de sondagens feitas na zona de implantação da central com sistemas de classificação de maciços rochosos.



The 'Define Material Properties' dialog box is shown with the following settings:

- Material Selection: ☐ maciço rochoso, ☒ betão coado, ☐ Material fictício1, ☐ Material fictício2, ☐ Material fictício
- Name: maciço rochoso
- Material Colour: [Blue]
- Initial Element Loading: Field Stress & Body Force
- Unit Weight (MN/m³): 0.027
- Elastic Properties:
 - Elastic Type: Isotropic
 - Young's Modulus (MPa): 30000
 - Poisson's Ratio: 0.15
 - E1 (MPa): 20000, E2 (MPa): 20000, E3 (MPa): 20000
 - v12: 0.2, v13: 0.2, v23: 0.2
- Strength Parameters:
 - Failure Criterion: Generalized Hoek-Brown
 - Material Type: Plastic
 - Intact Comp. Strength (MPa): 67
 - Dilation Parameter: 0
 - mb Parameter (peak): 9.123, mb Parameter (resid): 9.123
 - s Parameter (peak): 0.0183, s Parameter (resid): 0.0183
 - a Parameter (peak): 0.502, a Parameter (resid): 0.502
- Stage Properties: ☐ Define Factors...
- Datum Dependent: ☐ Define Properties...
- Unsaturated Shear Strength:
 - Phi b: 0
 - Alt Entry (MPa): 0
- Copy To: ☐ Show only properties used in model

Fig. 5.33 – Características do maciço rochoso

Para além do maciço rochoso, é necessário definir as propriedades dos suportes usados no modelo.

Como foi explicado anteriormente, o arco de betão é definido como suporte secundário, ao passo que as pregagens e o betão projectado são definidos como suporte primário.

As pregagens e o betão projectado vão sendo aplicados à medida que a escavação avança enquanto que o arco de betão só é executado após o desmonte da abóbada da central.

Quadro 5.10 - Parâmetros de caracterização do suporte secundário

Suporte	γ (MN/m ³)	Parâmetros elásticos		Parâmetros relativos ao critério de Mohr-Coulomb			
		E (MPa)	ν	Tipo de Material	σ_c (MPa)	Φ (°)	c' (MPa)
Arco de Betão	0.024	30000	0.25	Elástico	0	45	2

Neste modelo o espaçamento das pregagens foi diminuído, já que os valores do programa Unwedge revelaram alguma ineficácia deste tipo de suporte com a solução preconizada para esse programa. Como o factor de segurança aumenta à medida que o espaçamento entre pregagens diminui, usou-se uma malha de 1x1m, tornando as pregagens mais eficazes.

Quadro 5.11 – Parâmetros de caracterização das pregagens

Tipo	Diâmetro (mm)	E (MPa)	Capacidade de pico (MN)	Capacidade Residual (MN)	Espaçamento (m)	Forças de Pré-Esforço (MN)
"Fully bonded"	25	200000	0.174	0.01	1-1	0

Quadro 5.12 – Parâmetros de caracterização do betão projectado

Suporte		Espessura (cm)	E (MPa)	ν
Revestimento primário	Betão Projectado	10	30000	0.2

Os parâmetros aqui apresentados são os necessários para que seja possível a realização de um modelo, no programa Phase 2, capaz de reproduzir o comportamento real dos materiais durante a escavação.

5.5.3. FASES FICTÍCIAS

5.5.3.1. Objectivo das Fases Fictícias

A explicação do uso de fases fictícias, no programa Phase2, incide na análise e ponderação do problema das deformações longitudinais em túneis mineiros e a sua comparação com as análises bidimensionais e as abordagens tridimensionais.

No dimensionamento dos suportes, é necessário conhecer o perfil de deslocamentos longitudinais do túnel, para dessa forma determinar, no momento da instalação, as forças que nele estarão aplicadas, fruto da plastificação do maciço.

No entanto, a análise deve ser sempre feita tendo em conta o comportamento tridimensional da obra, como tal as análises 2D em duas direcções são essenciais.

Para uma melhor compreensão, apresenta-se na Fig. 5.34 a forma genérica da deformação longitudinal num túnel circular. Pode-se observar que na face de escavação já ocorreram convergências nas paredes do túnel e que essa convergência vai aumentando consoante o aumento da distância à face da escavação.

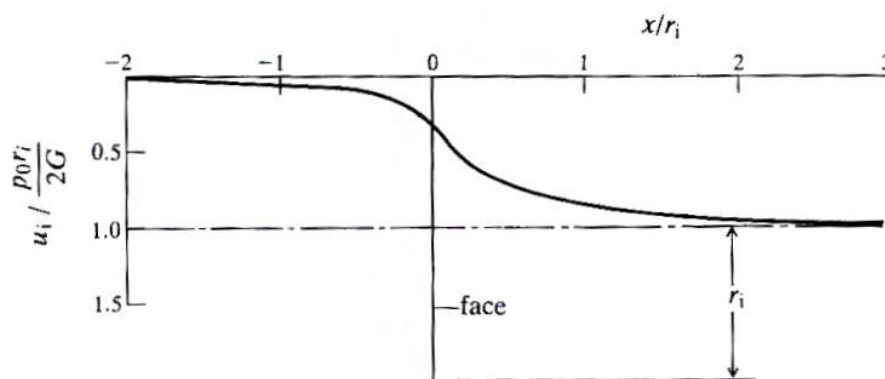


Fig.5.34 – Deformação longitudinal num túnel circular [2]

No presente trabalho o dimensionamento do suporte já está feito porém, a problemática da questão prende-se com o momento em que o suporte passa a estar activo e como simular isso no programa Phase2.

Apresenta-se um exemplo sugerido por B.H.G.Brady e E.T.Brown em “*Rock Mechanics for underground mining*”, que explica o comportamento do maciço rochoso ao longo da escavação, a influência do suporte e a altura ideal para a sua instalação.

A Fig. 5.35 representa o avanço de um túnel seguido da instalação do suporte, através de métodos convencionais “*drill and blast*”. Assume-se que o estado de tensão inicial presente no maciço seja hidrostático e com o valor de p_0 .

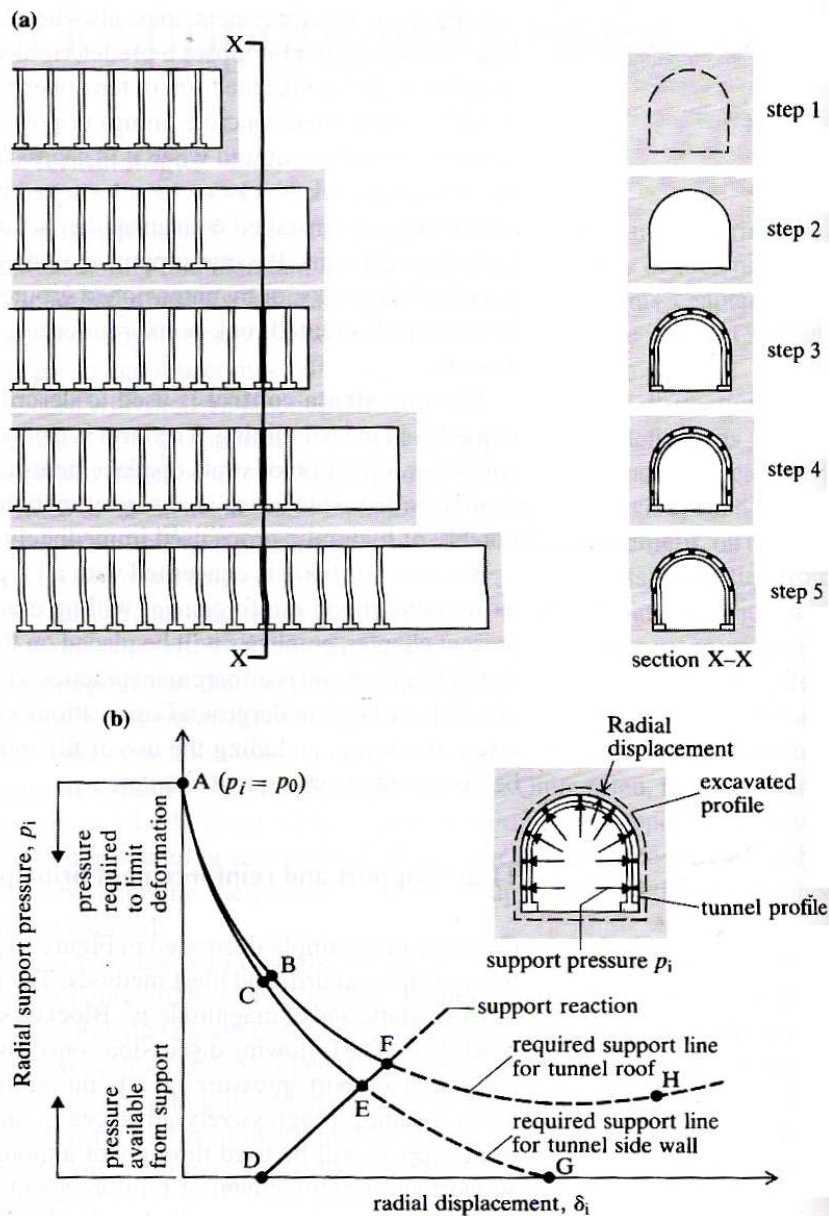


Fig. 5.35 – Avanço de um túnel através de métodos “drill and blast” [2]

O objectivo desta discussão é o estudo da evolução dos deslocamentos e pressão de suporte necessária num determinado ponto da fronteira da escavação, ao longo do corte X-X, que contem diferentes cenários possíveis à medida que a frente de escavação avança.

Na 1ª etapa (step 1), a frente de escavação ainda não atingiu o corte X-X e o maciço rochoso encontra-se em equilíbrio com uma pressão interior, direcção oposta, $p_0 = p_i$.

Na 2ª etapa (step 2), a frente de escavação já está para além do corte X-X e a pressão interior neste momento é zero ($p_i = 0$). O perfil contido no corte X-X ainda não está suportado e o deslocamento que se verifica nesta situação é estimável através da Fig. 5.34, relacionando o deslocamento com a distância à face de escavação.

Nesta figura, a curva ABCDE representa a curva característica do maciço rochoso e o ponto F representa o instante a partir do qual se pode instalar o suporte, isto é, só é possível a instalação de suporte após verificado o deslocamento OF.

Esta figura representa 4 tipos diferentes de suporte, variando a rigidez dos mesmos e a altura em que são instalados.

No caso do suporte 1, a sua instalação é feita logo que possível, mas a sua rigidez é muito elevada. Este facto traduz-se em cargas demasiado elevadas a que o suporte está sujeito, podendo levá-lo à rotura.

Os suportes 2 e 3 são instalados no mesmo instante que o suporte 1, diferindo apenas a rigidez de cada um. O suporte 2 apresenta-se como uma boa solução uma vez que atinge o equilíbrio com o maciço rochoso num ponto em que a pressão de suporte necessária não é muito elevada e o maciço rochoso já suportou maior parte da tensão libertada pela escavação. O suporte 3 apresenta-se como uma solução viável para suporte temporário. Não se aconselha para uma solução definitiva já que é demasiado flexível.

O suporte 4 tem a mesma rigidez do suporte 2 mas é instalado mais tarde. Este atraso na instalação traduz-se em deslocamentos excessivos do maciço rochoso, não sendo, por isso, uma solução viável.

Na Fig. 5.36 o suporte apresenta um comportamento linear. No entanto, o comportamento do suporte, na realidade, é não-linear, devido a aderências fracas entre o maciço rochoso e o suporte. A Fig. 5.37 apresenta as reacções de alguns tipos de suporte.

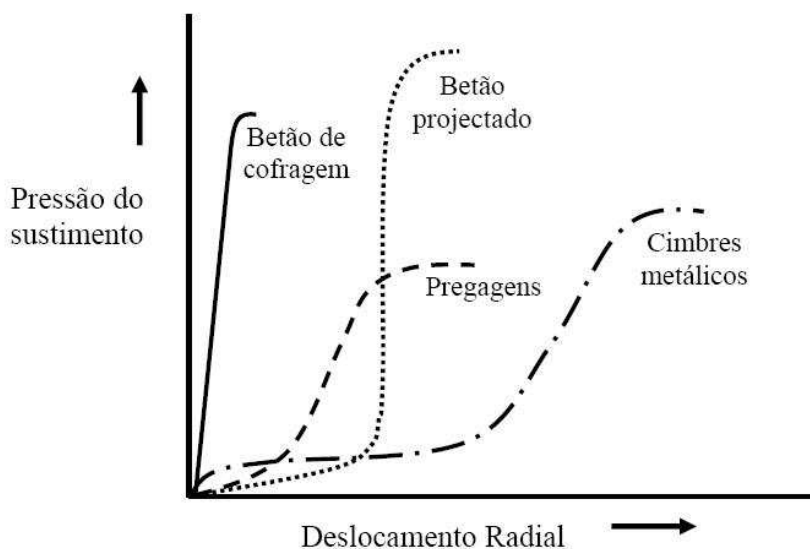


Fig.5.37 – Curvas - tipo de alguns suportes [7]

Com a apresentação deste exemplo, conclui-se que antes da instalação do suporte se verifica uma certa convergência do maciço rochoso, permitindo a mobilização da resistência do mesmo. É por este motivo que surgem as fases fictícias no modelo em Phase2. Entre cada avanço na escavação, existe uma fase fictícia que consiste na definição de um material fictício. Estes materiais têm características tais que permitem 60 a 70% do deslocamento total entre cada fase, simulando a mobilização do maciço rochoso. Após se dar essa convergência, é instalado o suporte utilizado.

5.5.3.2. Load Split

A primeira fase fictícia, correspondente ao desmonte inicial na abóbada, foi feita através de um comando do programa Phase2, chamado “Load Split”.

Esta opção consiste na divisão do estado de tensão a que o maciço está sujeito, em várias parcelas, até perfazer a unidade, altura em que o estado de tensão aplicado ao modelo é o mesmo que se definiu no comando “Field Stress”, indicado na Fig. 5.32. Como se pode ler nos tópicos de ajuda do programa, este comando permite simular o atraso da instalação do suporte. No entanto, a sua utilização para todas as fases leva a resultados que fogem da realidade. Sendo assim, só se usou este comando nas Fase 2 e 3 do modelo da central relativas ao desmonte inicial da abóbada.

Este comando foi utilizado já que não é possível definir um material fictício que permita uma simulação adequada do atraso da instalação do suporte quando se trata do desmonte inicial de um túnel.

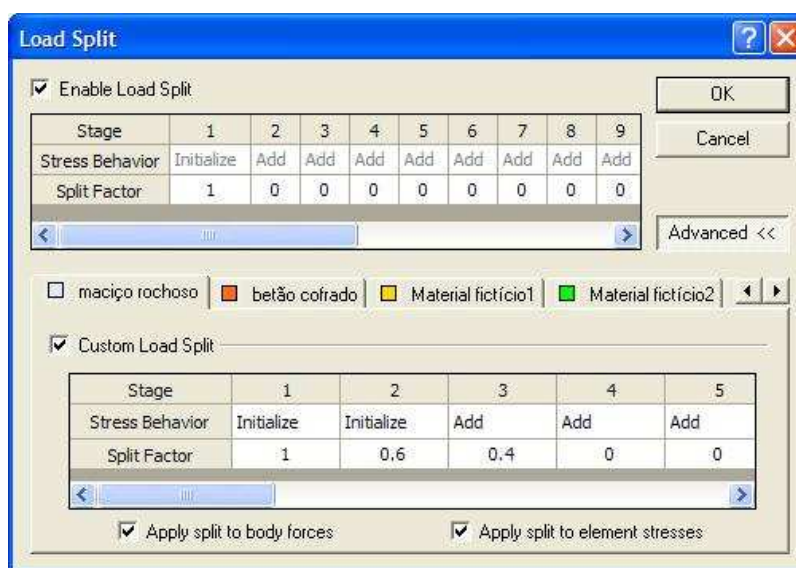


Fig. 5.38 - Comando “Load Split” do programa Phase2

Como se pode ver na Fig. 5.38, o estado de tensão inicial foi dividido em duas partes, 0,6 para a Fase 2 e 0,4 para a Fase 3. Isto quer dizer que o maciço está sujeito a 60% do carregamento inicial na Fase 2 e 40% na Fase 3. Os deslocamentos verificados nestas duas fases também revelam uma relação de 60%, atingindo assim o valor pretendido para a simulação do atraso da instalação do suporte.

Deslocamento máximo verificado na Fase 2 → 0,00278838m

Deslocamento máximo verificado na Fase 3 → 0,00469218m

$$\frac{0,00278838}{0,00469218} \sim 60\%$$

Assim, após o deslocamento verificado na Fase 2, implicando a mobilização da resistência do maciço rochoso, é instalado o suporte na Fase 3.

5.5.3.3. Materiais Fictícios

Para cada fase fictícia foi determinado um material diferente com o intuito de alcançar 60 a 70% do deslocamento total em determinada fase, antes da instalação do suporte. Apresenta-se um exemplo genérico que demonstra o que foi feito para cada fase:

Fase Fictícia → Fase n

Fase anterior à fictícia → Fase (n-1)

Fase imediatamente após a fictícia → Fase (n+1)

O método utilizado para a determinação dos materiais fictícios é iterativo e muito exaustivo já que há muitas variáveis que influenciam os deslocamentos dos materiais.

1º - Determinar o deslocamento máximo da Fase (n+1), através do programa Phase2;

2º - Obter os deslocamentos para a Fase n e Fase (n-1), no mesmo ponto em que se verificou o deslocamento máximo na Fase (n+1), também através do programa Phase2;

3º - Efectuar a seguinte verificação, através dos dados obtidos nos pontos anteriores:

$$\text{Relação de deslocamentos} = \frac{\delta n - \delta(n-1)}{\delta(n+1) - \delta(n-1)} = 0,6 \text{ a } 0,7 \quad \text{Eq. 5.1}$$

Em que:

δ → deslocamento verificado em determinada fase

Quando o resultado está dentro do intervalo acima referido, pode-se considerar uma boa simulação do atraso na instalação do suporte. Todos os materiais fictícios usados no programa conseguem reproduzir este cenário, exceptuando o material da Fase 5, onde só se conseguiu obter uma relação de 40%.

Quadro 5.13 – Características do Material Fictício 1

Identificação do Material		Peso Volúmico (MN/m ³)	Parâmetros elásticos		Parâmetros relativos ao critério de Mohr-Coulomb				Relação de δ (Eq. 5.1) (%)
Nome	Cor		E (MPa)	ν	Tipo de Material	σ_c (MPa)	Φ (°)	c' (MPa)	
Material fictício 1		0.027	1500	0.15	Elástico	20	25	5	40

Quadro 5.14 – Características dos restantes materiais fictícios

Identificação do Material		Peso Volúmico (MN/m ³)	Parâmetros elásticos		Parâmetros relativos ao critério generalizado de Hoek-Brown									Relação de δ (Eq. 5.1) (%)
Nome	Cor		E (MPa)	ν	σ_c (MPa)	mb pico	s pico	a pico	Tipo de material	Dilatação	mb residual	s residual	a residual	
Material fictício 2		0.027	20000	0.15	10	2	0.001	0.5	Plástico	0	2	0.001	0.5	69
Material fictício 3		0.027	20000	0.15	50	3	0.01	0.5	Plástico	0	3	0.01	0.5	61
Material fictício 4		0.027	4000	0.15	10	5	0.005	0.5	Plástico	0	5	0.005	0.5	61
Material Fictício 5		0.027	6000	0.15	20	2	0.001	0.5	Plástico	0	2	0.001	0.5	60
Material Fictício 6		0.027	1000	0.15	20	3	0.001	0.5	Plástico	0	3	0.001	0.5	62

5.5.4. DESCRIÇÃO DO MODELO EM PHASE2

O modelo feito em Phase2 com o objectivo de reproduzir a escavação da central do Picote, está dividido em 17 fases, incluindo as fases de instalação dos suportes primário e secundário. No entanto, foram criados mais dois modelos no mesmo programa que serviram como indicadores, permitindo uma análise mais completa e fiável do modelo correcto.

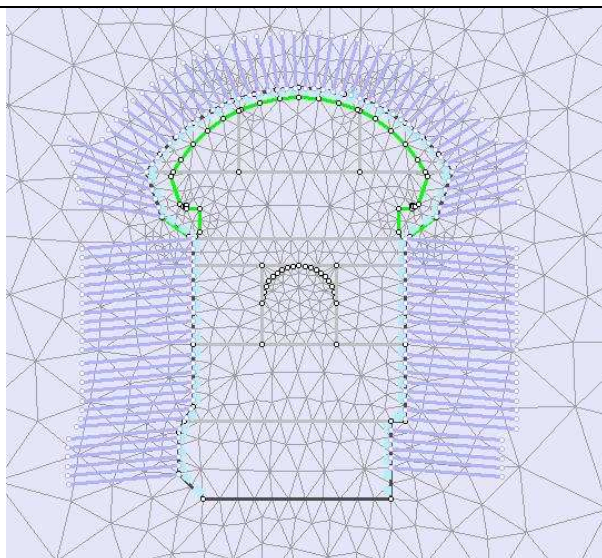
Assim, os modelos criados em Phase2, abrangem as seguintes situações:

- Modelo usado como reprodução da escavação da central do Picote (Material com características plásticas e instalação do suporte);
- Modelos indicadores:
 - o Modelo Elástico;
 - o Modelo Plástico sem suporte.

Este trabalho vai incidir sobre a análise do modelo que reproduz a escavação da central, fazendo apenas referências a alguns resultados dos outros modelos. Em anexo encontra-se a análise aos modelos indicadores.

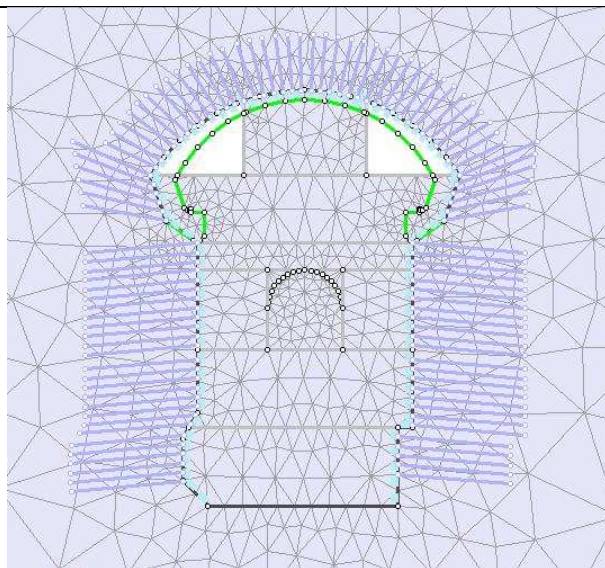
No Quadro 5.15 são apresentadas as fases do modelo em questão, com uma breve explicação de cada uma.

Quadro 5.15 – Fases do modelo feito no programa Phase 2 da Rocscience



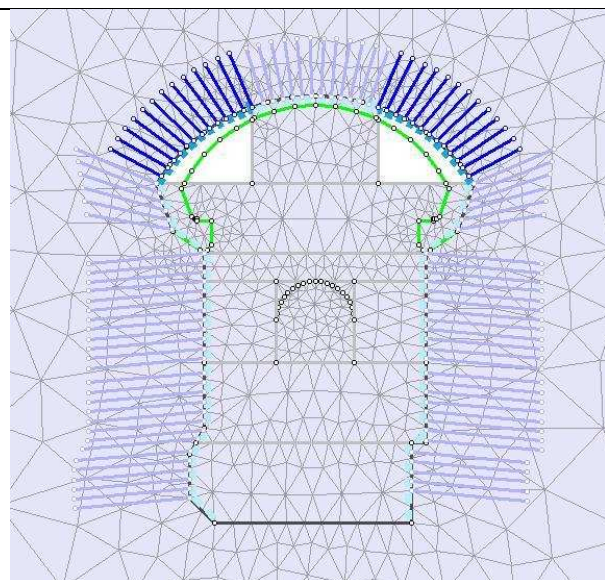
1ª Fase

Sem qualquer intervenção no terreno, para avaliação do estado de tensão inicial.



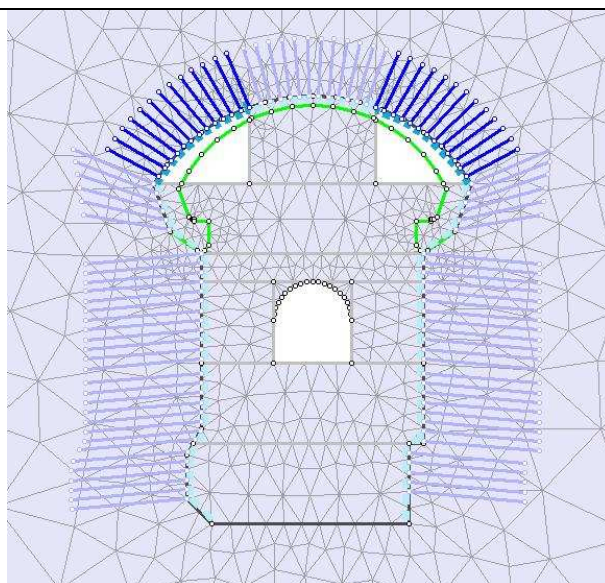
2ª Fase

Início de desmonte da abóbada até à cota 410,2, através de galerias já existentes. Uso do comando "*Load Split*" para simular o atraso da instalação do suporte.



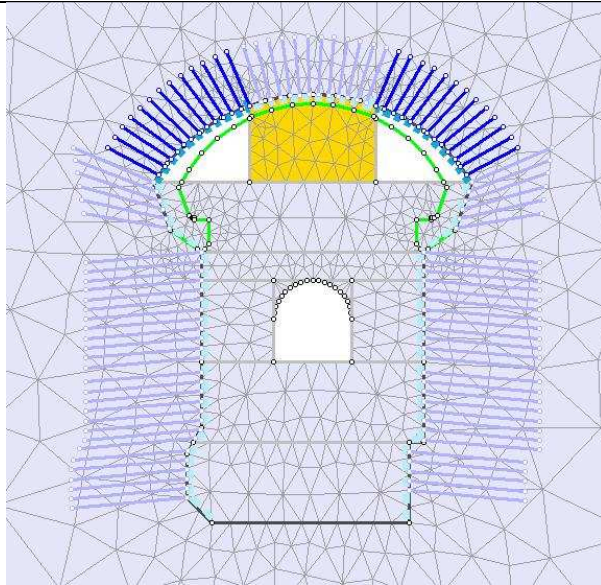
3ª Fase

Depois de se ter verificado cerca de 60% do deslocamento para esta fase, foi instalado o suporte primário, pregagens com 6 metros de comprimento, numa malha de 1x1 metros, e betão projectado com fibras com uma espessura de 0,1 metros.



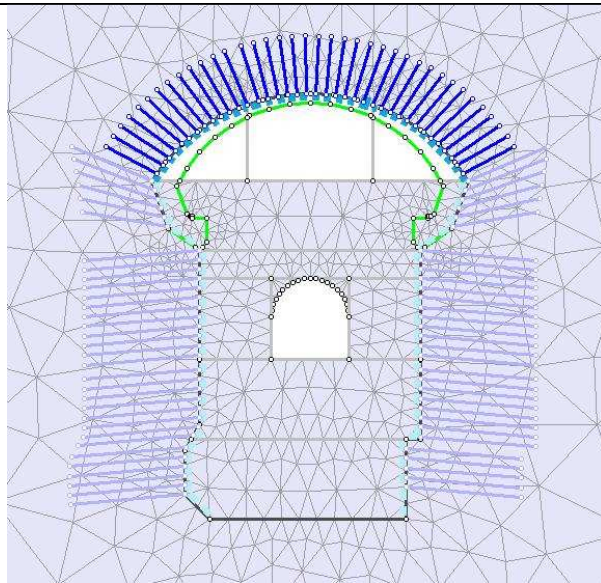
4ª Fase

Desmonte de uma zona central da caverna com soleira à cota 391,6. O acesso a esta zona foi feito através de galerias entretanto escavadas.



5ª Fase

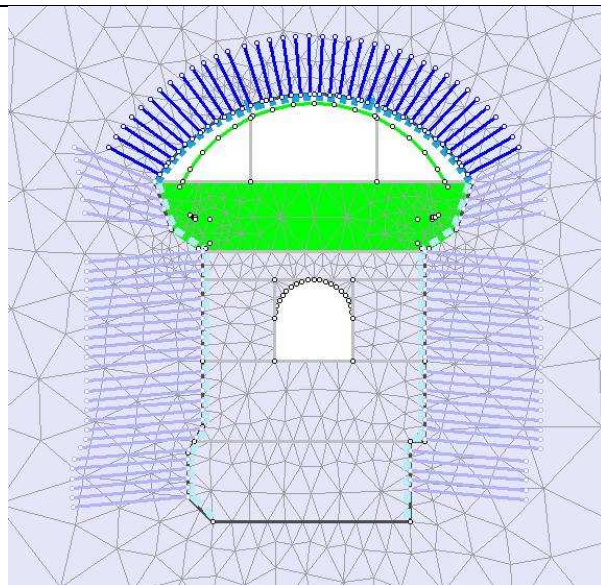
Fase fictícia em que é utilizado o Material Fictício 1 (propriedades do material descritas no Quadro 5.13) para simular o atraso da instalação do suporte a quando o desmonte da abóbada até à cota 410,2.



6ª Fase

Instalação do suporte primário após se ter verificado 40% do deslocamento total para esta fase. Para este material não se conseguiu chegar a valores a rondar os 60% do deslocamento, como foi referido anteriormente.

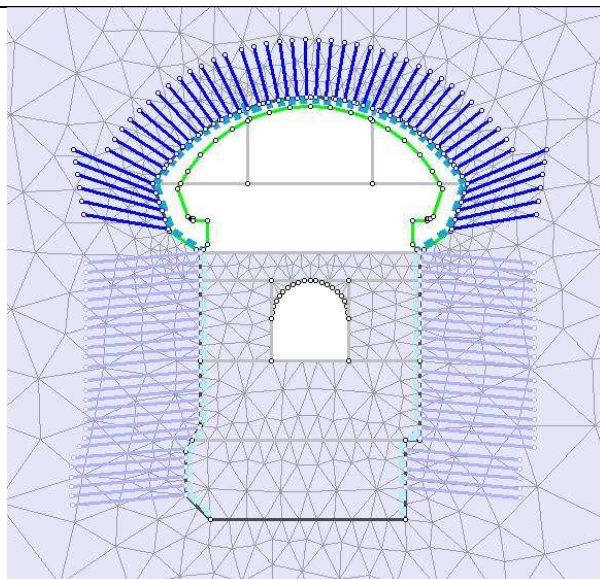
Pregagens com uma malha de 1x1 metros e betão projectado com fibras com 0,1 metros de espessura.



7ª Fase

Fase fictícia em que é utilizado o Material Fictício 2 (Quadro 5.14) para simular o atraso da instalação do suporte primário.

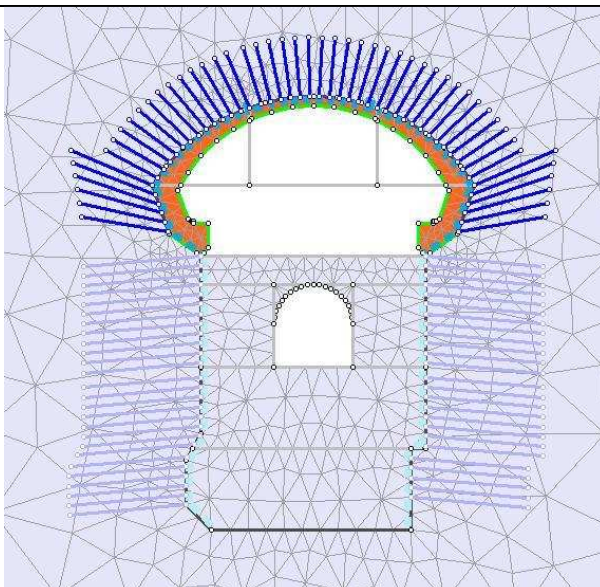
Esta fase corresponde à conclusão do desmonte do arco da caverna que se verifica à cota 403.



8ª Fase

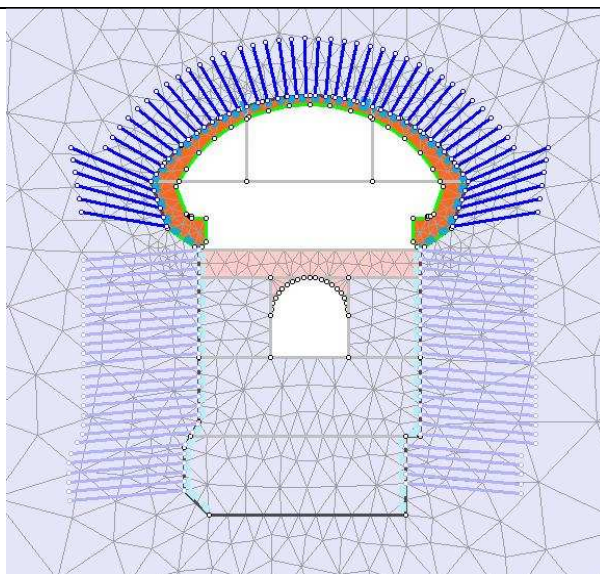
Instalação do suporte primário após se ter verificado 69% do deslocamento total para esta fase.

As pregagens têm um comprimento de 9 metros nesta zona, numa malha de 1x1 metros. Betão projectado com fibras com 0,1 metros de espessura.



9ª Fase

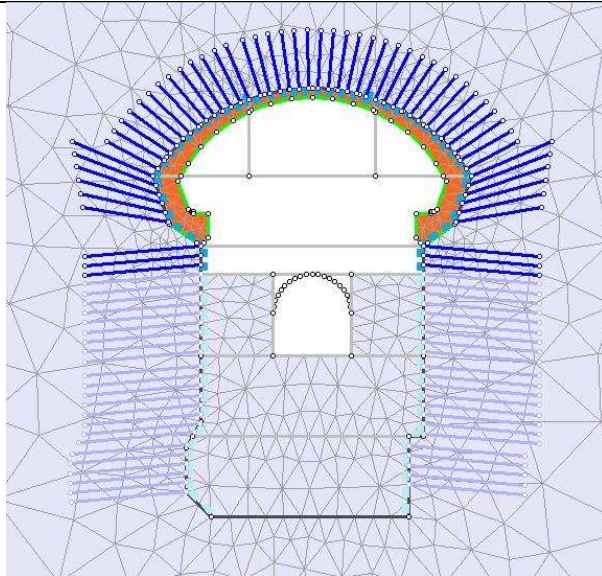
Execução do arco de betão (suporte secundário ou definitivo).



10ª Fase

Fase fictícia em que é utilizado o Material Fictício 3 (Quadro 5.14) para simular o atraso da instalação do suporte primário.

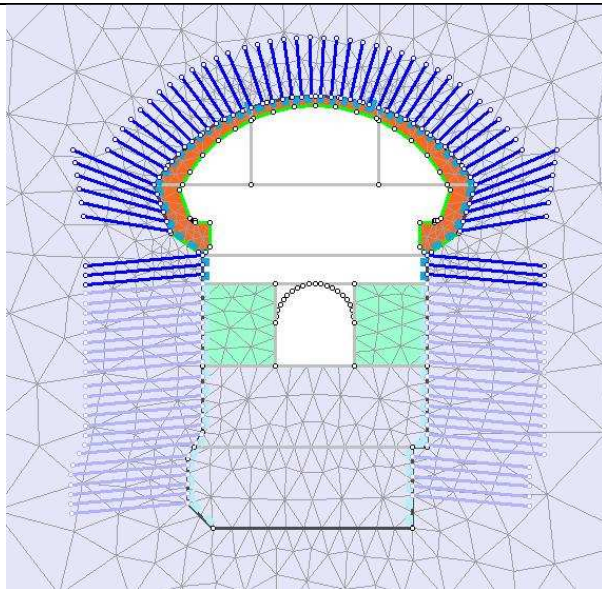
Esta fase corresponde à escavação da central até se atingir a cota 400,1.



11ª Fase

Instalação do suporte primário após se ter verificado 61% do deslocamento total para esta fase.

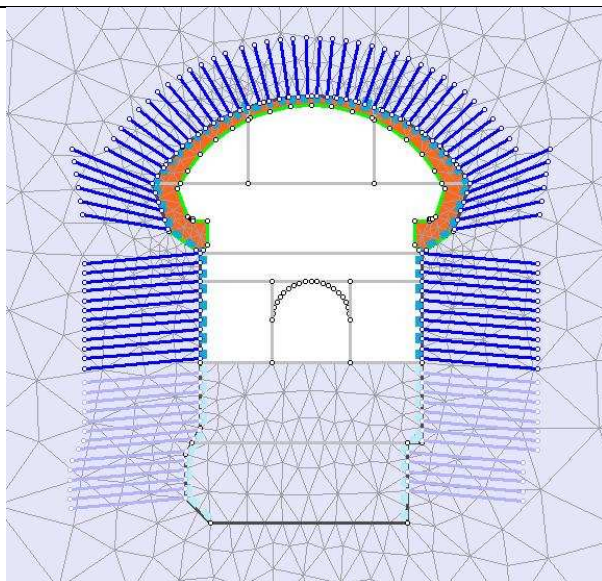
As pregagens têm um comprimento de 12 metros nesta zona, numa malha de 1x1 metros. Betão projectado com fibras com 0,1 metros de espessura.



12ª Fase

Fase fictícia em que é utilizado o Material Fictício 4 (Quadro 5.14) para simular o atraso da instalação do suporte primário.

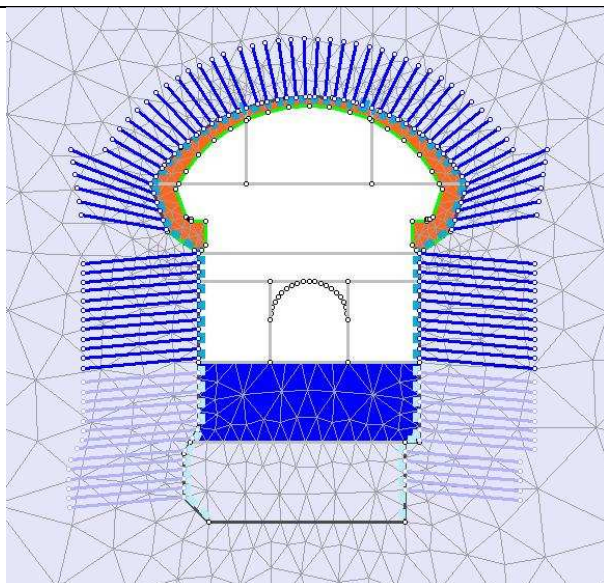
Esta fase corresponde à escavação dos hastuais até à cota 391,6.



13ª Fase

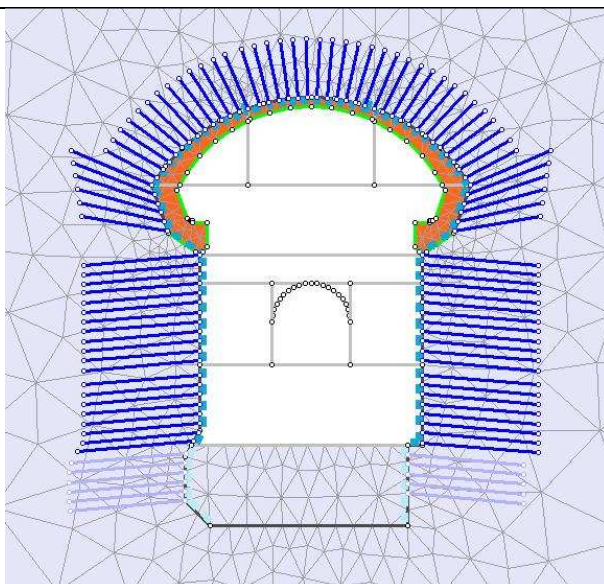
Instalação do suporte primário após se ter verificado 61% do deslocamento total para esta fase.

Pregagens e betão projectado com as mesmas características da Fase 11.



14ª Fase

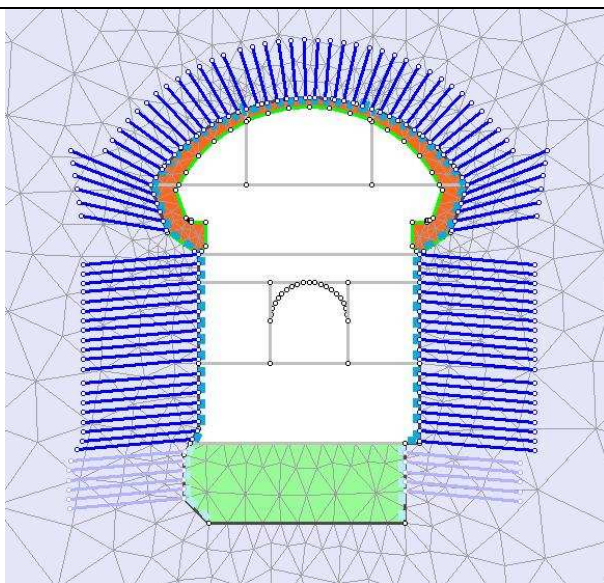
Fase fictícia em que é utilizado o Material Fictício 5 (Quadro 5.14) para simular o atraso da instalação do suporte primário. A escavação avança até à cota 383,4.



15ª Fase

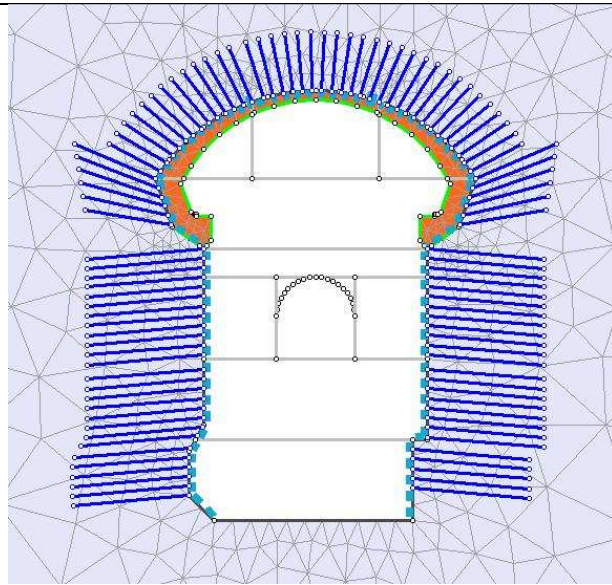
Instalação do suporte primário após se ter verificado 60% do deslocamento total para esta fase.

Pregagens e betão projectado com as mesmas características da Fase 11.



16ª Fase

Fase fictícia em que é utilizado o Material Fictício 6 (Quadro 5.14) para simular o atraso da instalação do suporte primário. Última fase de escavação, até à cota 375.



17ª Fase

Instalação do suporte primário após se ter verificado 62% do deslocamento total para esta fase.

Pregagens e betão projectado com as mesmas características da Fase 11. No entanto, as pregagens não são instaladas até ao final dos hasteais, já que não se justificaria por não terem qualquer efeito de suporte nestas zonas.

5.5.5. RESULTADOS

Este ponto do trabalho destina-se à análise dos resultados do modelo em estudo, no programa Phase2. Como foi referido anteriormente, os modelos indicadores só são apresentados em anexo.

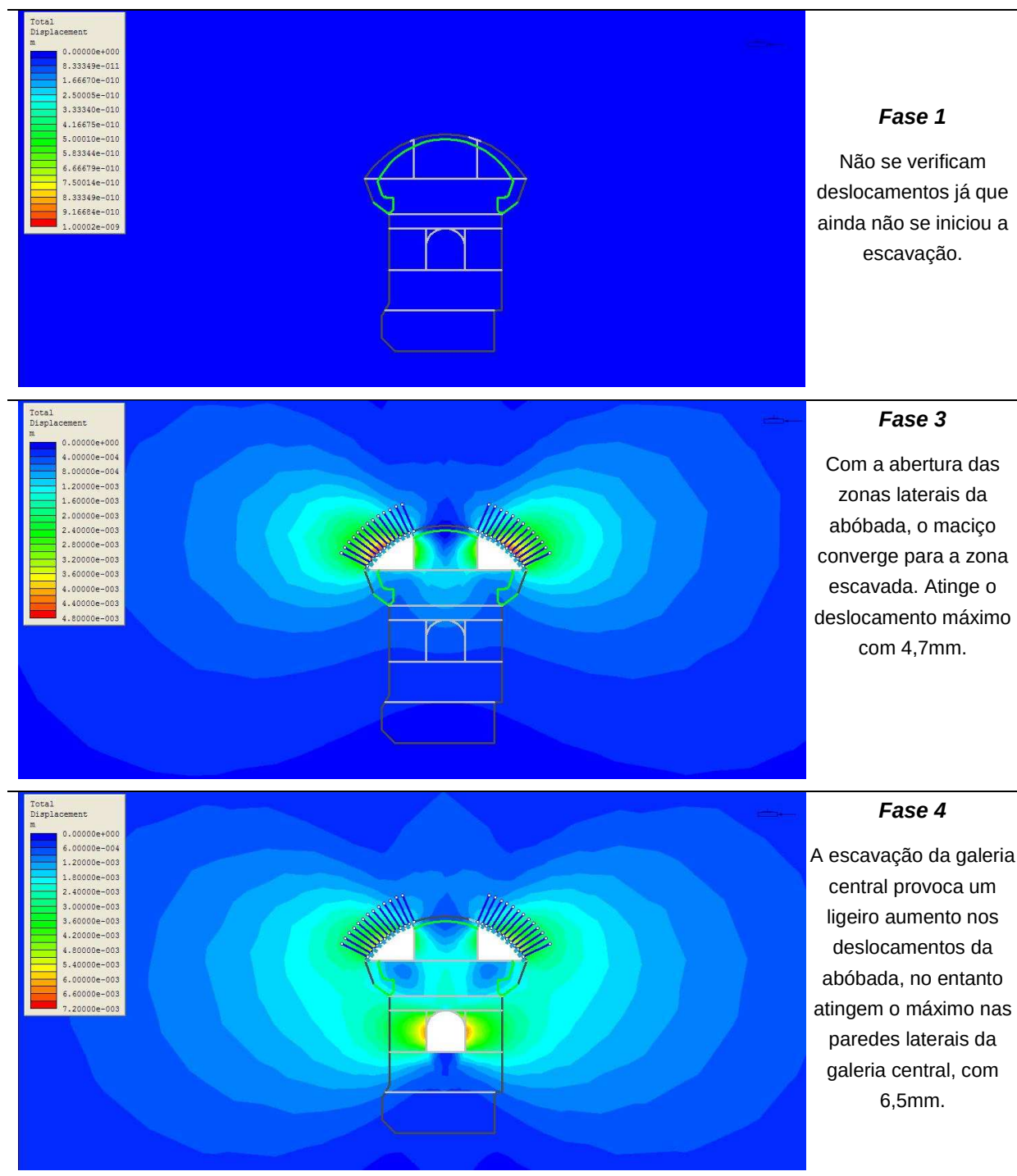
A análise vai incidir sobre os seguintes factores:

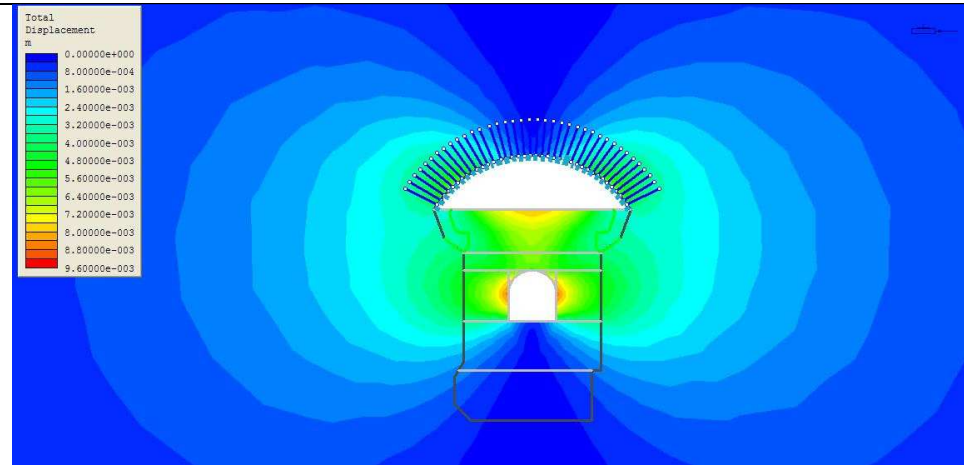
- Deslocamentos do maciço;
- Tensões Principais no maciço;
- Factor de Segurança (Strength Factor);
- Zonas em Rotura (Yielded Elements).

Nesta análise as fases fictícias não são tidas em conta já que são usadas com o intuito de simular o atraso na instalação do suporte. Este factor faz com que os resultados destas fases sejam irrealistas, devendo, por isso, ser ignorados. No entanto, é importante salientar que os resultados destas fases não põe em causa a fiabilidade dos resultados das restantes fases.

5.5.5.1. Deslocamentos do maciço

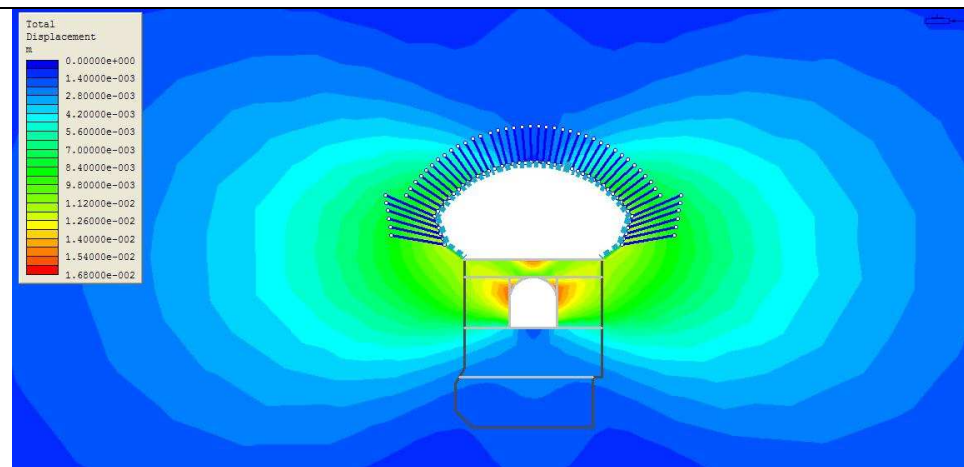
Quadro 5.16 – Deslocamentos totais do maciço ao longo da escavação





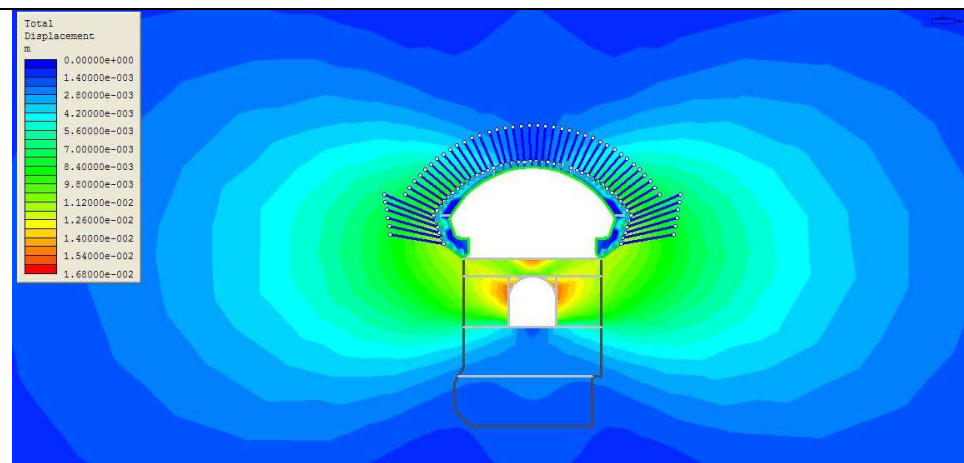
Fase 6

O desmonte da zona superior da abóbada não produz grandes alterações na mesma. Na galeria central, a convergência aumenta para 8,7mm.



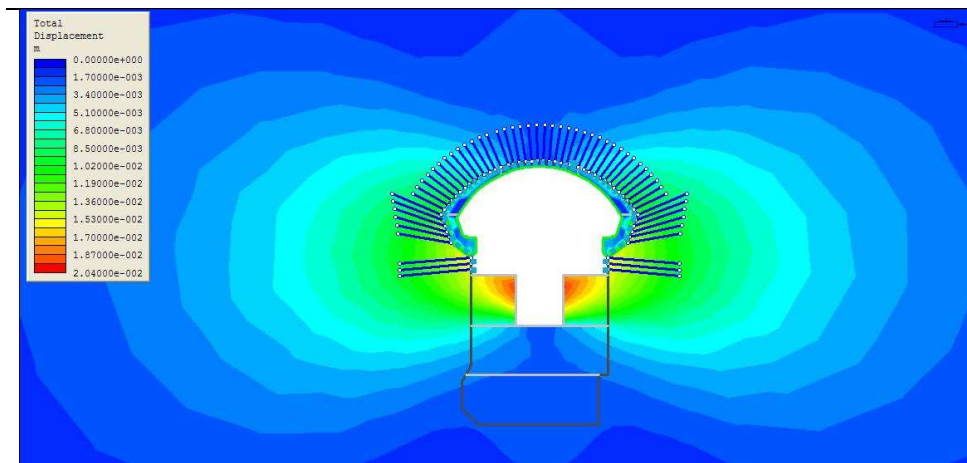
Fase 8

A escavação da abóbada na totalidade traduz-se num aumento significativo da convergência do maciço, tanto na zona inferior da abóbada (com 12mm), como na galeria central (15,95mm).



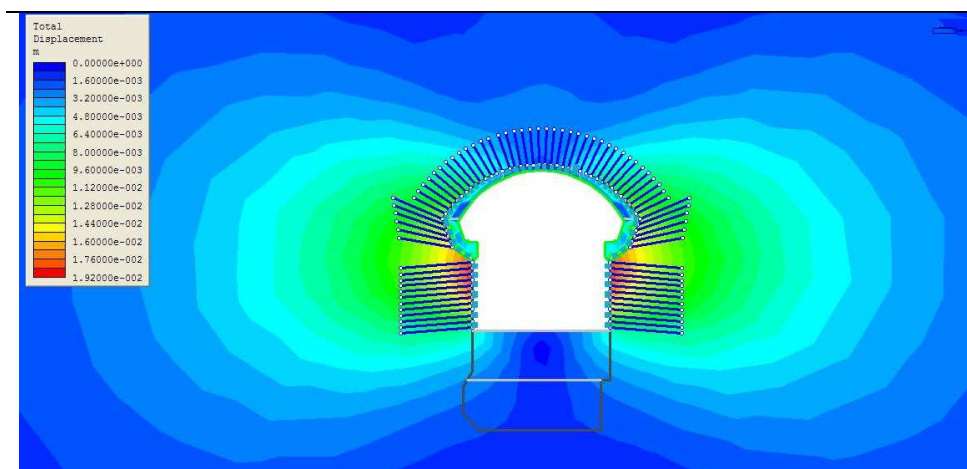
Fase 9

Execução do arco de betão.



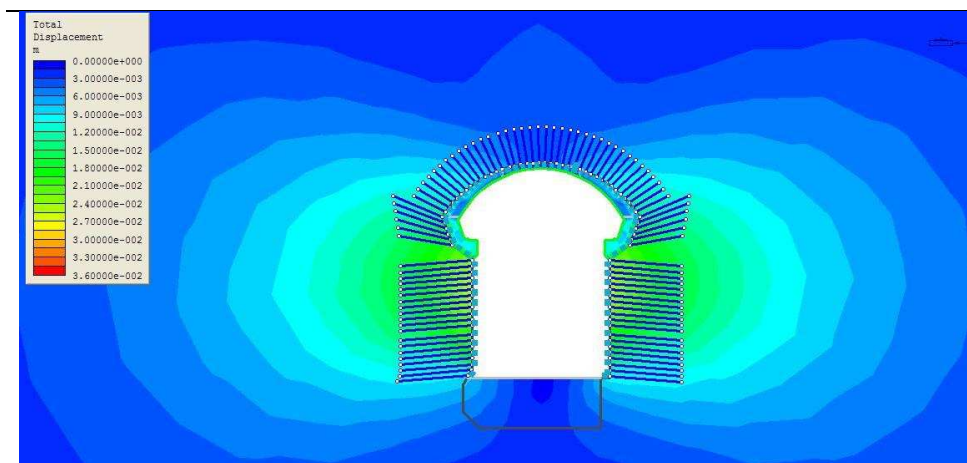
Fase 11

Os deslocamentos começam a acentuar-se na zona superior dos hasteais da central, com deslocamentos na ordem dos 16 mm. No entanto, a convergência máxima é atingida na zona da galeria central, com 19,75 mm.



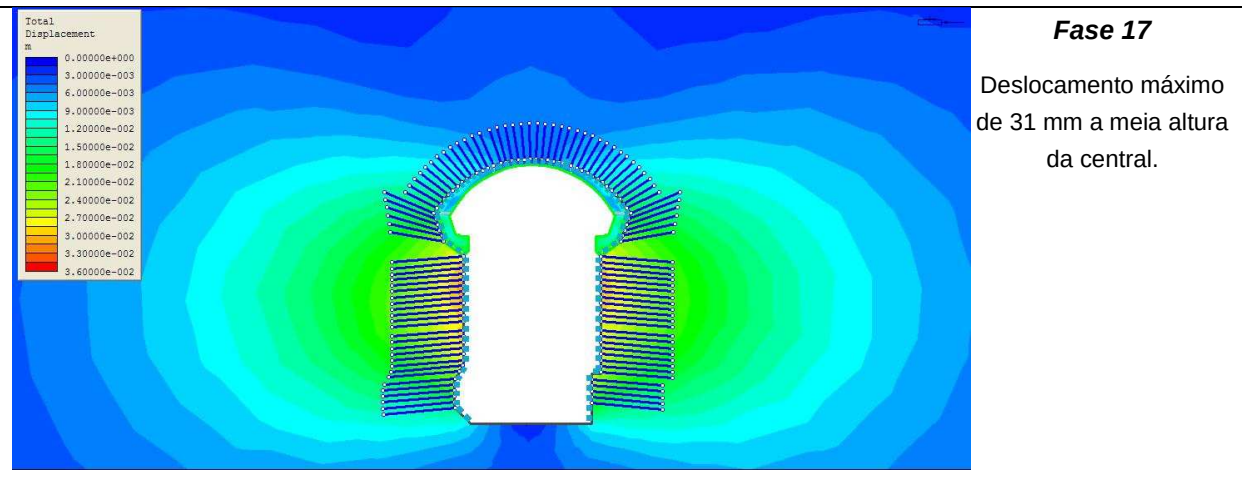
Fase 13

Depois de se verificar escavação da central até à cota 391,8, as zonas com maiores deslocamentos são os hasteais, com 18,6mm.



Fase 15

À medida que a escavação vai avançando, os deslocamentos nos hasteais vão aumentando, com 25,4 mm de convergência máxima.



Os resultados do modelo feito em Phase 2 em relação aos deslocamentos do maciço revelam a importância dos deslocamentos horizontais devido ao estado de tensão do maciço. Como a tensão horizontal do maciço atinge valores muito superiores aos da tensão vertical, apesar da profundidade a que a central se encontra, a tendência do maciço será sofrer deslocamentos horizontais como resposta a uma escavação feita no mesmo. Para comprovar este comportamento, é apresentada a Fig. 5.39 que retrata, através de vectores, a direcção e intensidade dos deslocamentos do maciço depois de terminada a escavação.

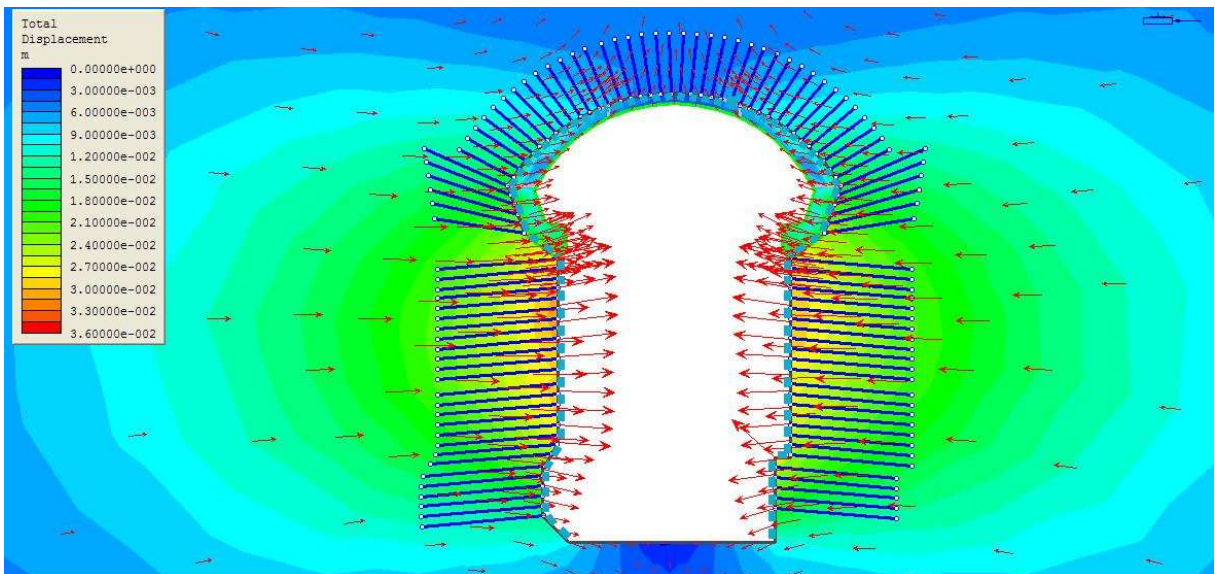


Fig. 5.39 – Direcção e intensidade dos vectores de deslocamento

A Fig. 5.40 apresenta os deslocamentos horizontais e verticais após a escavação da central. Comparando os deslocamentos horizontais com os deslocamentos totais, é notória a semelhança de valores em todo o maciço. Já os deslocamentos verticais apresentam valores de ordem de grandeza menor em toda a escavação.

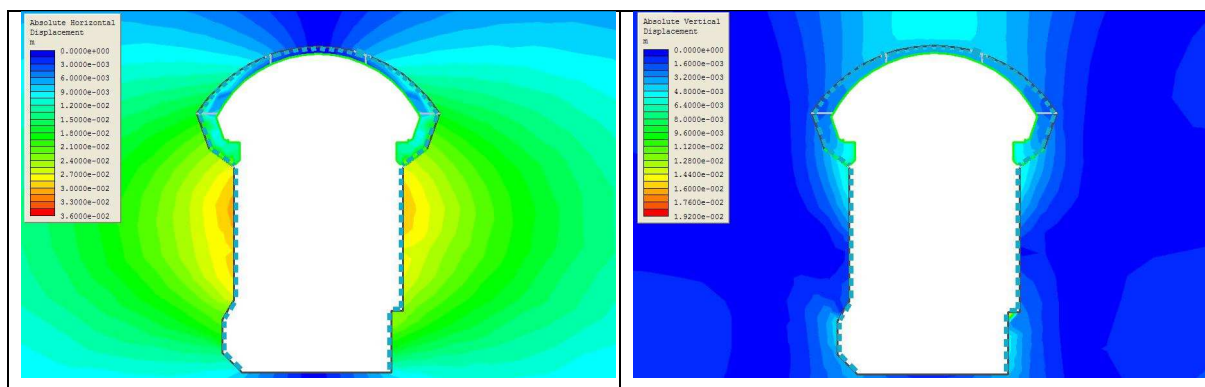


Fig. 5.40 – Deslocamentos horizontais (esquerda) e verticais (direita) em todo o maciço após a escavação da central

Através da Fig.5.39, é possível observar uma tendência que é confirmada pelos resultados do programa. Os deslocamentos máximos dão-se nos hasteais, a meia altura da central. Como há uma diferença tão notória entre a tensão horizontal e a vertical, pode-se fazer uma analogia entre o caso da central do Picote e uma viga com uma carga uniformemente distribuída para uma fácil compreensão do fenómeno. Isto é, supondo que a tensão a que os hasteais estão sujeitos é perpendicular aos mesmos, o deslocamento máximo dá-se a meio vão, como no caso simples de uma viga com esse tipo de carregamento. Para além disso, como a central é praticamente simétrica, os resultados obtidos nos hasteais e na envoltória da central são similares.

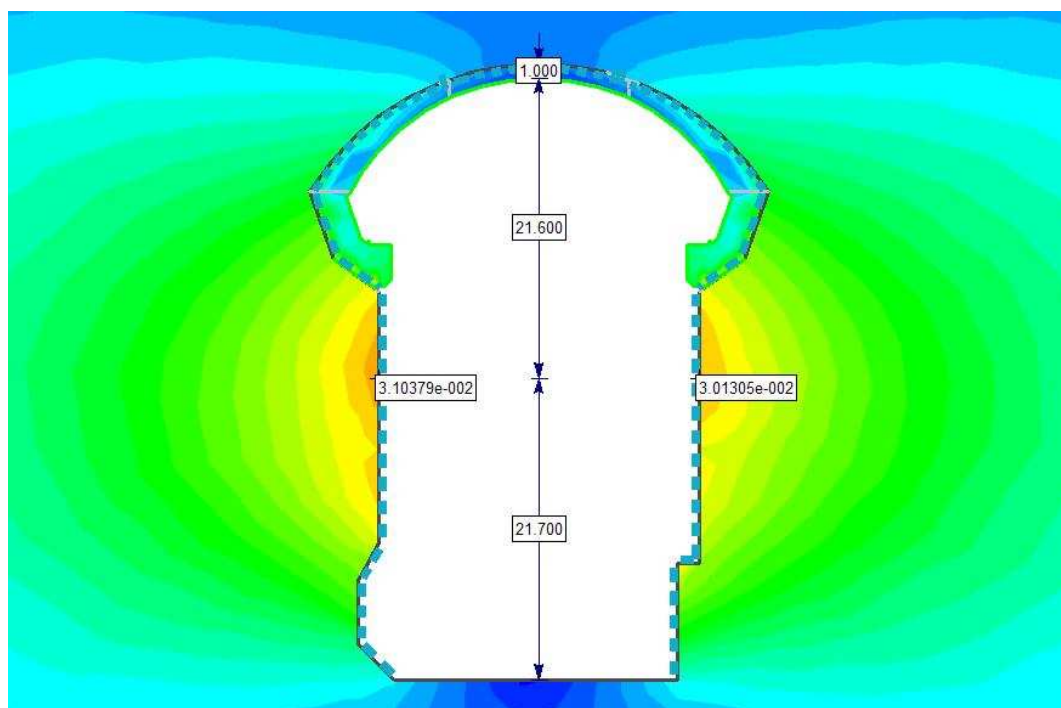


Fig. 5.41 – Posição dos deslocamentos máximos relativamente à altura da central

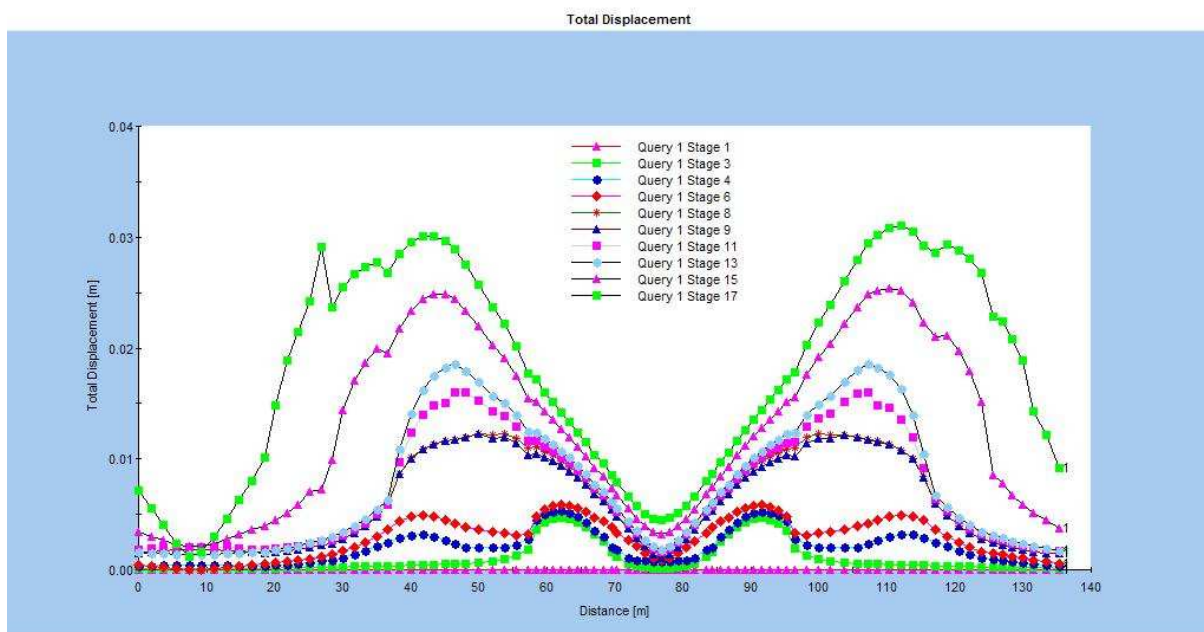
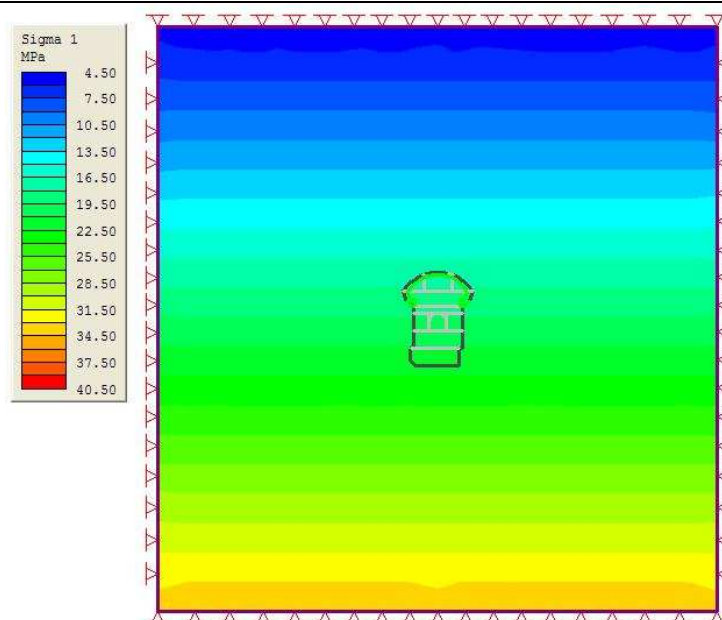


Fig. 5.42– Deslocamentos totais do maciço ao longo da superfície escavada

Estas duas figuras demonstram bem o comportamento simétrico do maciço que envolve a central.

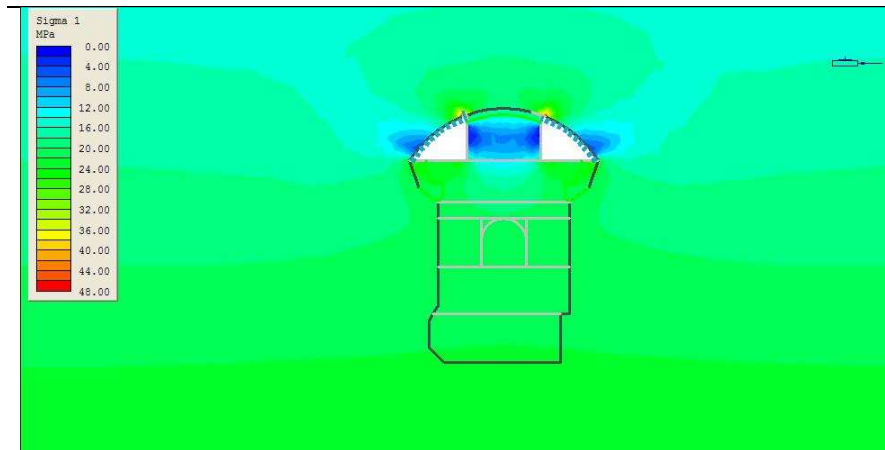
5.5.5.2. Resultados da distribuição da tensão máxima principal do maciço

Quadro 5.17 – Tensões máximas principais ao longo da escavação



Fase 1

Estado de tensão inicial.
As tensões máximas aumentam à medida que a profundidade aumenta.

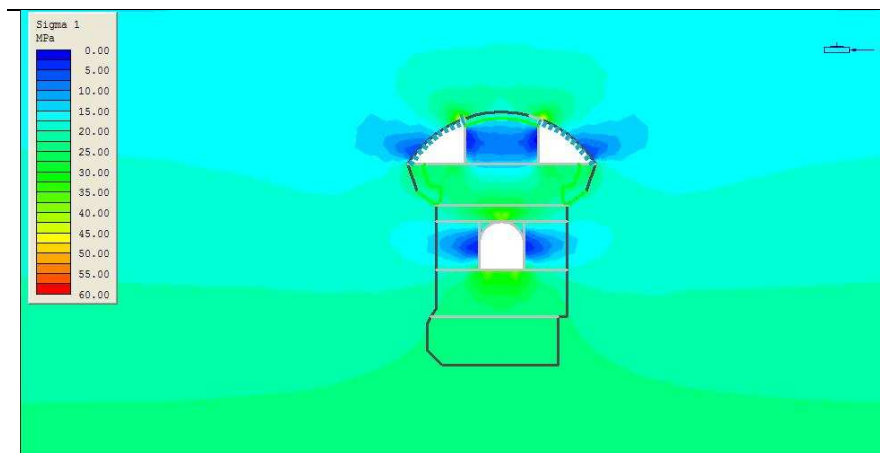


Fase 3

Início da escavação, o que provoca uma alteração do estado de tensão.

Tensões máximas (47,8 MPa) nos cantos superiores da escavação.

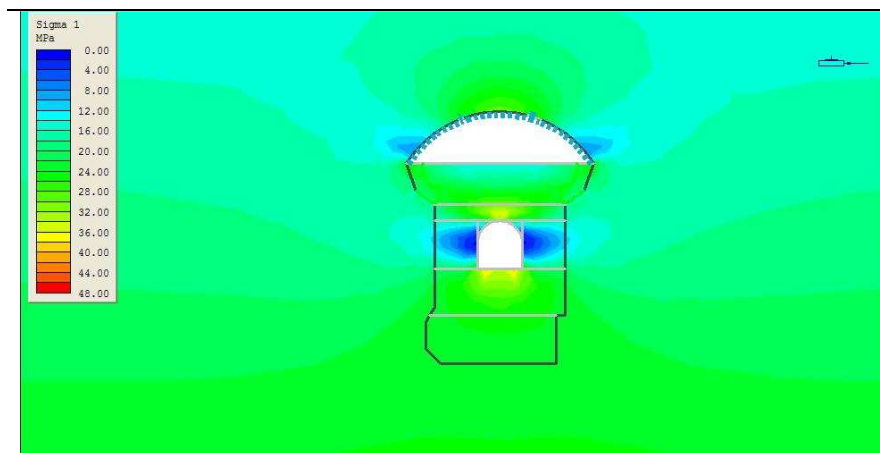
Diminuição de tensões no pilar central da abóbada, entre as zonas escavadas.



Fase 4

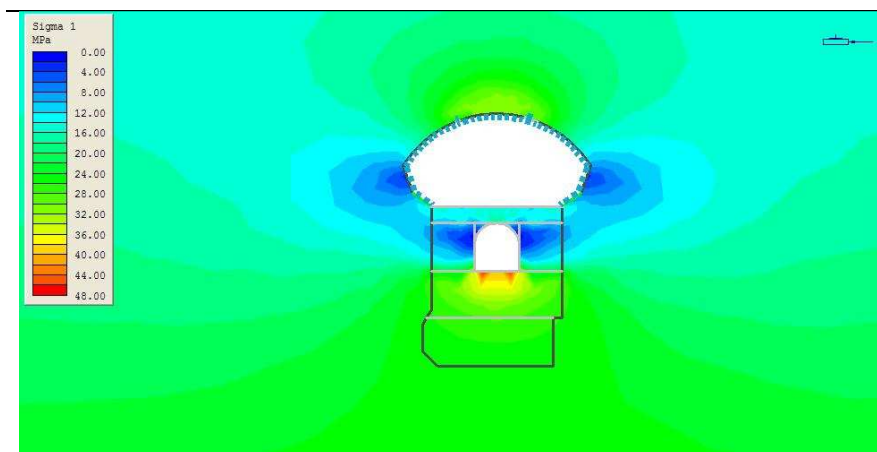
Abertura da galeria central, provocando a descida da tensão máxima principal para valores a tender para zero na zona dos hasteais.

A tensão máxima verifica-se no canto superior direito das galerias escavadas na abóbada, com 51 MPa.



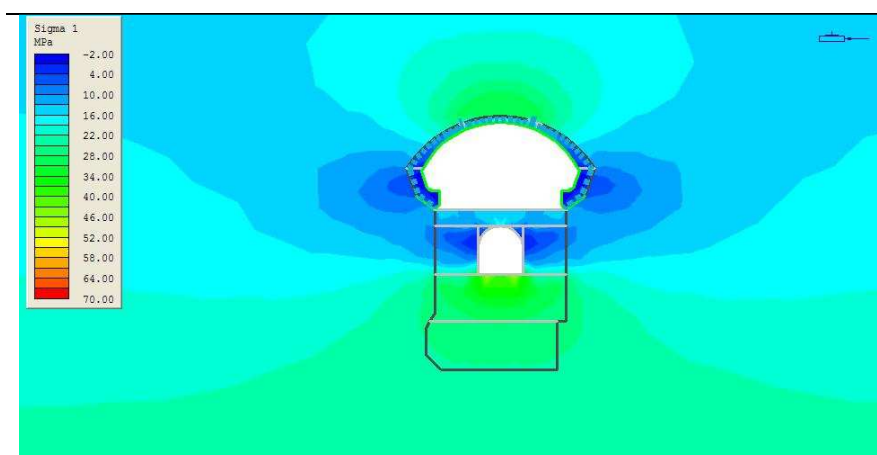
Fase 6

Desmorte do pilar central da abóbada. Com este avanço, os valores máximos da tensão principal passaram a estar na zona da soleira da galeria central, com a tensão máxima a descer para 39 MPa.



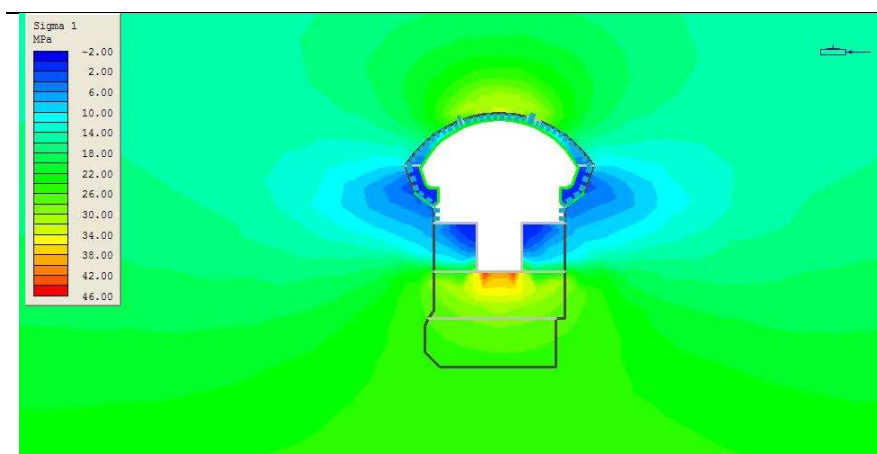
Fase 8

Desmante da abóbada. Este avanço provoca um aumento da tensão máxima para 46 MPa, na mesma zona da tensão máxima da Fase 6.



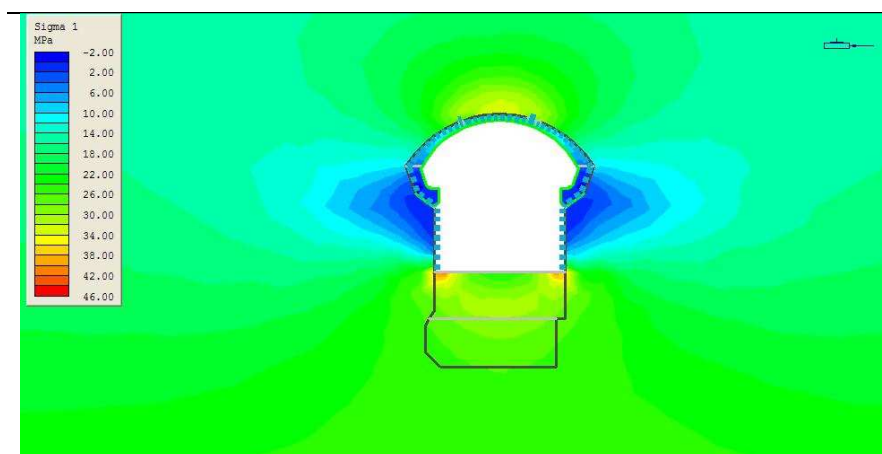
Fase 9

Execução do arco de betão na abóbada da central. As tensões diminuem na abóbada e mantêm-se constantes na galeria central.



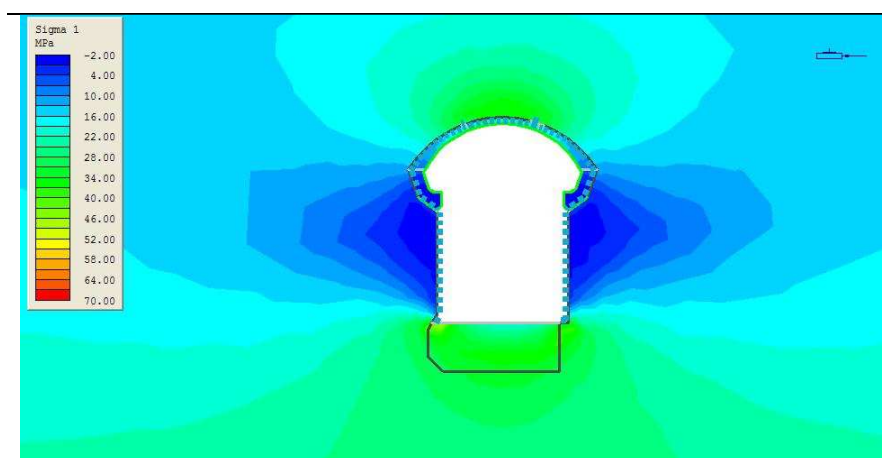
Fase 11

Como o avanço da escavação é pequeno, as diferenças existentes em relação às fases anteriores não são significativas.



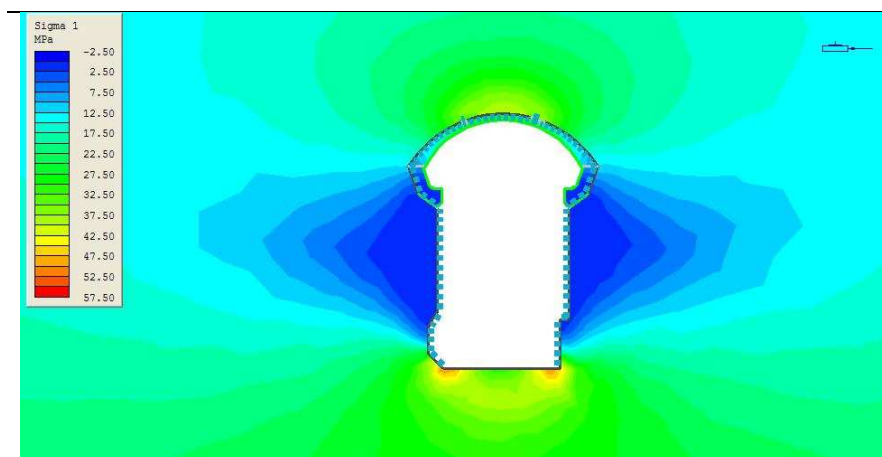
Fase 13

A zona dos hasteais da central começa a ter valores da tensão máxima principal a tender para zero. No entanto, verifica-se um máximo de 41 MPa para os cantos da central, com soleira à cota 391,6.



Fase 15

Continuação do desmonte dos hasteais, acompanhado com a descida das tensões na zona dos hasteais. O valor máximo da tensão máxima principal, nesta fase, é de 48 MPa, na soleira da central, à cota 383,37.



Fase 17

Término da escavação. As tensões máximas ocorrem na região das nascenças, dos dois lados da central, com um valor de 51 MPa.

De acordo com o esperado, as tensões máximas crescem à medida que a profundidade aumenta. No entanto, toda a zona dos hasteais apresenta valores muito baixos, facto explicado pelo efeito de arco. Como o estado de tensão inicial apresenta tensões horizontais com valores quatro vezes maiores do que as tensões verticais, quando é feita a escavação da central, estas tensões vão ser conduzidas à volta da escavação, gerando uma zona de tensões com valores a tender para zero, à medida que se aproximam dos hasteais. Daí a justificação da mancha azul (valores próximos de 0 MPa) perto dos hasteais. A Fig. 5.43 apresenta a direcção da tensão máxima principal e da tensão mínima principal através de cruzes. A direcção que interessa para esta análise é a da tensão máxima principal, dada pelo maior traço de cada cruz.

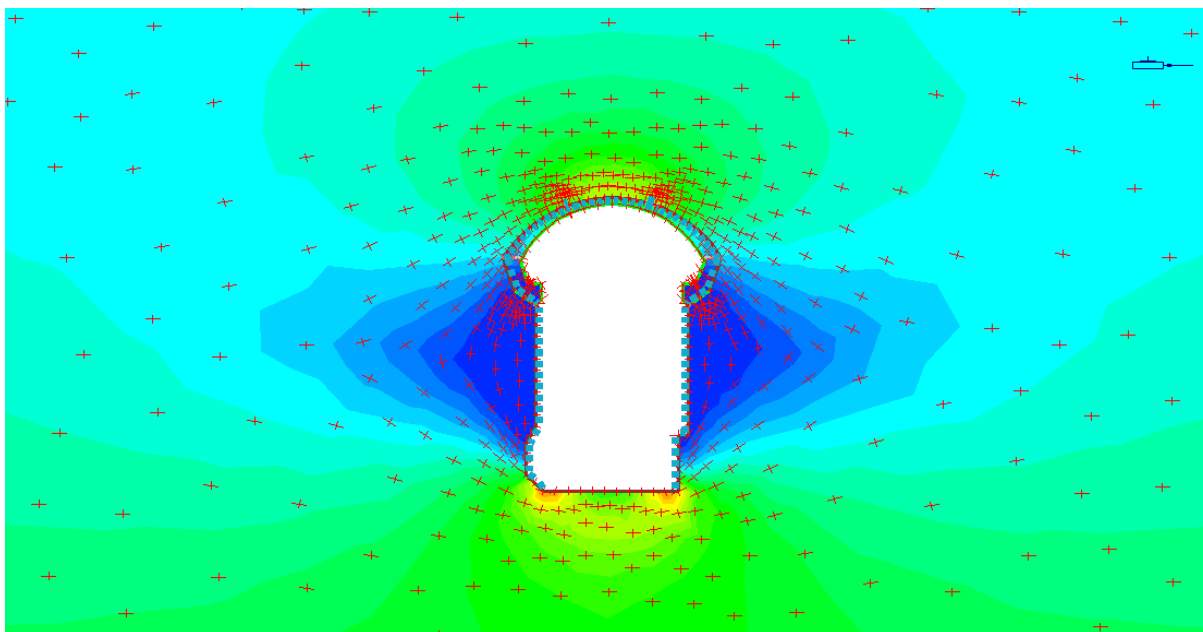
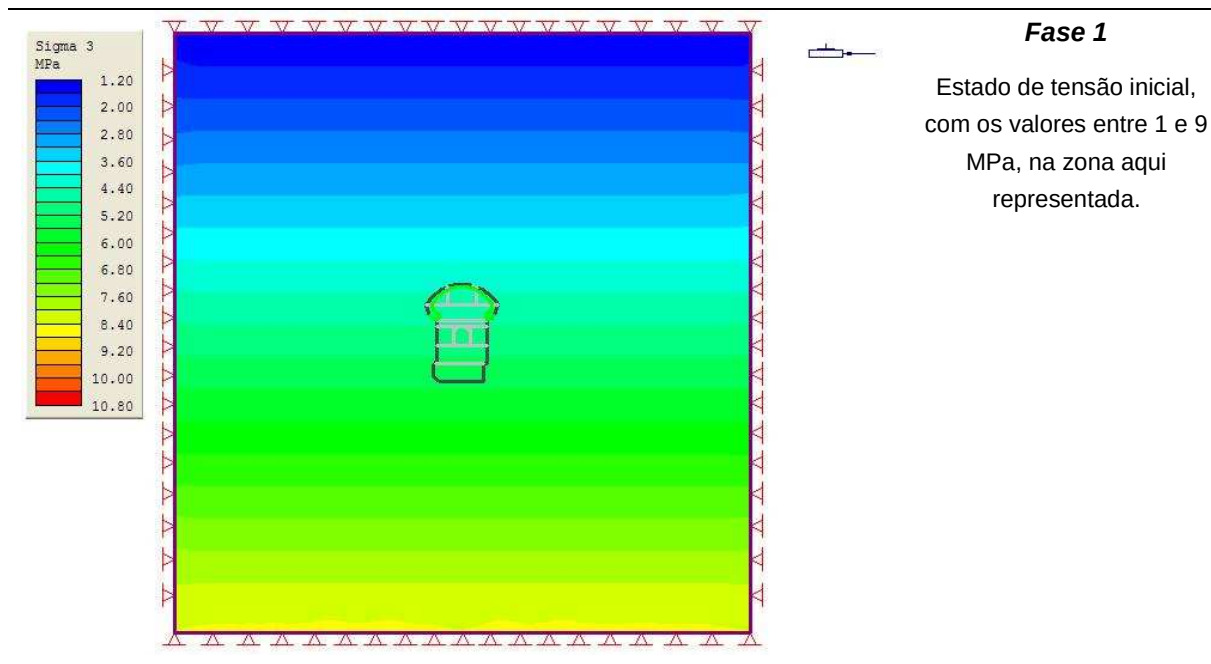


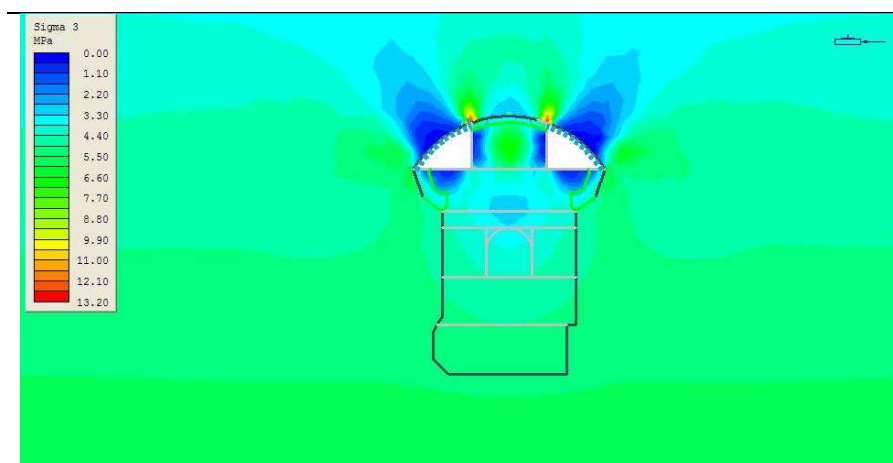
Fig. 5.43 – Direcção das tensões principais

Com o efeito de arco as tensões são conduzidas para a zona da abóbada e da base da central, como se constata na Fig.5.43, com os valores máximos a serem atingidos nos cantos da base da central.

5.5.5.3. Resultados da distribuição da tensão mínima principal do maciço

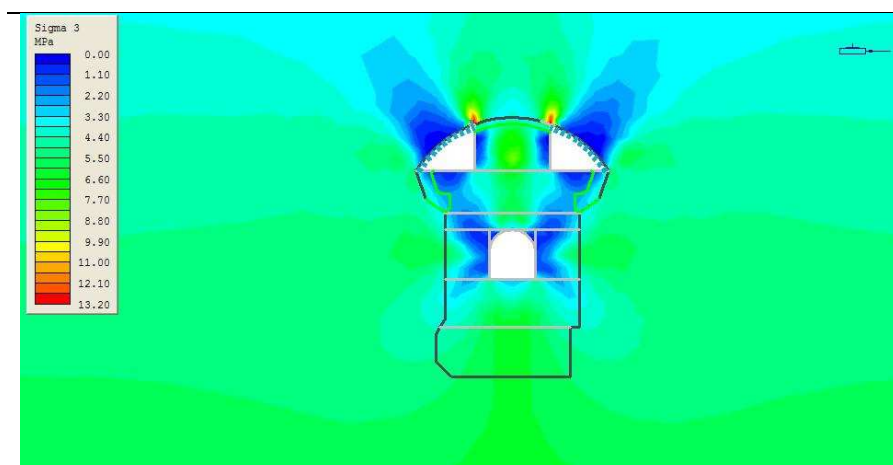
Quadro 5.18 – Tensões mínimas principais ao longo da escavação





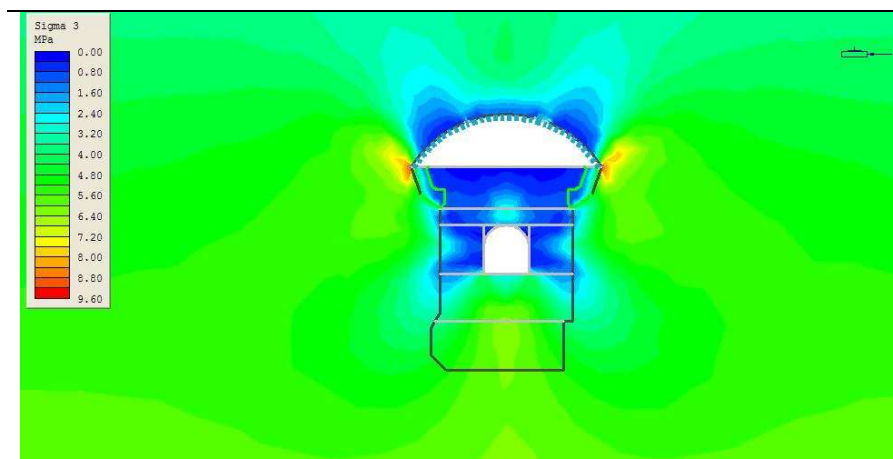
Fase 3

Tensão mínima principal a atingir um máximo de 12 MPa na zona dos cantos superiores das galerias escavadas. Tensões a tender para zero no resto da fronteira entre a escavação e o maciço.



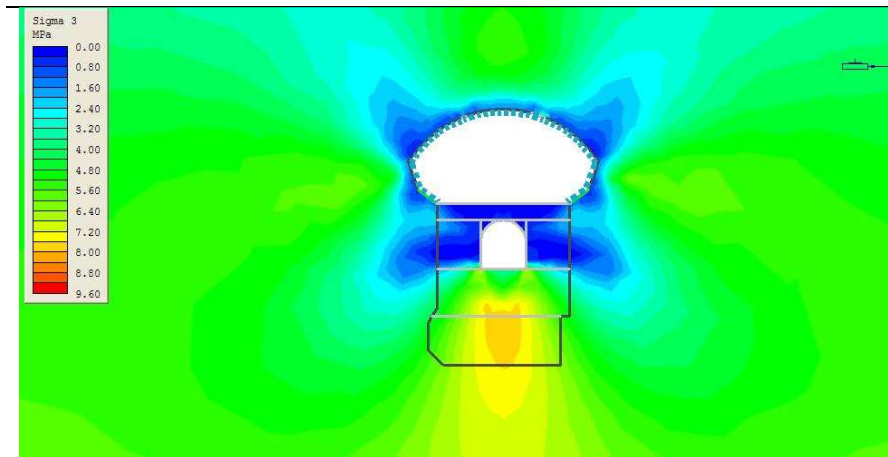
Fase 4

O máximo atingido pela tensão mínima principal mantém-se constante, no entanto, com a abertura da galeria central, a zona com tensões a tender para zero aumenta consideravelmente.



Fase 6

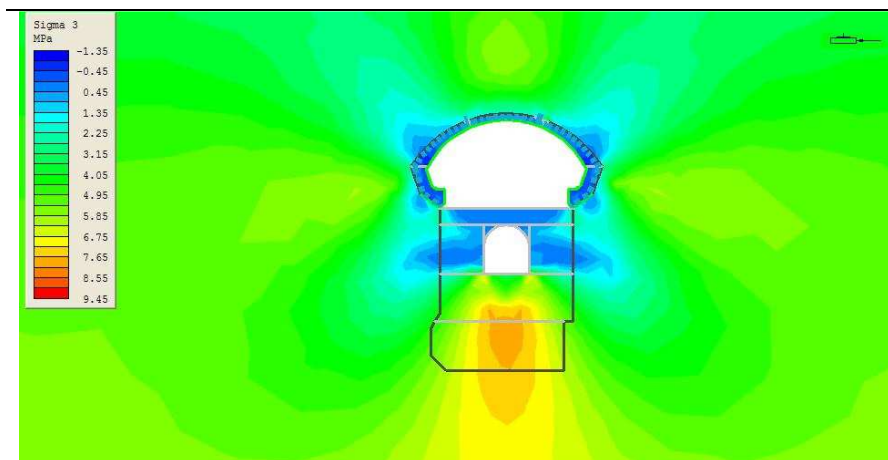
Toda a zona interior da abóbada com valores muito baixos. A tensão atinge um máximo de 9 MPa na zona dos cantos inferiores da escavação na abóbada.



Fase 8

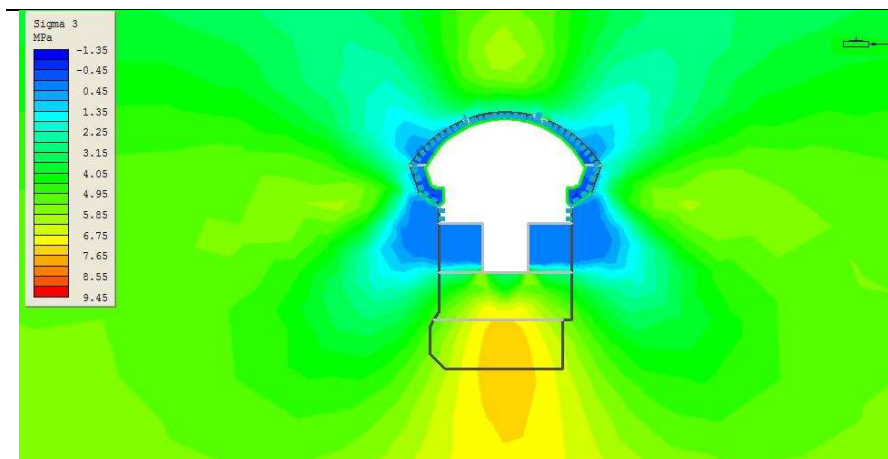
À medida que a escavação avança, as tensões em torno da mesma vão diminuindo.

Nesta fase, os valores máximos (a rondar os 8 MPa) verificam-se abaixo da galeria central



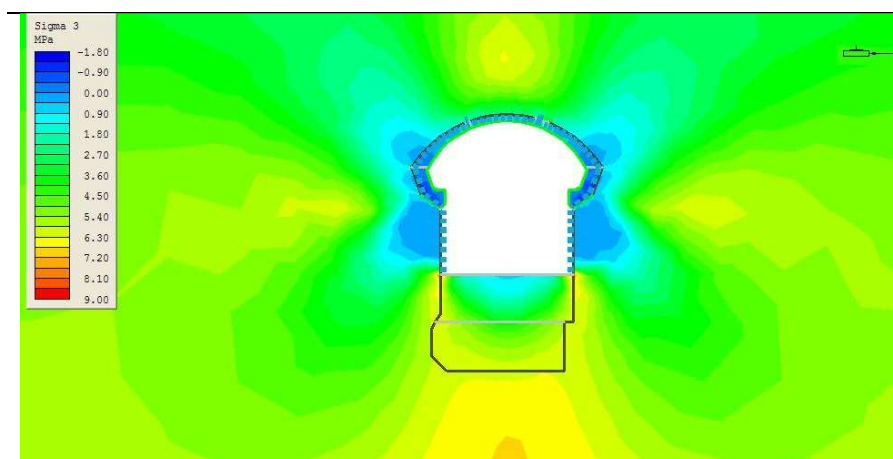
Fase 9

A execução do arco de betão não provoca alterações significativas.



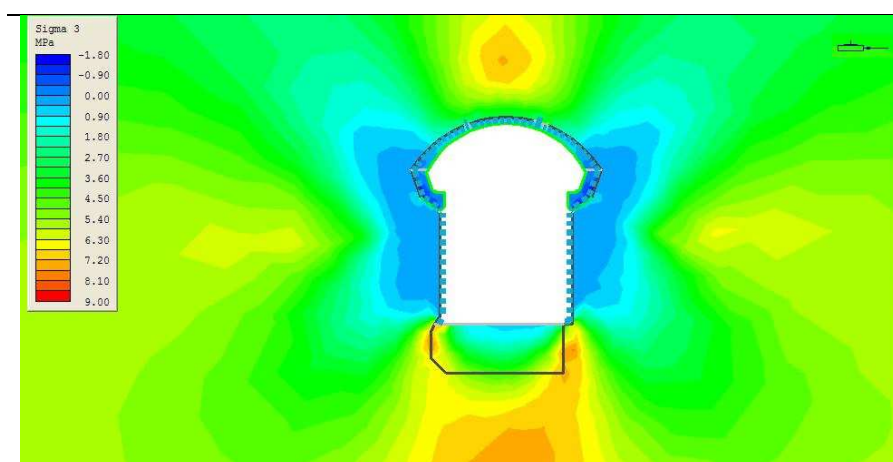
Fase 11

Os valores máximos da tensão mínima principal mantêm-se constantes. A zona de tensões a tender para zero aumenta substancialmente.



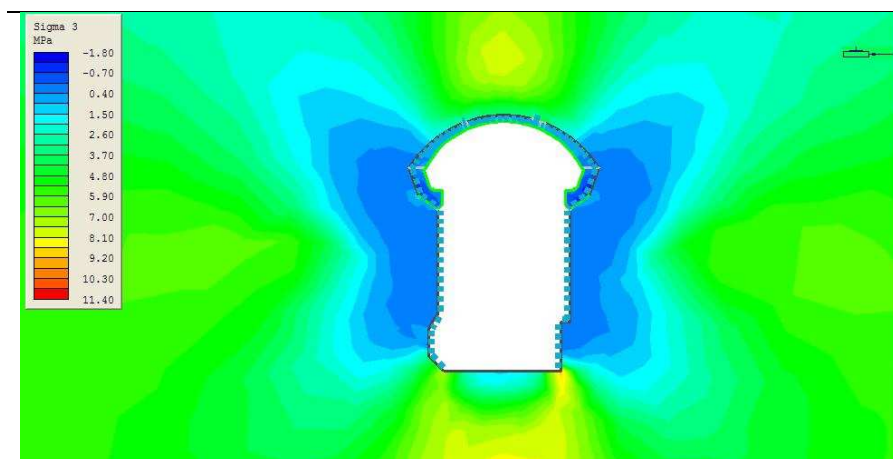
Fase 13

A tendência das fases anteriores mantem-se. Valor máximo da tensão mínima principal a rondar os 8 MPa.



Fase 15

Nada a acrescentar.



Fase 17

Final da escavação. Toda a zona em redor dos hasteais com tensões iguais ou inferiores a zero. As tensões máximas verificam-se nos cantos inferiores da central, com valores na ordem dos 9 MPa.

As conclusões para a tensão mínima principal são idênticas às tiradas para a tensão máxima principal. No entanto, o efeito de arco é gerado noutro sentido (vertical) alterando o aspecto do “mapa de tensões”. A partir da Fig. 5.44 é perceptível a distribuição das tensões, gerando as manchas apresentadas. De salientar que neste caso a direcção da tensão mínima principal é dada pelo menor traço de cada cruz.

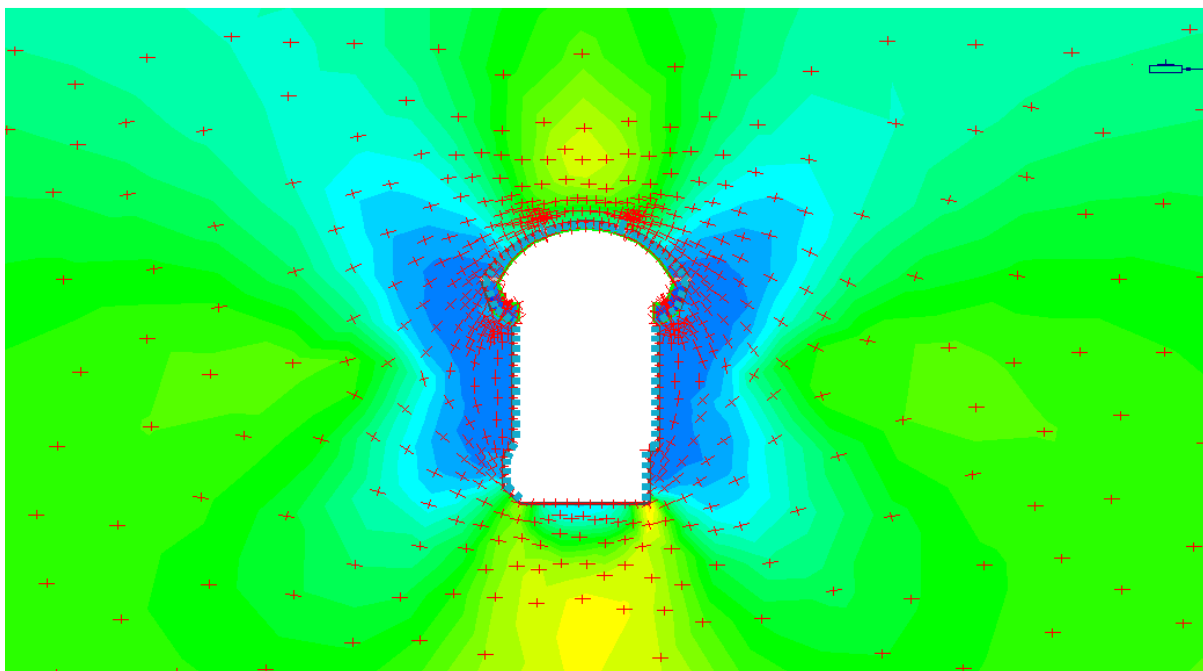


Fig. 5.44 – Direcção das tensões principais

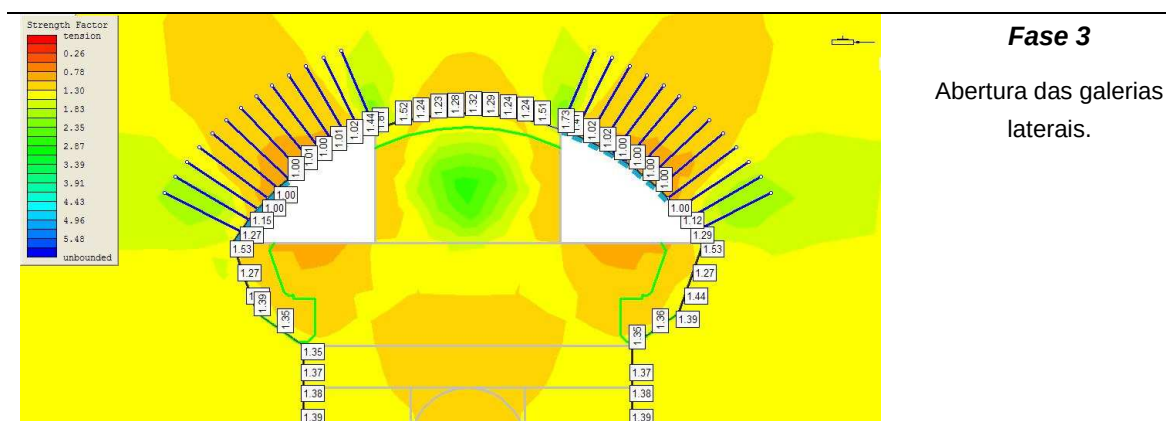
A tensão mínima principal atinge os seus valores máximos nos cantos inferiores da central.

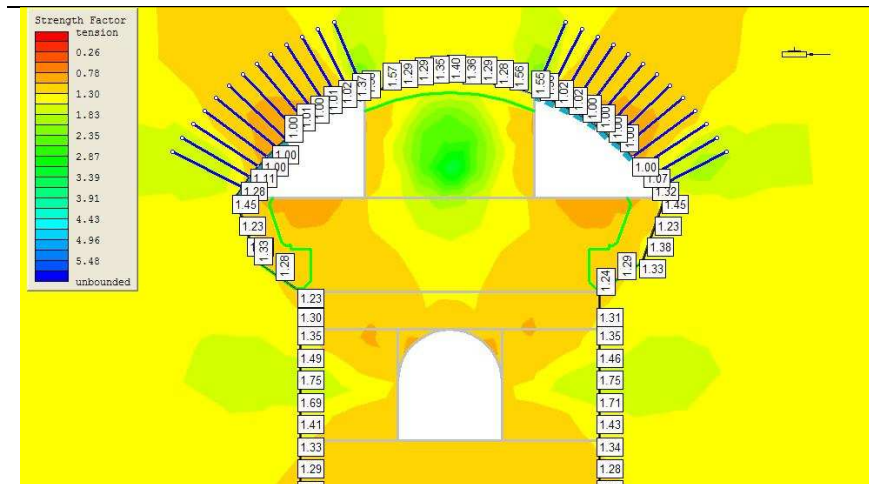
5.5.5.4. Curvas de factores de segurança no maciço rochoso

Esta análise é efectuada para que se assegure que, durante todo o processo construtivo, o factor de segurança seja superior a 1,0, ou seja, que a obra seja realizada sempre em segurança.

Para uma análise mais perceptível, usou-se uma opção do programa Phase 2 que permite a visualização do factor de segurança ao longo da fronteira da escavação. Assim, para os números serem visíveis, as imagens só apresentam a zona escavada em cada fase.

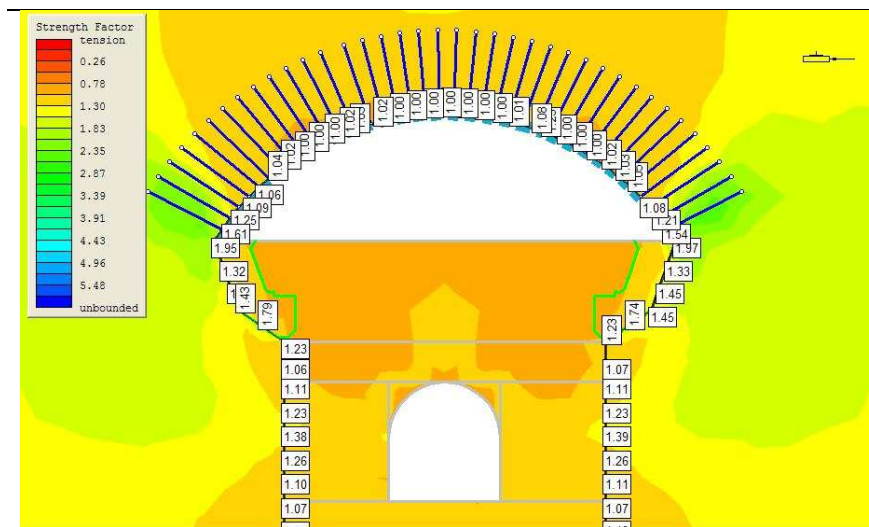
Quadro 5.19 – Curvas de factores de segurança no maciço rochoso, ao longo da escavação





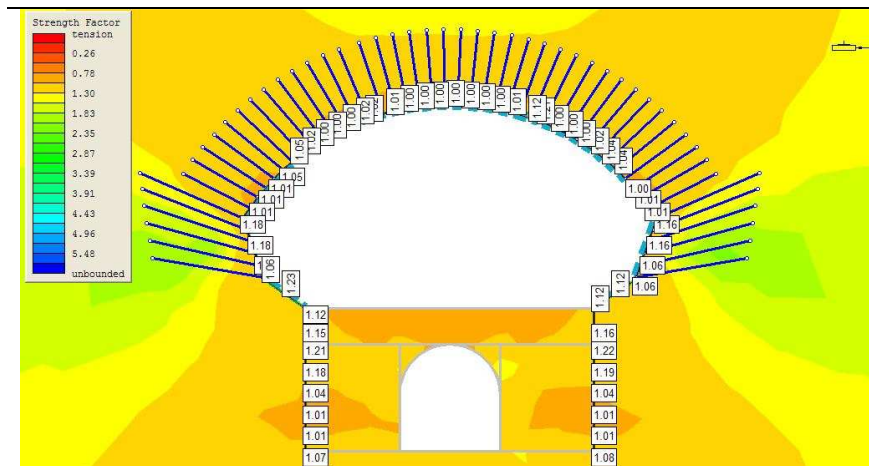
Fase 4

Abertura da galeria central.
Como se pode ver, os factores de segurança estão acima da unidade.



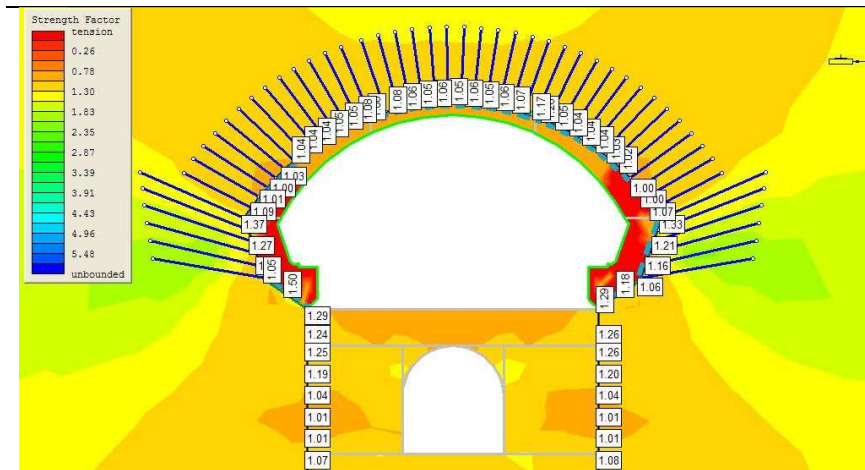
Fase 6

Desmonte do pilar central da abóbada.



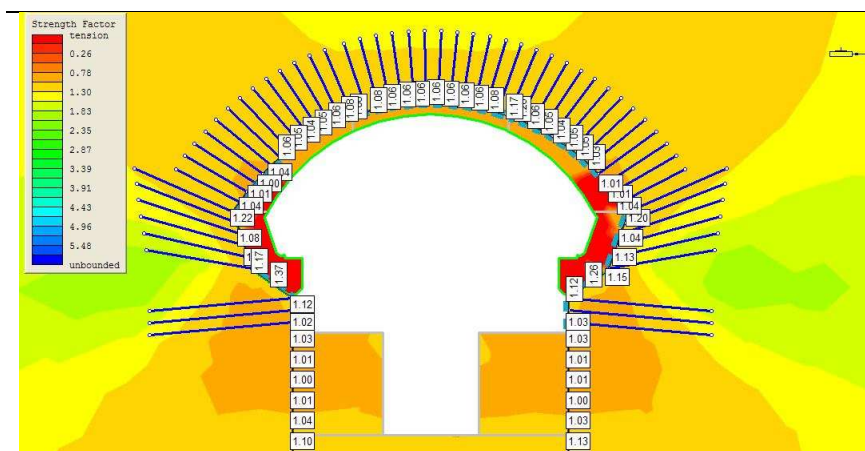
Fase 8

Fim da escavação da abóbada. À medida que a escavação avança, os factores de segurança diminuem.



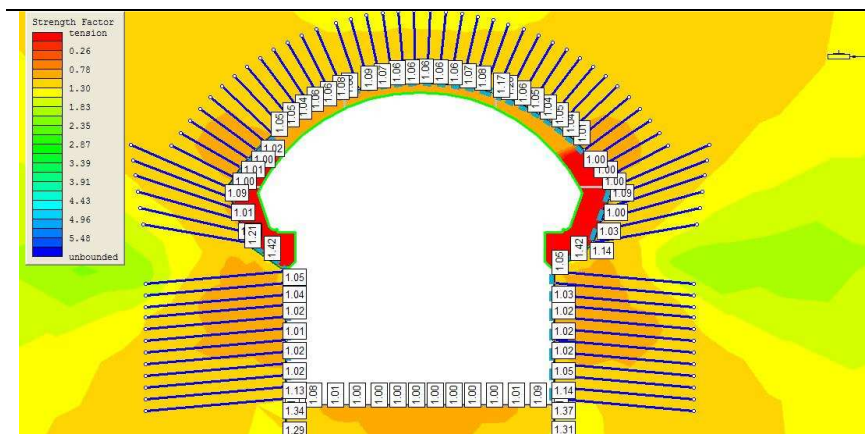
Fase 9

Execução do arco de betão.
Há uma ligeira subida nos factores de segurança da abóbada da central.



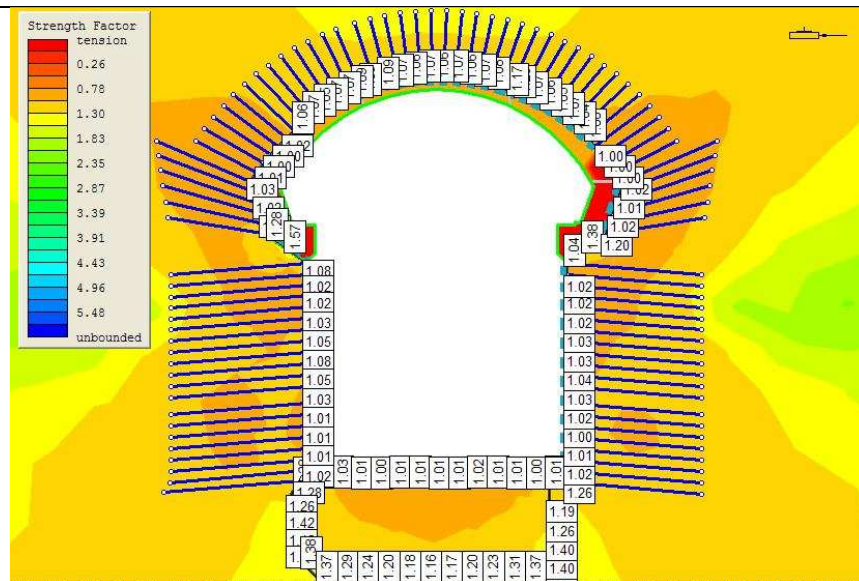
Fase 11

Continuação do desmonte.



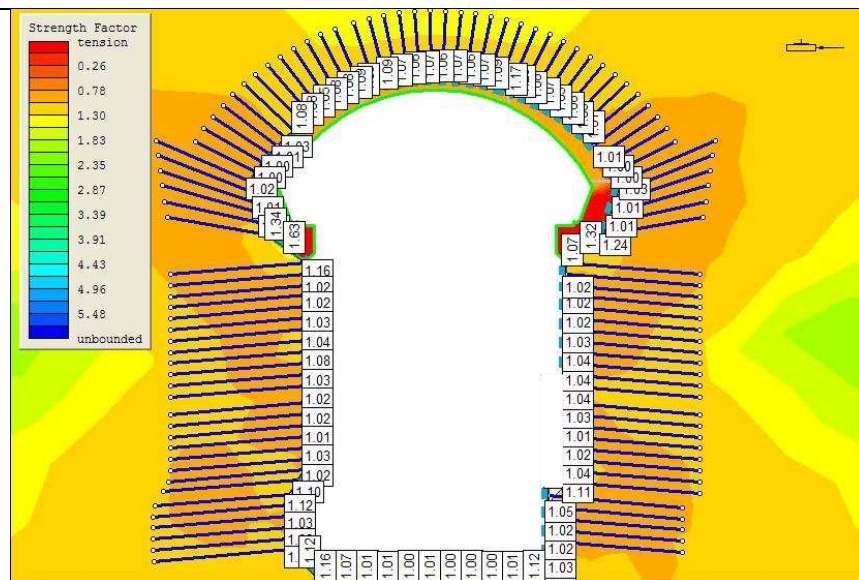
Fase 13

Escavação da central com soleira à cota 391,8. Toda a zona da fronteira do maciço com os hasteais da central com factores de segurança a rondar a unidade.



Fase 15

A situação é similar à da fase anterior.



Fase 17

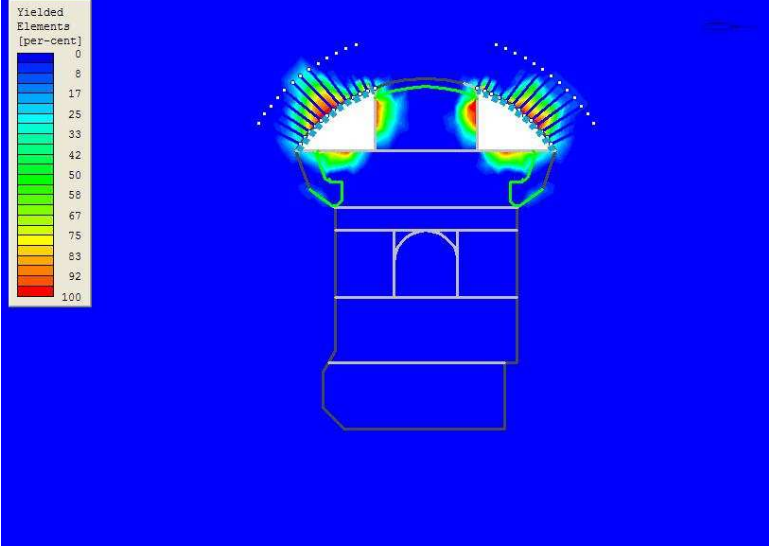
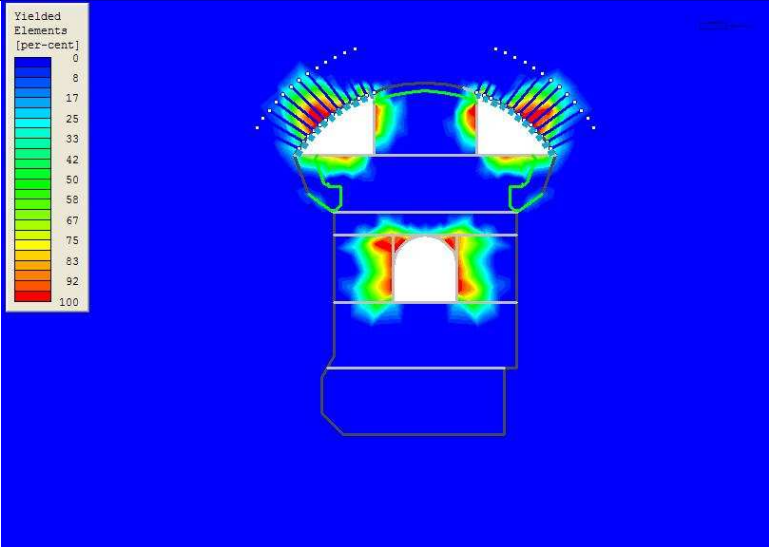
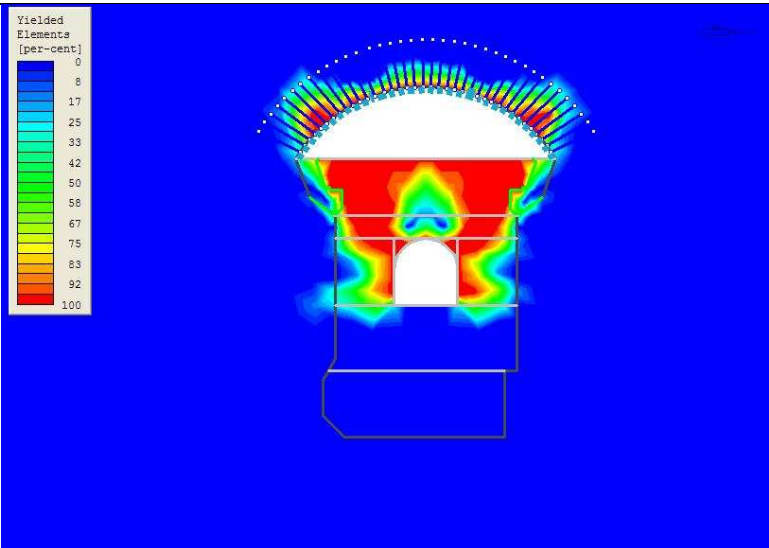
Final da escavação da central.

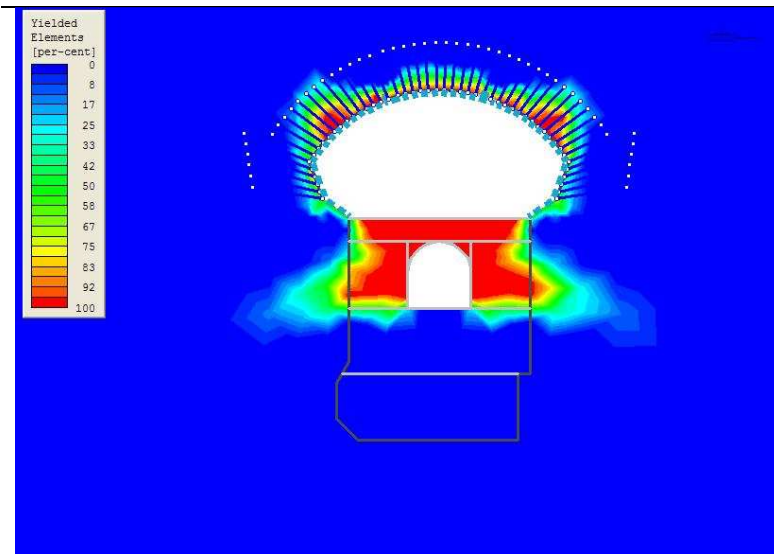
Analisando todas as etapas da escavação da central, constata-se que há alguns pontos em torno da escavação que têm factores de segurança iguais a um. Esta análise está relacionada com a análise seguinte, “Zonas de rotura do maciço”, como tal, como será possível constatar a seguir neste trabalho, é expectável que a zona da fronteira entre a escavação e o maciço esteja nos limites da segurança.

5.5.5.5. Zonas de rotura do maciço

Para além da segurança da obra, é necessário garantir que na superfície não ocorram grandes deformações que levem ao colapso de estruturas existentes .Sendo assim, far-se-á uma análise das zonas de rotura no maciço.

Quadro 5.20 – Zonas de rotura no maciço ao longo da escavação

	Fase 3 Início das escavações. Nada de especial a registar. <i>83 Yielded Finite elements</i> <i>No yielded bolt elements</i> <i>No yielded liner elements</i>
	Fase 4 Abertura da galeria central. As zonas em rotura começam a aumentar, no entanto estão controladas pelas pregagens existentes. Na galeria central não há problema que haja rotura já que toda essa zona vai ser escavada. <i>147 Yielded Finite elements</i> <i>No yielded bolt elements</i> <i>1 yielded liner elements</i>
	Fase 6 A zona da abóbada está toda em rotura, no entanto como vai ser escavada na fase seguinte, logo, não há problema. <i>361 Yielded Finite elements</i> <i>No yielded bolt elements</i> <i>6 yielded liner elements</i>



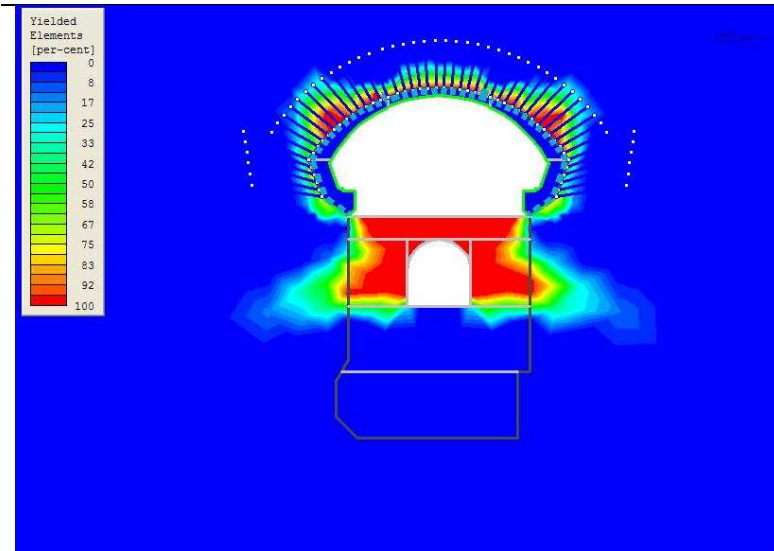
Fase 8

Abóbada escavada e suportada na totalidade. Segurança garantida.

264 Yielded Finite elements

No yielded bolt elements

6 yielded liner elements



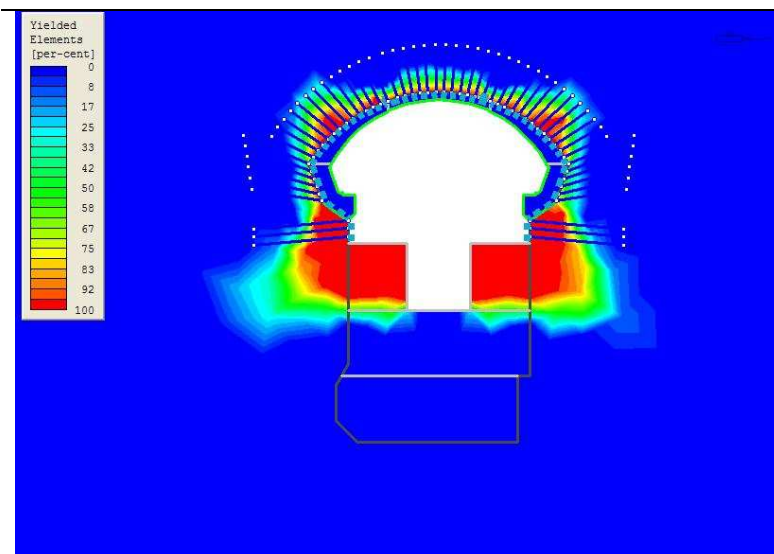
Fase 9

Execução do arco de betão. Suporte definitivo, logo, concede ainda maior segurança à central.

270 Yielded Finite elements

No yielded bolt elements

8 yielded liner elements



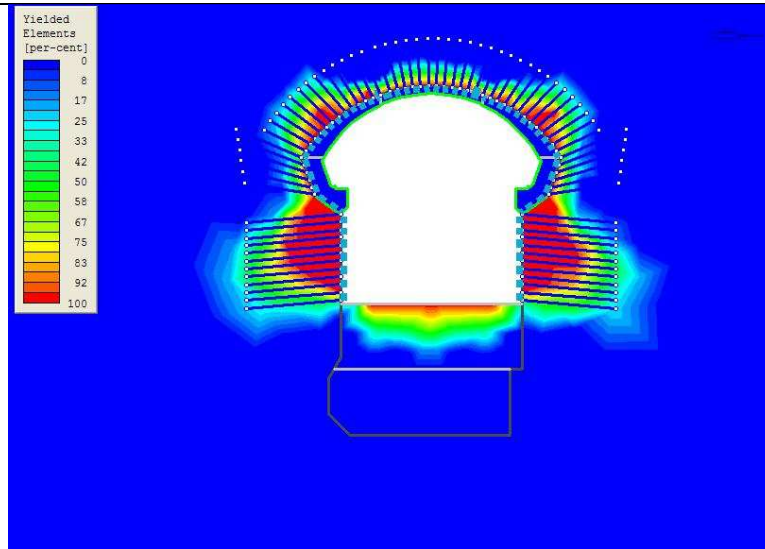
Fase 11

Os hasteais começam a entrar em rotura. As pregagens têm 12 metros de comprimento nesta zona para poderem ser instaladas em rocha sã.

279 Yielded Finite elements

No yielded bolt elements

13 yielded liner elements



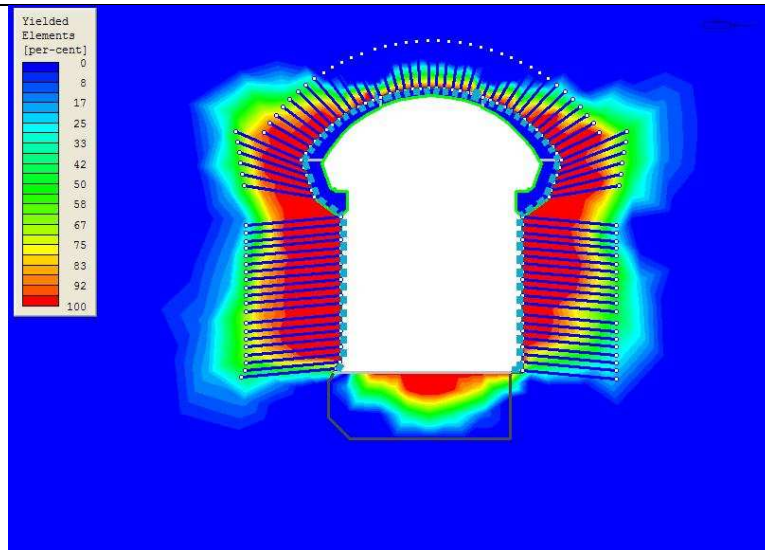
Fase 13

Continuação do desmonte da central com devido suporte. Obra a ser executada dentro da segurança.

255 Yielded Finite elements

No yielded bolt elements

16 yielded liner elements



Fase 15

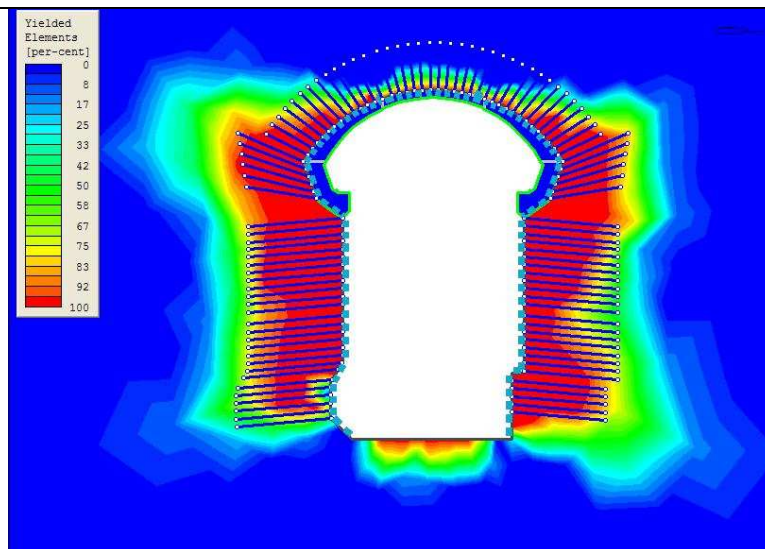
Continuação da escavação da central.

Aumento das zonas do maciço em rotura nos hasteados da central.

367 Yielded Finite elements

No yielded bolt elements

27 yielded liner elements



Fase 17

Final da escavação da central. Toda a central está devidamente suportada, abrangendo toda a área de maciço em rotura. Desta forma, a segurança da obra está garantida.

425 Yielded Finite elements

No yielded bolt elements

30 yielded liner elements

O Quadro 5.20, para além de uma pequena descrição de cada fase, tem uma informação fornecida pelo programa Phase 2. Esta informação dá os pontos da malha de elementos finitos, as pregagens e os segmentos de betão projectado que entram em rotura ao longo da escavação. A Fig.5.45 apresenta todos os elementos em rotura na Fase 17, entre eles, os 30 segmentos de betão projectado que entram em rotura. Como se pode ver, as zonas mais afectadas coincidem com pontos angulosos, como já foi referido neste trabalho.

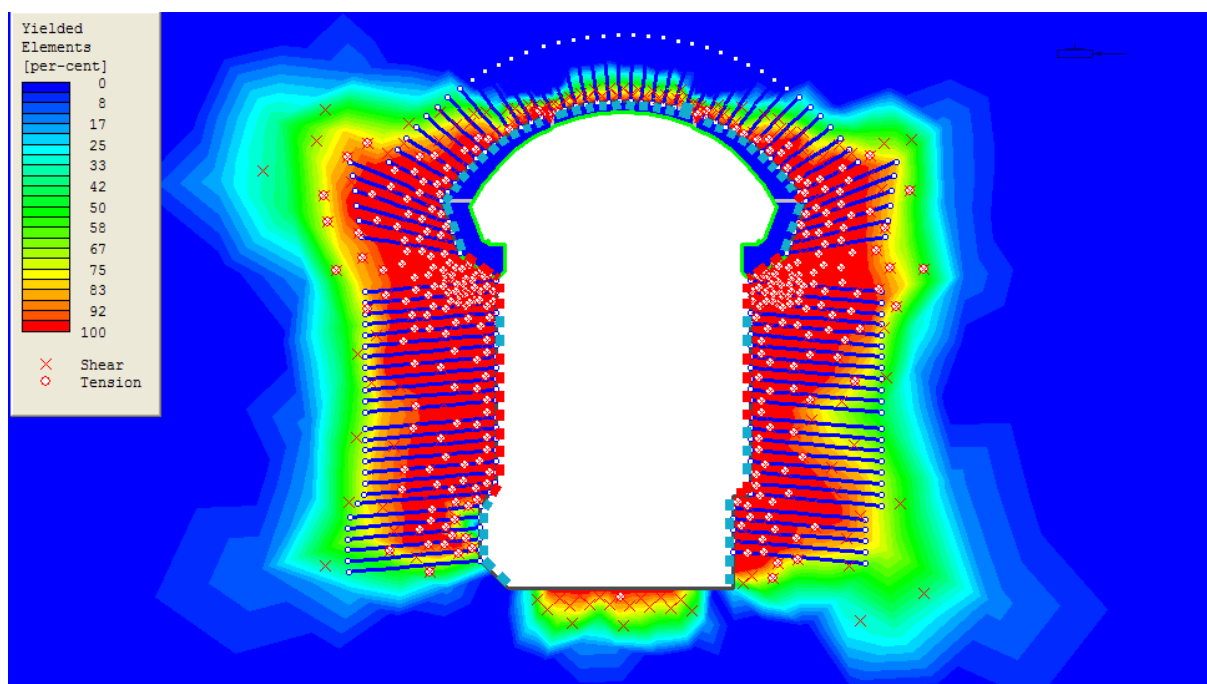


Fig. 5.45 – Elementos em rotura após a escavação da central

Em relação à análise das zonas de rotura no maciço, pode-se concluir que é assegurado um suporte eficaz em toda a central já que todas as pregagens estão em contacto com maciço que não entrou em plastificação.

A solução idealizada para este caso tem em conta três níveis diferentes de pregagens. O primeiro com pregagens de 6 metros de comprimento, na zona superior da abóbada. Depois houve a necessidade de colocar pregagens com 9 metros, ainda na zona da abóbada, mas já numa zona inferior, para garantir uma instalação eficaz de cada pregagem, ultrapassando a zona de rotura do maciço. Por fim, na zona dos hasteais foram instaladas pregagens de 12 m, garantindo assim, a eficácia do sistema de suporte.

A segurança da obra é confirmada pelos valores do programa Phase 2, já que, apesar de haver alguns segmentos de betão projectado que entram em rotura, as pregagens continuam a estar em pleno funcionamento, providenciando um suporte eficaz e em perfeitas condições.

5.5.5.6. Esforços verificados no suporte

Este ponto destina-se a uma breve análise em relação aos esforços verificados no suporte utilizado durante a escavação da caverna central do Picote.

Pregagens

Como se pode constatar no ponto anterior, nenhuma pregagem entra em cedência. De facto, os valores retirados do programa Phase 2 permitem concluir que os esforços axiais a que as pregagens estão sujeitas, durante a escavação da central, estão ainda longe de valores que as conduzam à rotura.

A pregagem que está sujeita a esforços axiais mais altos localiza-se no hastear esquerdo da central e é instalada na Fase 15.

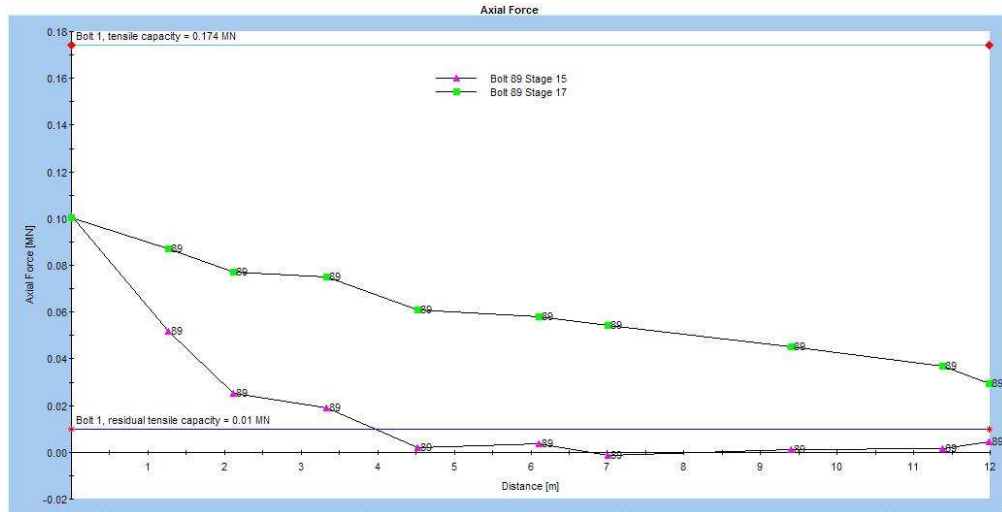


Fig. 5.46 – Esforços axiais ao longo da pregagem mais solicitada

Como se pode ver, o esforço máximo (0,1003 MN) a que esta pregagem está sujeita ainda está longe do valor que conduz à rotura (0,174 MN). Toda a pregagem está traccionada.

Por outro lado, no tecto da abóbada são instaladas as pregagens menos solicitadas. As pregagens mais centrais do tecto da abóbada estão sujeitas a compressões devido ao ligeiro “empolamento” nessa zona. Isto deve-se ao elevado valor das tensões horizontais.

Assim, a pregagem que apresenta valores de compressão mais altos está instalada no centro do tecto da abóbada e apresenta um valor de -0,0105 MN. A pregagem é instalada na Fase 6.

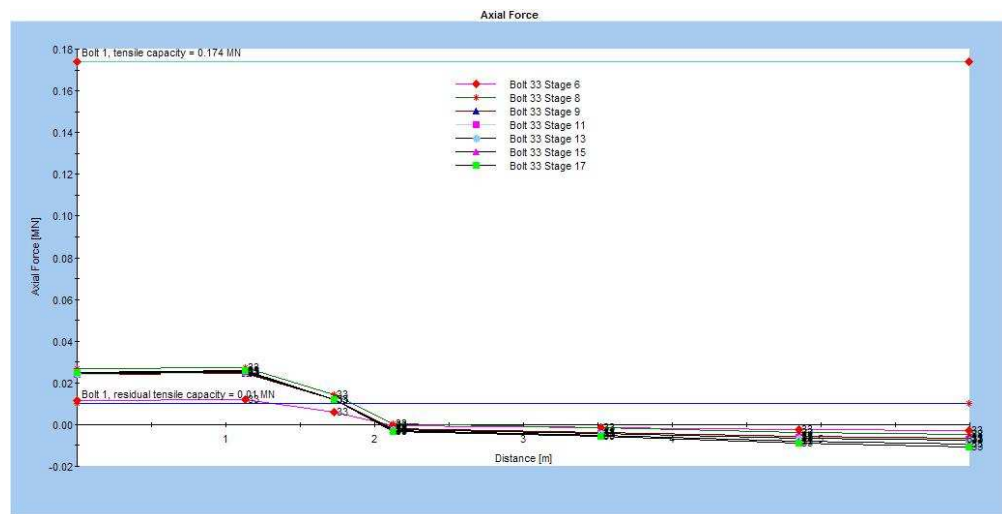


Fig. 5.47 – Esforços axiais ao longo da pregagem menos solicitada

Betão Projectado

Os resultados dos esforços axiais do betão projectado, ao longo da central, apresentam um elevado grau de simetria.

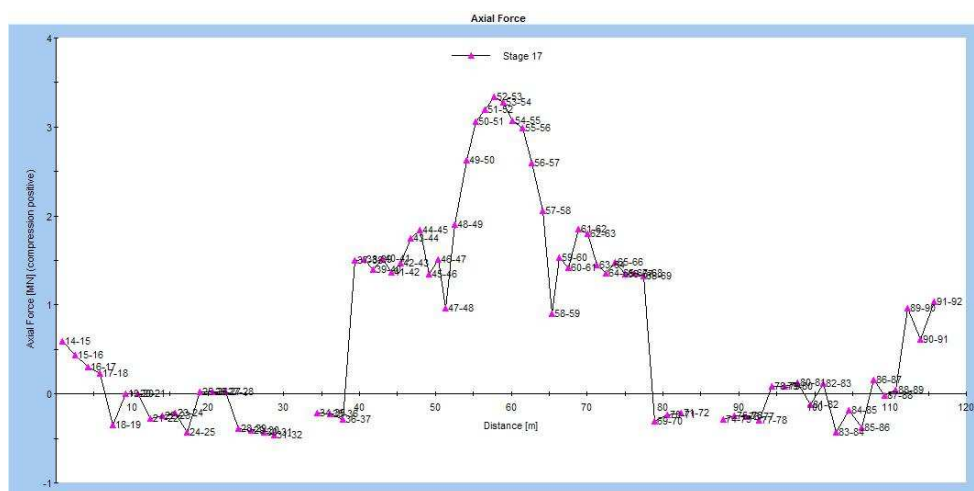


Fig.5.48 – Esforços axiais a que o betão projectado ao longo da caverna está sujeito

Os valores máximos verificam-se no tecto da abóbada, com cerca de 45,24 MPa⁵. Os valores mais baixos são de -0,631 MPa, localizados na junção da abóbada com os hasteais.

Estes resultados são facilmente interpretados com o auxílio da deformada apresentada no ponto 5.5.5.7. O tecto da abóbada sofre um deslocamento vertical, conduzindo a tracções altas nesta zona. Já os hasteais sofrem um deslocamento horizontal que os conduz a uma situação de compressão. A Fig. 5.51 facilita a compreensão destes fenómenos.

São apresentados também os momentos verificados no betão projectado, com um máximo de 0,002 MN*m e um mínimo de -0,0017 MN*m. Estes momentos estão localizados na mesma zona, como se pode ver na Fig.5.50.

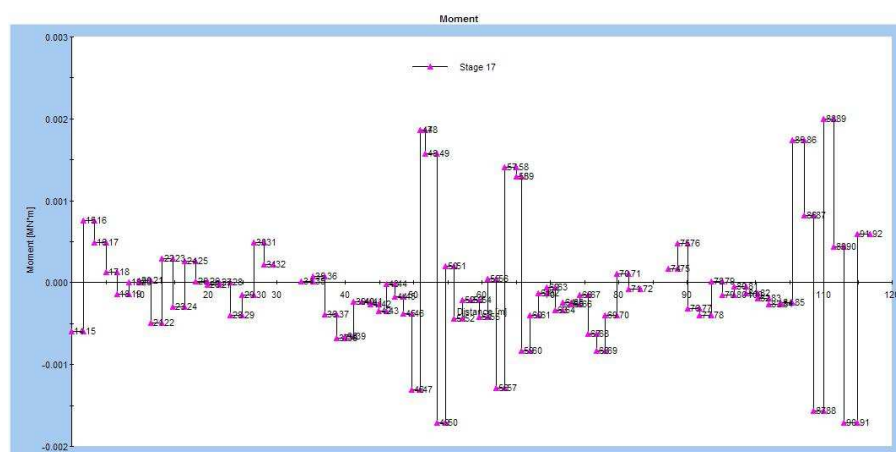


Fig. 5.49 - Momentos a que o betão projectado ao longo da caverna está sujeito

$$^5 \sigma = \frac{F}{A_{influncia}} \Rightarrow \frac{3,34}{0,10 \times 0,738 (\text{largura do betão projectado no programa Phase 2})}$$

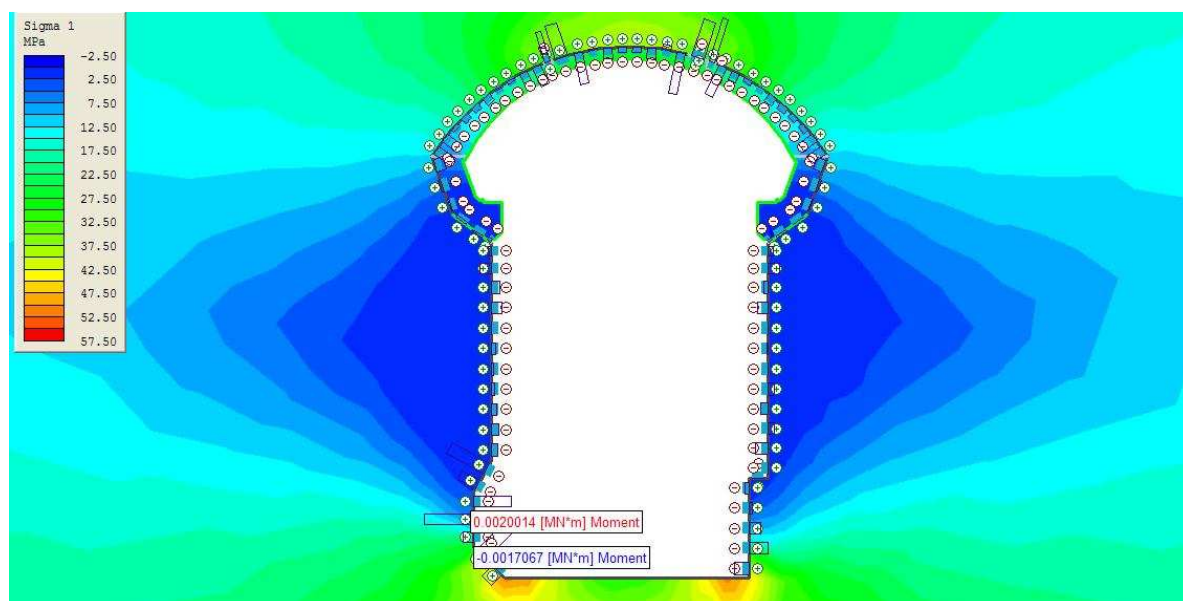


Fig. 5.50 – Localização dos momentos máximo e mínimo do betão projectado

5.5.5.7. Deformada do Modelo da Central

O modelo numérico da central do Picote permite visualizar a deformada da mesma após a conclusão da escavação. A deformada da central e da malha de elementos finitos é apresentada na Fig. 5.51.

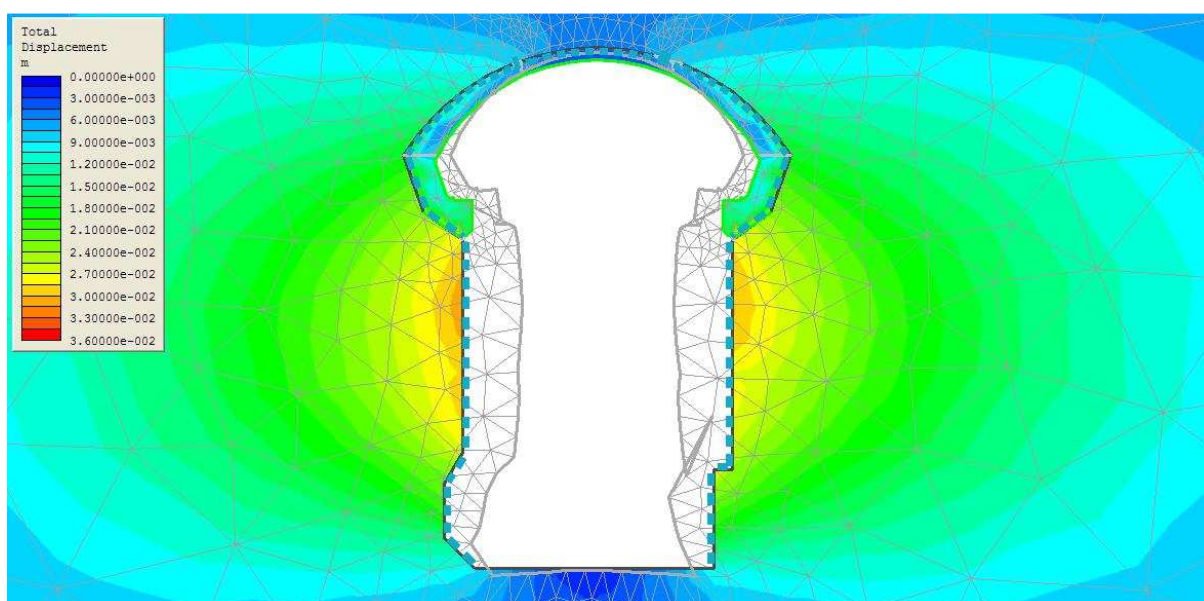


Fig.5.51 – Deformada da central do Picote após a conclusão da escavação

É notória a convergência nos hasteais devido às elevadas tensões horizontais do maciço. A abóbada também é comprimida para o centro da escavação, exceptuando o tecto da mesma, que converge em direcção á superfície.

5.5.5.8. Análise Paramétrica

A análise paramétrica feita neste trabalho consiste na comparação do modelo estudado no presente capítulo com os modelos indicadores: modelo elástico e modelo plástico sem suporte.

Os modelos indicadores contemplam uma situação hipotética da escavação da central sem suporte. Como tal, desenvolvem-se ao longo de 10 fases, ao contrário das 17 fases do modelo estudado, já que não necessitam das fases fictícias.

O modelo elástico consiste na simulação da escavação da central em maciço rochoso com propriedades elásticas. Este modelo é usado apenas como base de comparação já que a situação simulada é irrealista.

O modelo plástico tem em conta as mesmas propriedades do maciço rochoso do modelo estudado, no entanto, não é suportado ao longo da escavação.

Estes dois modelos, quando comparados com o modelo em estudo, permitem tirar conclusões acerca da importância do suporte numa obra subterrânea e das diferentes convergências do maciço consoante as suas propriedades.

Os resultados relevantes destes modelos são apresentados em Anexo.

O Quadro 5.21 apresenta os deslocamentos máximos do maciço rochoso, verificados em cada modelo:

Quadro 5.21 – Deslocamento máximo de cada modelo

	Deslocamento máximo (cm)	Zona onde se verifica o deslocamento máximo
Modelo Elástico	2,6713	Hasteal esquerdo Meia altura da central
Modelo Plástico Sem suporte	3,1147	Hasteal esquerdo Meia altura da central
Modelo em Estudo	3,0996	Hasteal esquerdo Meia altura da central

Todos os modelos apresentam uma simetria em relação aos deslocamentos verificados em torno da escavação. Isto deve-se à homogeneidade do maciço e ao elevado grau de simetria da estrutura.

Como seria de esperar, o modelo elástico apresenta deslocamentos inferiores aos outros modelos já que não tem em conta os deslocamentos verificados em regime plástico. No entanto, há uma conclusão relevante a tirar desta análise. Os deslocamentos semelhantes do modelo plástico e do modelo em estudo revelam a incapacidade do suporte para sustentar os deslocamentos do maciço, quando se trata de estruturas destas dimensões.

No entanto, comparando a Fig. 5.45 com a Fig. A.9, compreende-se a importância do uso de suporte neste tipo de obras. Toda a zona em redor da escavação entra em cedência. Se esta zona não for devidamente suportada, através de um sistema como o descrito no ponto 5.5.5.5., a estrutura colapsará.

Assim, com o auxílio dos modelos indicadores, conclui-se que o suporte utilizado na central do Picote não tem grande influência no sustimento da convergência do maciço rochoso, porém, a escavação da central não seria possível sem o devido suporte já que a estrutura entraria em colapso.

6

PLANO DE OBSERVAÇÃO. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS NA OBRA COM O MODELO DO PROGRAMA PHASE 2

As obras subterrâneas são caracterizadas pelo enorme grau de indeterminação associado às mesmas devido a dificuldades de investigação e reconhecimento do terreno antes e durante a escavação. Como tal, deverá ser feita uma análise contínua na fase de construção, o que permite proceder a eventuais ajustes nos métodos e processos construtivos determinados pelas reais características e comportamento do maciço sujeito a intervenção.

As acções de observação, que permitem controlar os resultados que se vão verificando ao longo da obra, devem ser efectuadas o mais próximo possível da frente de escavação, tendo em conta condicionalismos inerentes à instalação dos aparelhos e, também, condicionalismos que têm a ver com o desenvolvimento da obra.

Para a central em estudo foram instalados extensómetros e células de pressão, possibilitando a leitura de deslocamentos da superfície escavada e do maciço e a determinação dos esforços, respectivamente.

Os aparelhos para a leitura dos deslocamentos, extensómetros e secções de convergência, são instalados e lidos na sequência imediatas das escavações e suficientemente perto das frentes de obra, não sendo tolerável que o afastamento das secções de convergência à frente de escavação seja superior a 30 metros.

Um aspecto muito importante prende-se com o controle dos níveis de vibração do maciço, à medida que a frente de escavação vai avançando, provocados pelo rebentamento das pegs provocadas pelos explosivos. O controle deve ser minucioso e feito em locais estratégicos de forma a obter resultados mais fiáveis.

6.1. SECÇÕES DE OBSERVAÇÃO DA CENTRAL

Os efeitos estruturais serão observados a partir da medição das grandezas dos deslocamentos do maciço e das deformações e tensões nos suportes de betão, assim como pela observação da eventual fissuração dos elementos em betão. A observação dos efeitos estruturais será transversal a toda a vida da obra iniciando-se com o início da construção.

Neste trabalho, são abordados todos os aparelhos de medição usados na central, no entanto, só se aprofundará a análise dos extensómetros por ser o único aparelho do qual foi possível obter resultados actualizados da obra em curso.

Em todo o comprimento da central são efectuadas medições de convergência em três secções, sendo que duas delas (S_1 , S_2) são coincidentes com as secções usadas para a instalação de extensómetros e células de carga. A terceira secção fica a meia distância entre a secção S_1 e o hasteal, havendo ainda lugar à instalação imediata de secções complementares de medição em zonas singulares.

A Figura 6.1 representa a planta da central, em todo o seu comprimento, evidenciando a localização das secções transversais instrumentadas com extensómetros múltiplos de varas:

- Secção S_1 - Localizada a 2,5 metros do eixo do grupo, para o lado da central existente.
- Secção S_2 - Localizada a 25 metros do mesmo eixo, na zona do átrio das montagens.

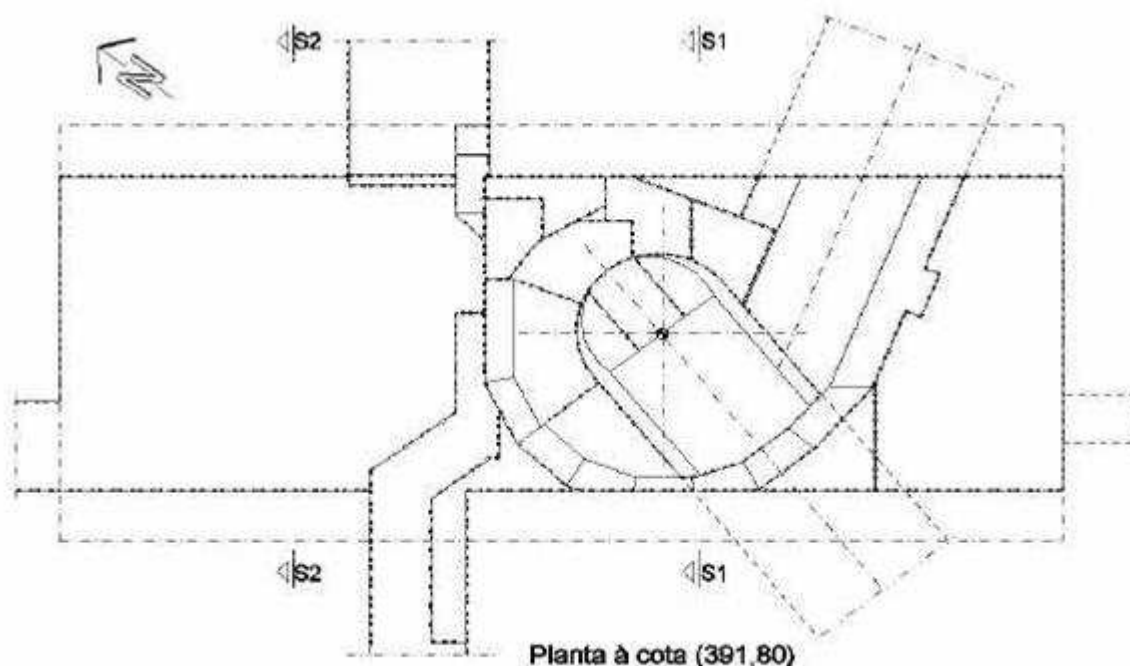


Fig. 6.1. – Planta da Central do Picote [19]

As duas secções, por terem dimensões diferentes, diferem no número de extensómetros. A secção S_1 é contemplada com 7 extensómetros, três na abóbada e os restantes, subhorizontais, localizam-se nos hasteais, dispostos em dois níveis situados, um no topo de cada hasteal e o outro no piso principal. A secção S_2 é contemplada com 5 extensómetros, com localização igual à definida para os cinco extensómetros situados a cotas superiores referidas para a secção S_1 . A localização prevista dos extensómetros é apresentada na Figura 6.2.

Os extensómetros em questão são constituídos por três varas de comprimentos diferentes: 5, 15 e 35 metros. As varas estão presas nas suas extremidades. À medida que a escavação vai avançando o maciço rochoso sofre deslocamentos e, por sua vez, a vara sofre um alongamento devido aos deslocamentos do maciço. No final, o deslocamento do maciço na zona coberta pela vara (correspondente ao comprimento da vara) é igual ao alongamento da mesma. O facto de haver três varas de comprimentos diferentes permite ao utilizador calcular a diferença de deslocamentos entre as

varas, obtendo assim deslocamentos relativos às zonas cobertas por cada vara. Isto permite tirar conclusões sobre a homogeneidade ou heterogeneidade do maciço. Como exemplo do funcionamento do extensómetro de varas, é feita mais à frente a análise aos resultados obtidos pelos extensómetros da central.

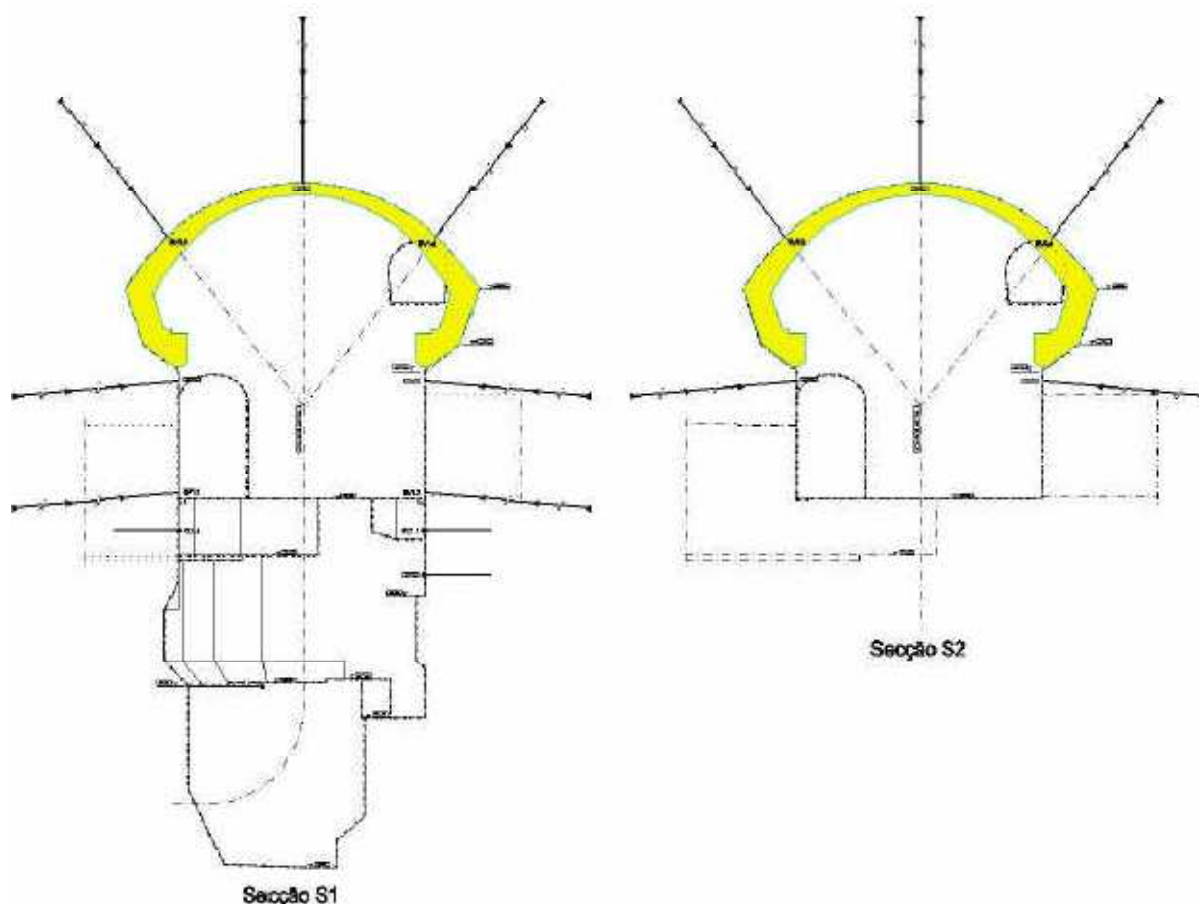


Fig. 6.2. – Localização dos extensómetros nas duas secções apresentadas [19]

Como foi referido anteriormente, a instalação dos extensómetros deverá processar-se logo que os locais onde se situam as respectivas cabeças fiquem acessíveis, de forma a poderem registar os deslocamentos decorrentes do avanço das escavações. Os resultados da observação desempenharão um papel fundamental na análise do comportamento destas estruturas nas fases de construção, primeiro enchimento e de exploração do aproveitamento.

Para observação das condições de funcionamento estrutural do revestimento definitivo da abóbada da Central II far-se-á a determinação dos esforços em zonas localizadas recorrendo-se à instalação de células de pressão tipo Gloetzel na interface entre o maciço e o betão, segundo a disposição apresentada Figura 6.3. Estas células permitem medir a tensão normal ao seu plano pelo que serão colocadas perimetralmente no extradorso do suporte para avaliação das tensões neste, segundo as duas secções transversais S_1 e S_2 referidas acima.

A avaliação do estado de deformação nos suportes de betão processa-se por intermédio de extensómetros eléctricos do tipo Carlson, apresentados na Figura 6.3, a que estão associados extensómetros correctores dos efeitos de origem térmica. Serão convenientemente orientados, em

pontos interiores do betão da abóbada da central, tendo em vista a quantificação de esforços normais e momentos flectores, obtidos com base nas características reológicas do betão.

Deverá ser efectuado o levantamento sistemático da eventual fissuração que venha a ocorrer no betão do revestimento da central, com base em observação visual, registo fotográfico e recorrendo a medidores de juntas nas fissuras mais importantes.

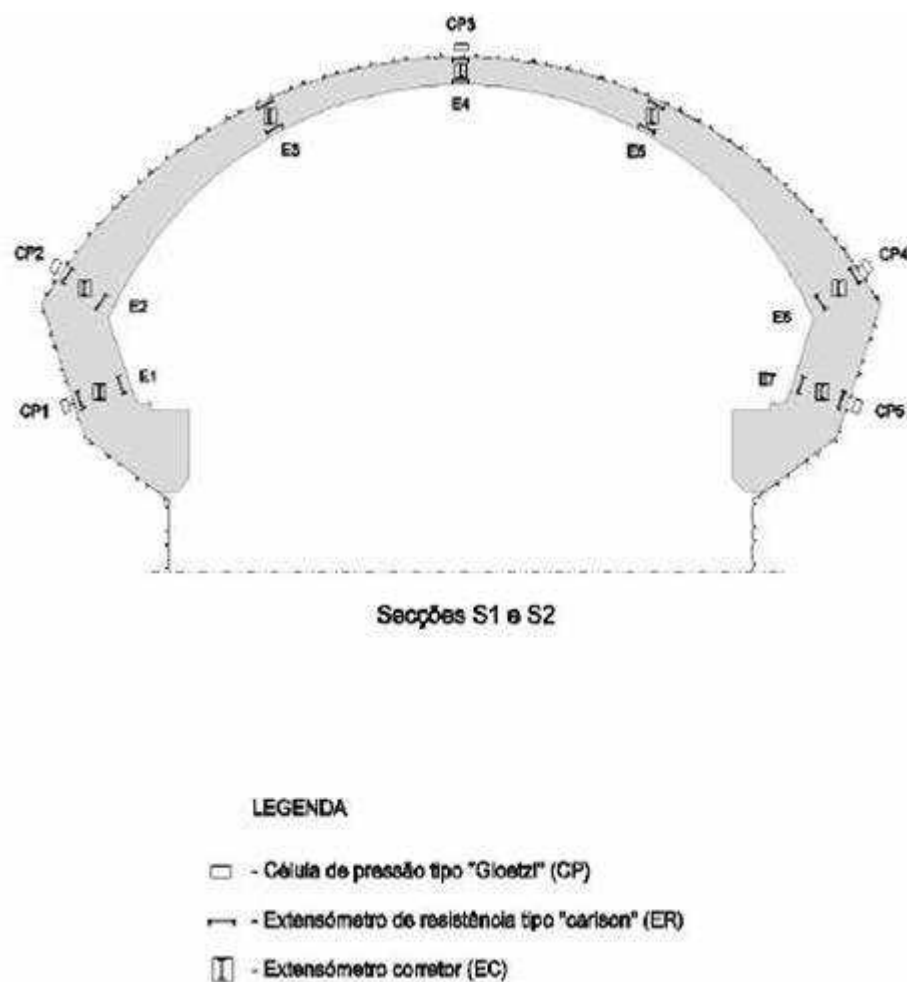


Fig. 6.3. – Pormenor do arco de betão [19]

6.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Sendo o objectivo principal do modelo feito no programa Phase2 simular e prever o que vai acontecer durante a execução da obra, neste caso a construção da central do Picote, é muito importante ir confrontando os valores expectáveis com os valores obtidos nos aparelhos de medição ao longo da execução da obra. Tendo isso por base, neste trabalho é feita uma apresentação de valores retirados dos extensómetros colocados na central, referentes à Secção S₁, na zona da abóbada. Os resultados registam valores do extensómetro central da abóbada e do extensómetro que se encontra do lado direito da abóbada, sendo o primeiro referido como EV1.4 e o segundo como EV1.5.

Os registos disponíveis remontam à fase anterior à execução do arco de betão, logo, o desmorte da abóbada da central. Os extensómetros EV1.4 e EV1.5 são instalados ao mesmo tempo. Isto é possível porque após a conclusão da Fase 2 (de acordo com o Quadro 3.2, do Capítulo 3), o desmorte do pilar

central em determinadas secções da central, possibilitando a instalação e entrada em funcionamento do extensómetro *EV1.4* no mesmo instante dos extensómetros laterais

De seguida, são então apresentados os registos dos extensómetros de três varas colocados na central, *EV1.4* e *EV1.5*.

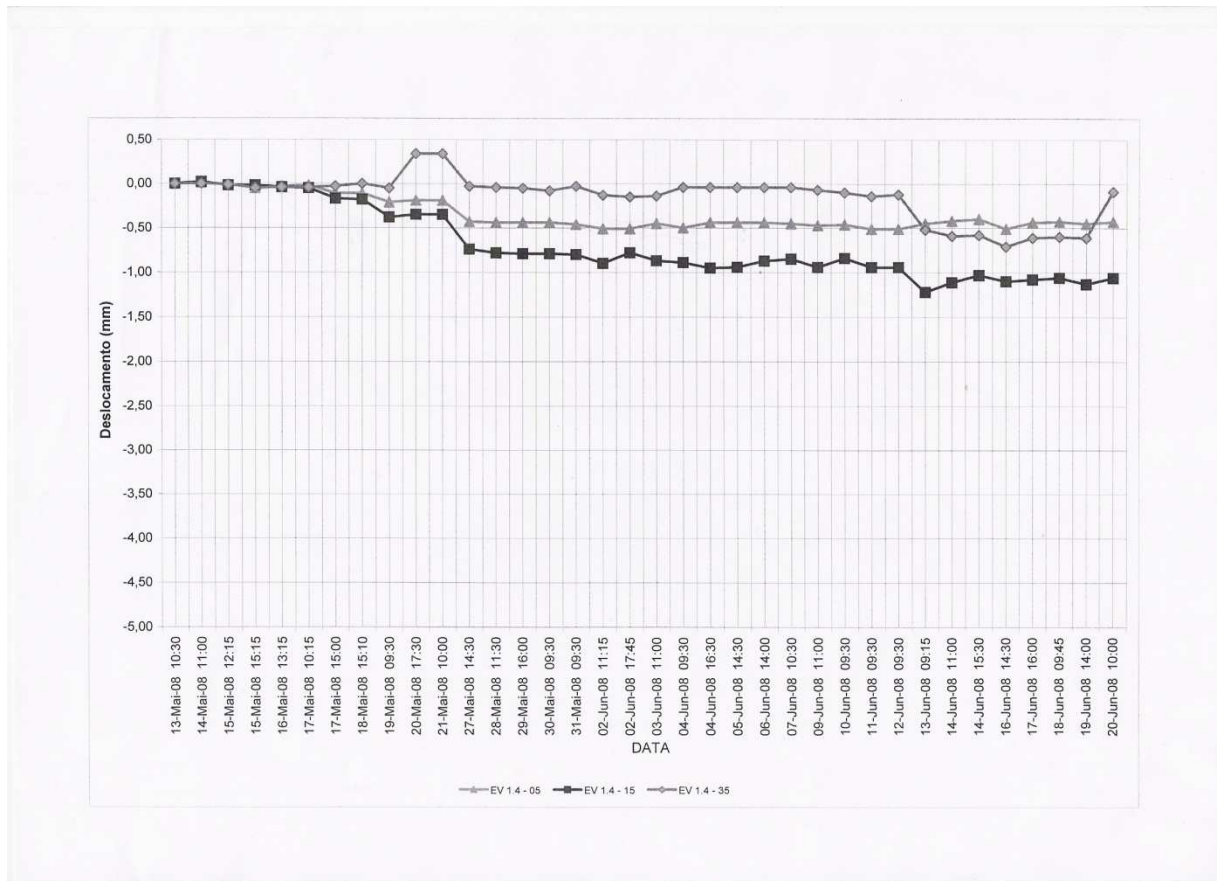


Fig. 6.4. – Registo de deslocamentos do extensómetro *EV1.4* (cortesia do Prof. Celso Lima)

No extensómetro *EV1.4*, os deslocamentos são praticamente nulos, entre 0 e 1 mm, com as três varas (5m, 15m e 35m) a sofrerem deslocamentos praticamente iguais, revelando a homogeneidade do maciço nesta zona. Os deslocamentos quase nulos são facilmente explicados já que o maciço rochoso tem valores de K elevados ($K=4$), logo, os deslocamentos vão ser maiores na horizontal e não na vertical, como é visível na Fig. 5.42, onde o eixo de simetria apresenta valores próximos do zero. Assim, estes valores estão de acordo com o expectável.

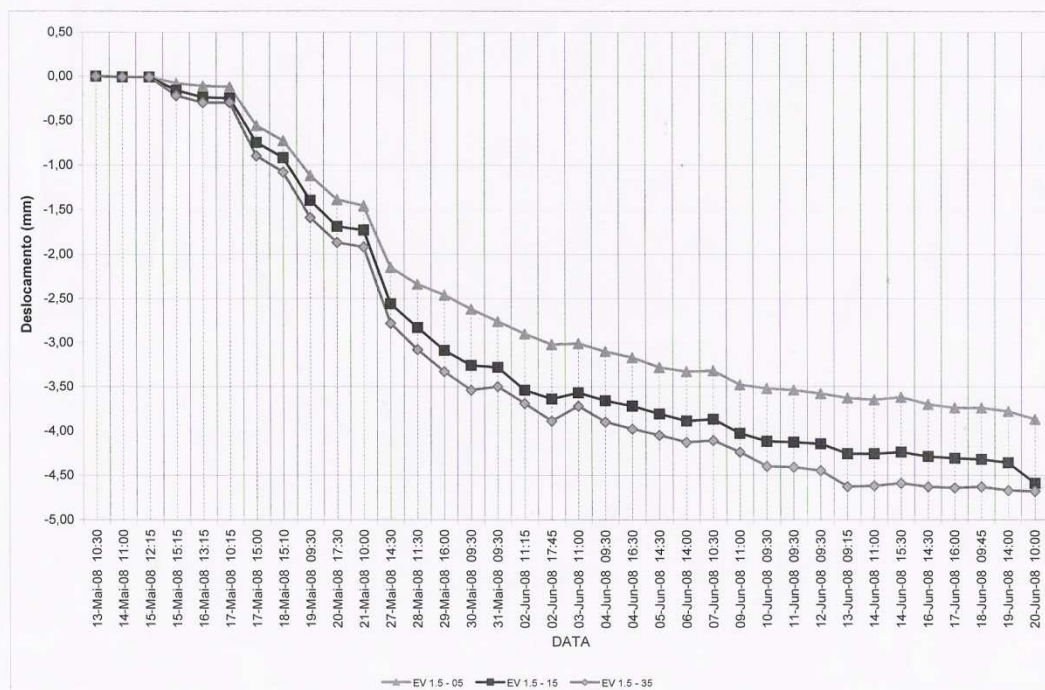


Fig. 6.5. – Registo de deslocamentos do extensómetro EV1.5 (cortesia do Prof. Celso Lima)

O extensómetro *EV1.5* encontra-se numa zona lateral da abóbada, registando os deslocamentos horizontais, porque o seu posicionamento é na oblíqua (ao contrário do extensómetro *EV1.4* que está instalado na vertical). Isto explica o aumento dos deslocamentos já que, como foi explicado anteriormente, os deslocamentos horizontais são os mais significativos devido ao estado de tensão instalado no maciço.

Os valores dos deslocamentos estão entre [3,5;5,0]mm, notando-se um deslocamento maior nas varas de 15 e 35 metros, em relação à vara de 5 metros, o que indica a presença de uma camada de menor qualidade. Como os valores da vara de 15 e 35 metros são iguais, pode-se concluir que esta zona de maciço de menor qualidade está presente entre a vara de 5 metros e a de 15 metros.

Depois de analisados os resultados referentes aos registos dos extensómetros instalados na central do Picote, interessa compará-los com os resultados do programa Phase2, disponíveis na Fig.6.6. Esta é uma forma eficaz de verificar a fiabilidade do modelo feito para a simulação da construção da central.

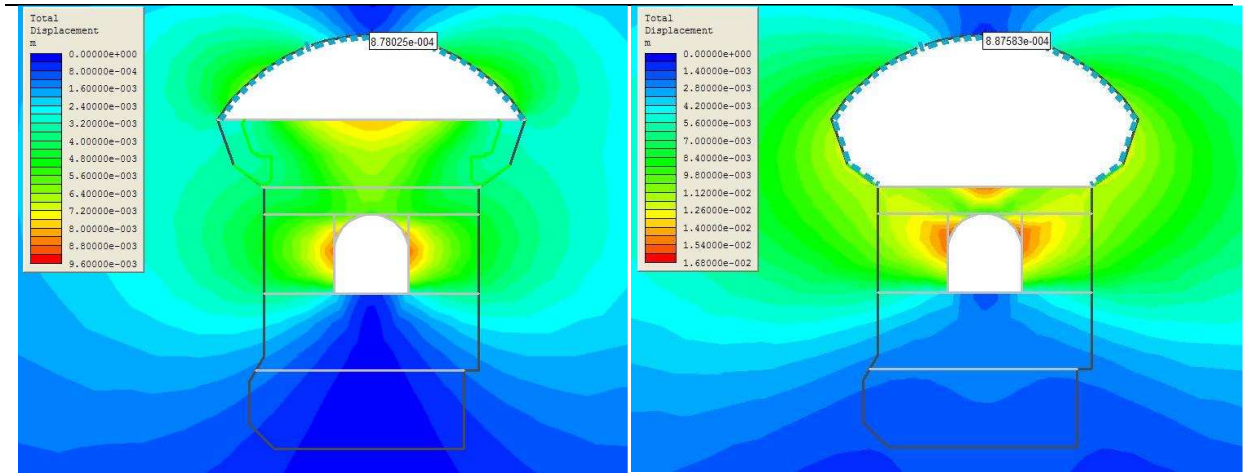


Fig. 6.6. – **Caso 1** – Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do extensómetro EV1.4

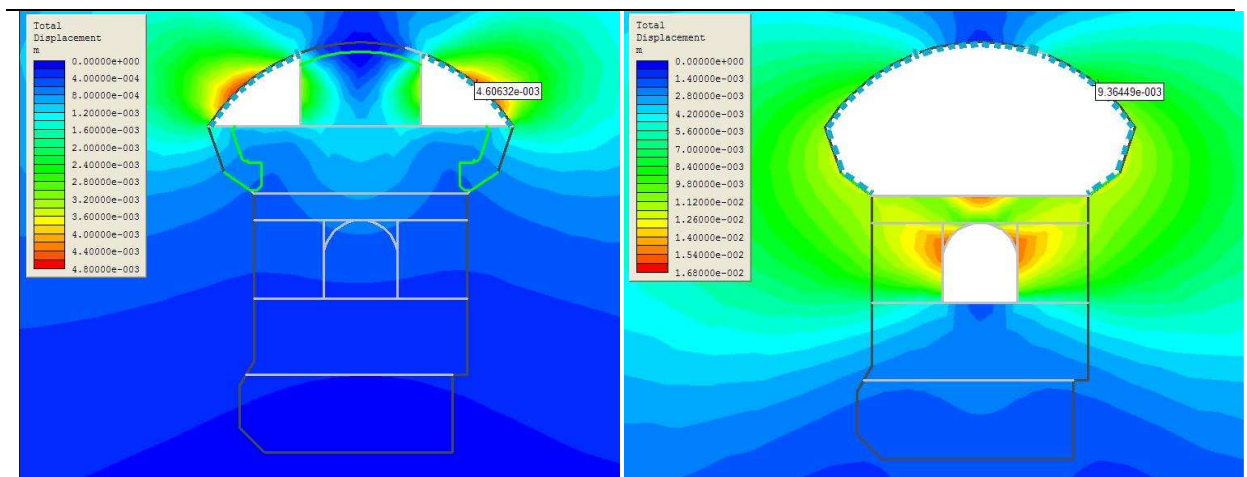


Fig. 6.7. – **Caso 2** – Resultados do programa Phase2 relativamente à posição do extensómetro EV1.5

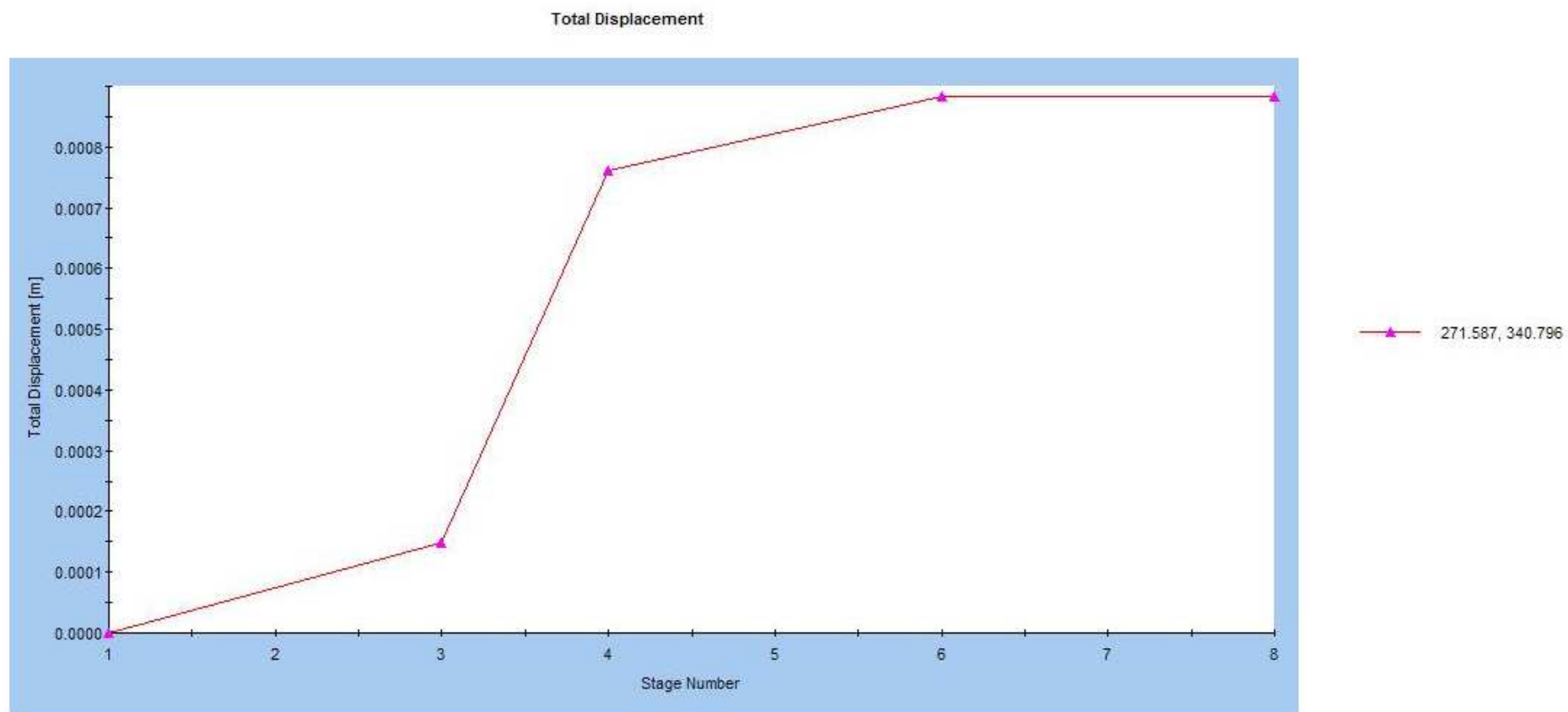


Fig. 6.8. – **Caso 1** - Gráfico de deslocamentos entre a Fase 4 e 5, relativamente à posição do extensómetro EV1.4

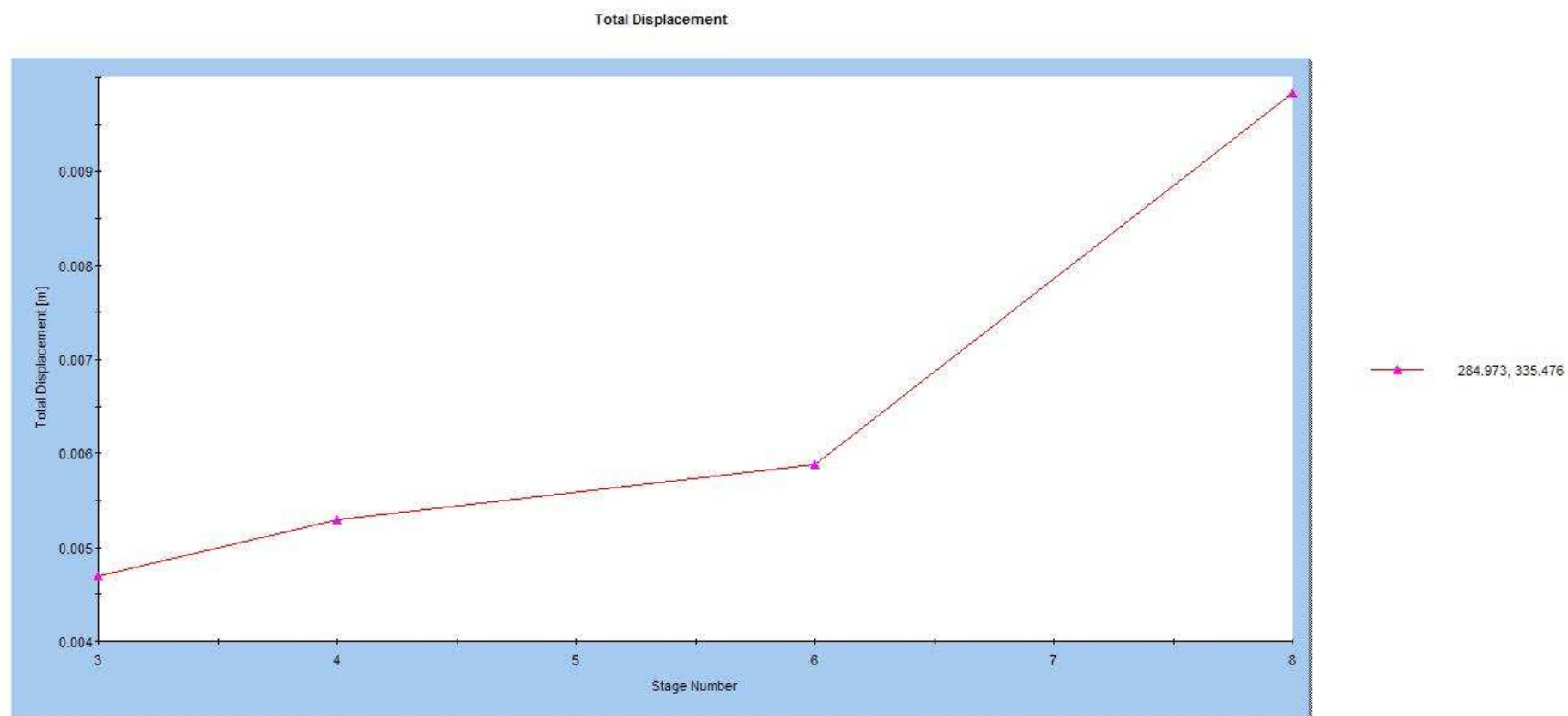


Fig. 6.9. – **Caso 2** - Gráfico de deslocamentos entre a Fase 2 e 5, relativamente à posição do extensómetro EV1.5

As figuras retratam as duas situações em estudo, podendo-se fazer um paralelismo entre as figuras 6.6. e 6.8. e os dados recolhidos através do extensómetro *EV1.4* e entre as figuras 6.7. e 6.9. e o extensómetro *EV1.5*.

No 1º Caso, o modelo em Phase 2 regista valores muito perto do zero, verificando-se deslocamentos desprezáveis no eixo de simetria da central, como é possível ver na Fig. 5.42, que corresponde à posição do extensómetro *EV1.4*.

No 2º Caso, os valores extraídos do programa para a zona onde o extensómetro *EV1.5* foi instalado, entre a Fase 2 e a Fase 5, atingem um máximo de 5,1mm.

Comparando esse valor com a Fig. 6.7. (gráfico do extensómetro *EV1.5*), verifica-se a proximidade dos resultados registados em obra com os obtidos através do programa. Esta coerência de resultados confirma a fiabilidade do modelo feito em Phase 2 já que os resultados que se estão a verificar durante a execução da obra estão dentro do expectável, de acordo com o modelo. Este facto exemplifica, também, a importância de uma ferramenta como o programa Phase 2 em obras deste tipo, já que possibilita a antevisão do que é esperado durante a execução da obra. Assim, o projectista pode tirar partido deste factor tendo a possibilidade de antecipar possíveis problemas que possam surgir. No entanto, apesar da fiabilidade dos resultados, a análise de um programa de cálculo não pode ser tomada como uma verdade irrefutável já que há variáveis que transcendem este tipo de ferramentas.

No Quadro 6.1. apresenta-se o resumo dos resultados obtidos através do programa de cálculo e dos extensómetros instalados na central do Picote.

Quadro 6.1 – Resumo dos deslocamentos obtidos através de **extensómetros vs programa Phase 2**

	Fase 2 (mm)	Fase 3 (mm)	Fase 4 (mm)	Fase 5 (mm)	Deslocamentos verificados entre as fases (mm)
Extensómetro EV1.4 – Caso 1					0,500
Caso 1 – Resultados do programa	0,147454	0,760174	0,878025	0,887583	0,740129
Extensómetro EV1.5 – Caso 2					4,650
Caso 2 – Resultados do programa	4,69218	5,30079	5,88164	9,83409	5,14191

CÁLCULO ESTRUTURAL

7.1. DESCRIÇÃO DO MODELO EM ROBOT

O cálculo estrutural do arco de betão, presente na abóbada da central do Picote, foi efectuado no programa ROBOT Millennium v.17.5.

O arco de betão foi modelado à luz do Método dos Elementos Finitos, com um total de 752 nós. O tipo de estrutura utilizado para a criação do modelo foi a “Shell”.

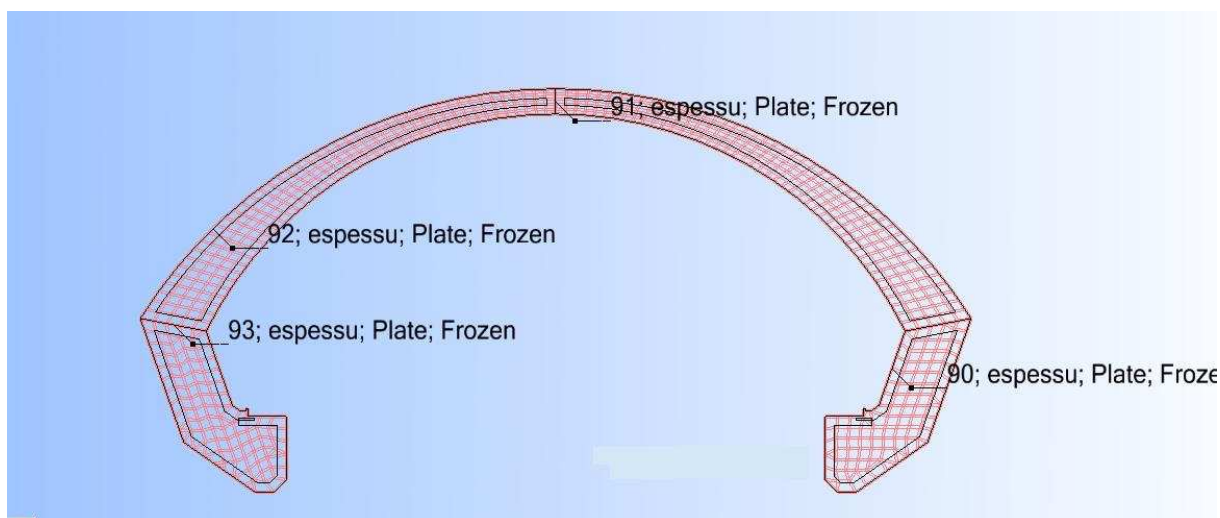


Fig. 7.1 – Modelo do arco de betão

A descrição do modelo é feita de acordo com a Fig. 7.1. O arco de betão é simplesmente apoiado na zona exterior das peças 93 e 90. São permitidos os deslocamentos horizontais.

As acções a que o arco de betão está sujeito apresentam-se em forma de deslocamentos, ao longo das peças 91 e 92. Os deslocamentos foram obtidos a partir do modelo em Phase 2. Juntamente com o peso próprio, formam as únicas solicitações a que a estrutura está sujeita. As propriedades do betão estão de acordo com os modelos em Unwedge e Phase 2.

Para simular a rigidez do maciço rochoso foi usado um conjunto de apoios elásticos coincidindo com os nós em que se impôs um determinado deslocamento. De salientar que todos os pontos têm deslocamentos em duas direcções. O valor da constante de rigidez do maciço foi determinado com base no coeficiente de Winkler (k_h e k_v), calculado por intermédio da seguinte expressão:

$$k = \frac{E_s}{B \times (1 - \nu_s^2) \times I_s} \quad Eq. 7.1$$

em que E_s é o módulo de elasticidade do maciço rochoso, ν_s o seu coeficiente de Poisson, B é a largura da peça, e I_s um coeficiente que é função da geometria da peça. Esta fórmula foi retirada da memória descritiva de um projecto da estação do Pólo Universitário do Metro do Porto.

Os valores encontrados para o coeficiente de Winkler são os seguintes:

Quadro 7.1 – Obtenção dos coeficientes de Winkler para as duas direcções

	E_s (GPa)	ν_s	B (m)	I_s^6	Resultado (KN/m)
k_h	40	0,15	16,3	2,25	790738,50
k_v	40	0,15	23,0	2,25	1115765,95

Os deslocamentos inseridos no modelo apresentam-se em Anexo. Avança-se agora para a análise dos resultados.

7.2. RESULTADOS DO MODELO

O modelo em Robot tem como objectivo a obtenção de momentos flectores que permitam o dimensionamento da armadura para a estrutura.

Esta análise vai ser feita em cinco secções da estrutura. Os resultados obtidos serão expressos em tensões e a partir desses valores, são calculados os momentos flectores de dimensionamento.

Este programa permite uma maior discretização da peça, em relação ao Phase 2, tornando a análise estrutural mais fiável do que a dada pelo modelo em Phase 2.

A Fig. 7.2 apresenta o mapa de tensões do arco de betão.

⁶ Valor obtido através das tabelas da Sebenta de Mecânica dos Solos (II Volume) da FEUP

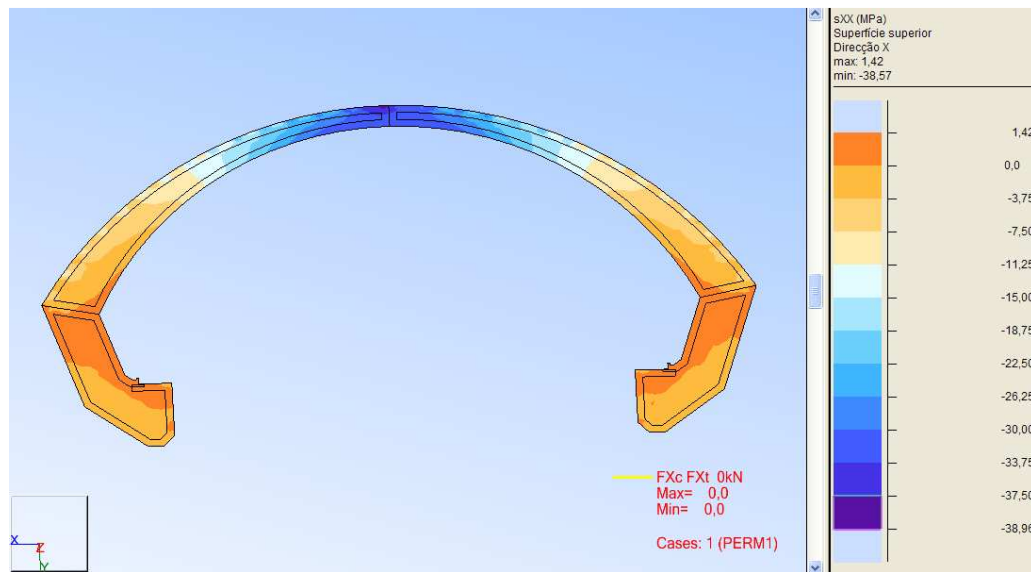


Fig. 7.2 – Mapa de tensões do arco de betão em Robot

Analisando a figura há dois aspectos importantes a salientar: o arco de betão está sujeito a tensões de compressão mais elevadas no centro e as zonas inferiores do arco estão sujeitas a tracções.

As tracções a que o arco está sujeito na zona inferior devem-se à reacção do maciço rochoso ao contrariar os deslocamentos verificados no centro do arco. As tensões mais elevadas no eixo de simetria do arco são facilmente justificadas pelas elevadas tensões horizontais verificadas no maciço rochoso.

Na Fig. 7.3 são apresentadas as cinco secções em estudo do arco com os respectivos valores das tensões nas extremidades. O valor máximo da tensão é verificado no ponto exterior do eixo de simetria do arco. Como seria de esperar, este valor corresponde a uma tensão de compressão.

A tensão de tracção máxima verifica-se no lado direito da zona inferior do arco.

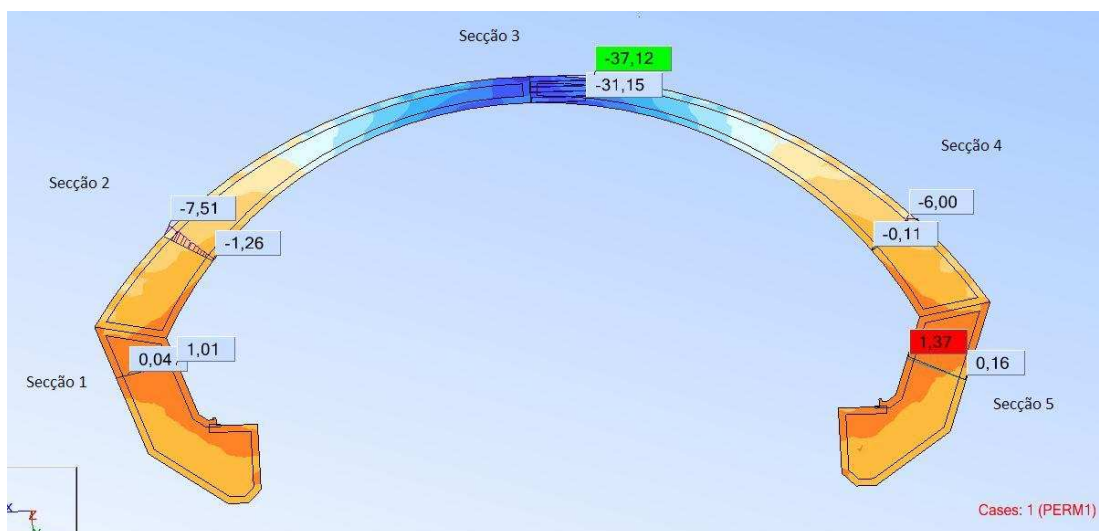


Fig. 7.3 – Apresentação das 5 secções em estudo do arco de betão

Todo o contorno exterior do arco está sujeito a forças de compressão maiores. Nas zonas em que o arco está sujeito a tracções, os valores do contorno exterior são menores.

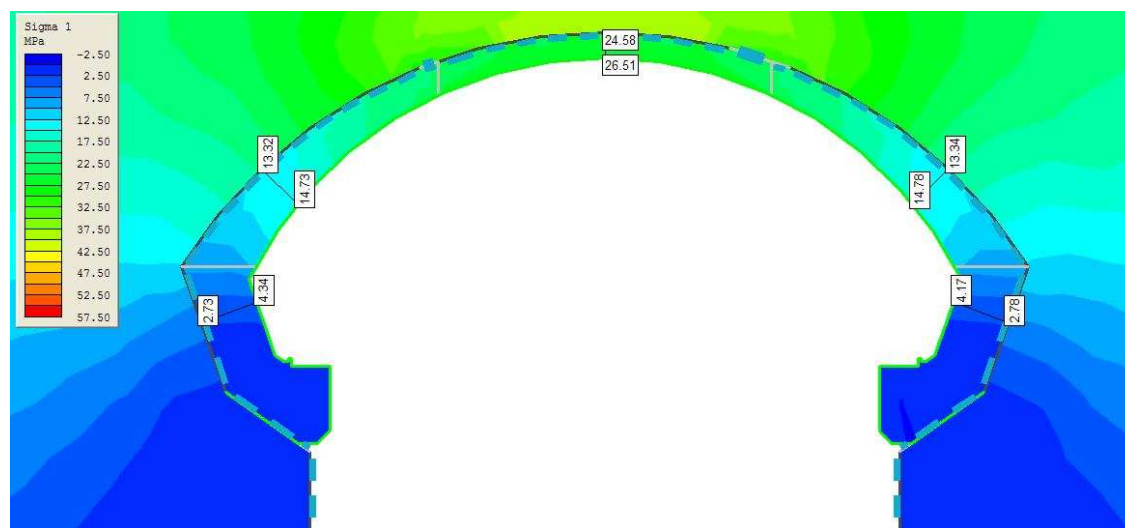


Fig. 7.4 – Valores da tensão máxima principal verificados no arco de betão, no modelo em Phase 2

Os valores da tensão verificados no modelo criado em Phase 2 não estão de acordo com o que é verificado no modelo do programa Robot, indo de encontro com o que foi atrás dito sobre a fiabilidade dos resultados de cada um dos programas. Conclui-se, então, que quanto maior for a discretização da peça, mais precisos são os resultados obtidos, tornando o modelo mais fiável.

O cálculo dos momentos flectores de dimensionamento da armadura são obtidos através da seguinte equação⁷:

$$\sigma = \frac{Msd}{I} \times z \quad Eq. 7.2$$

Em que:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad Eq. 7.3$$

σ – Tensão máxima principal obtida através dos resultados do modelo em Robot

Msd – Momento de dimensionamento da armadura

I – Inércia da peça em determinada secção

b – largura da peça (por metro)

h – espessura da peça em determinada secção

z - espessura da peça em determinada secção / 2

⁷ Equação retirada da Sebenta de Fundações da Universidade Estadual do Rio de Janeiro, da autoria do Professor José Martinho

Quadro 7.2 – Obtenção dos momentos de dimensionamento

	σ (MPa)	b (m)	h (m)	I (m ³)	z (m)	Msd (KN.m)
Secção 1	0,04	1,0000	2,3236	1,0454	1,1618	0,0360
	1,01	1,0000	2,3236	1,0454	1,1618	0,9090
Secção 2	-7,51	1,0000	2,0183	0,6851	1,0092	-5,0990
	-1,26	1,0000	2,0183	0,6851	1,0092	-0,8550
Secção 3	-37,12	1,0000	1,0000	0,0833	0,5000	-6,1870
	-31,15	1,0000	1,0000	0,0833	0,5000	-5,1920
Secção 4	-6,00	1,0000	2,0902	0,7610	1,0451	-4,3690
	-0,11	1,0000	2,0902	0,7610	1,0451	-0,0800
Secção 5	1,37	1,0000	2,3141	1,0327	1,1571	1,2230
	0,16	1,0000	2,3141	1,0327	1,1571	0,1430

Para concluir a análise estrutural do arco de betão através do programa Robot, é demonstrada a deformada da peça, de acordo com as solicitações a que está sujeita.

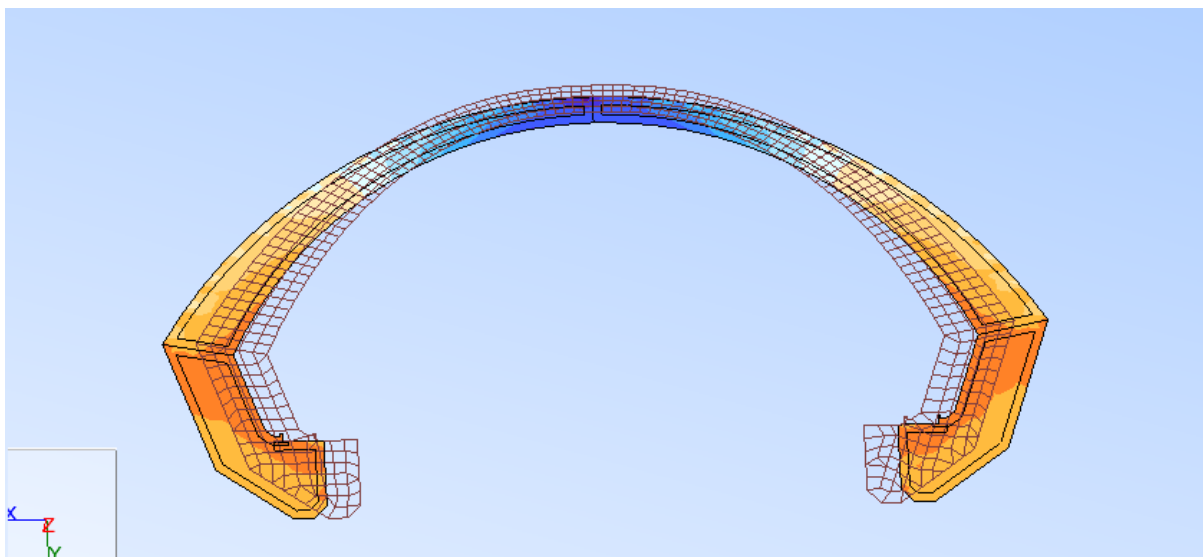


Fig. 7.5 – Deformada do arco de betão

A deformada do arco de betão no modelo do Robot é similar à deformada obtida através do modelo em Phase 2.

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste trabalho pretendeu-se fazer uma análise crítica das principais condicionantes que conduziram à solução adoptada para a caverna da central do Picote, com consequente dimensionamento geotécnico dos principais elementos.

Foi feita uma apresentação geral da obra, completando-a com estudos de impacte ambientais e análises de risco em obras subterrâneas. Para além disso, foram abordados os métodos construtivos para obras subterrâneas. A forma adoptada para a caverna central do Picote foi um dos assuntos em foco no presente trabalho. Através da apresentação de alguns casos de obra bem documentados foi possível concluir que a forma adoptada para a central do Picote não é a mais lógica do ponto de vista geotécnico, já que esta solução leva a um aumento das zonas plastificadas e consequente aumento da necessidade de suporte.

No entanto, o estado de tensão do maciço, com $k_0 = 4$, levou os projectistas a sobrepor o aspecto estrutural ao geotécnico, apresentando uma solução da central com arco de betão na abóbada, garantindo, assim, um suporte definitivo de grande eficiência e durabilidade, com o objectivo primordial de suportar a ponte rolante que permite a movimentação dos equipamentos necessários para o bom funcionamento do aproveitamento hidroelétrico. Esta solução garante rapidez de processos, possibilitando a entrada em funcionamento dos equipamentos logo após a conclusão da escavação da central.

Através de resultados de sondagens realizadas pelo LNEC, foi possível usar sistemas de classificação de maciços rochosos, como o Sistema Q, RMR e GSI, determinando, através destes, o módulo de deformabilidade do maciço rochoso. Optou-se pelo sistema GSI, partindo dos resultados deste para a realização do modelo em Phase 2.

Foi usado o programa Unwedge, desenvolvido pela Rocscience, com o intuito de verificar a estabilidade local do maciço. Foram feitas várias combinações das descontinuidades presentes no maciço, detectando as possíveis cunhas de deslizamento. A partir daí, adoptou-se a combinação mais desfavorável por ser a combinação com maior necessidade de suporte. Assim, garantindo a segurança neste caso, garantiu-se em todas as restantes.

Para a análise da estabilidade global do maciço usou-se um modelo numérico, recorrendo ao Método dos Elementos Finitos, no programa Phase 2, também desenvolvido pela Rocscience.

É através dos resultados deste modelo que se obtêm as conclusões mais relevantes deste trabalho. O modelo permitiu simular o faseamento construtivo da central, simulando também a instalação do suporte utilizado durante a escavação da central.

A análise dos resultados permite estimar os deslocamentos do maciço rochoso, as tensões verificadas em redor da escavação e as zonas de cedência do maciço. Com isto, foi possível concluir que o suporte idealizado para a central, no modelo, garante a segurança da estrutura em qualquer fase da obra. De facto, as propriedades atribuídas ao maciço rochoso são piores do que as verificadas na realidade, tornando o modelo conservativo, já que está do lado da segurança. Este factor traduz-se num aumento do volume do suporte instalado, com pregagens mais longas nas zonas dos hasteais (12 metros de comprimento).

A análise paramétrica feita com o auxílio de dois novos modelos, permitiu tirar conclusões acerca da importância do suporte. Assim, em obras subterrâneas desta escala, a principal função do suporte não é impedir os deslocamentos do maciço rochoso mas sim garantir a segurança da estrutura, garantindo que esta não colapse.

Com a descrição do plano de observação levado a cabo na central do Picote, foi possível comparar os valores dos deslocamentos do modelo em Phase 2, com os resultados já disponíveis dos extensómetros instalados na central. A semelhança de resultados entre eles confirma a fiabilidade do modelo numérico para simular o faseamento construtivo da central.

Com esta análise, fica bem patente a importância dos modelos numéricos feitos em programas de cálculo como uma ferramenta capaz de prever os comportamentos do maciço rochoso durante a construção da obra. Estes modelos assumem um papel ainda mais preponderante quando se trata de obras subterrâneas deste género, em que há várias variantes que possuem um elevado grau de incerteza na fase de projecto.

Por fim, foi feita uma análise estrutural do arco de betão através do programa Robot Millennium v.17.5. Foram estudadas cinco secções do arco de betão, das quais se calcularam os momentos de flexão para posterior dimensionamento da armadura. Comparando este modelo com o modelo do Phase 2, conclui-se que, em elementos finitos, quanto maior é a discretização de um elemento, mais precisos e fiáveis são os seus resultados.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Vallejo, L *et al*, *Ingeniería Geológica*. Pearson Prentice Hall, Madrid, 2004.
- [2] Brady, B., Brown, E., *Rock Mechanics for underground mining*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1985.
- [3] Stillborg, B., *Professional Users Handbook for Rock Bolting*. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 1986.
- [4] Hoek, E., Brown, E.T., *Underground Excavations in Rock*. FN Spon, London, 1980.
- [5] Kirsten, H., Labrum, P., *The equivalence of fibre and mesh reinforcement in the shotcrete used in tunnel-support systems*, Journal of the South African Institute of mining and metallurgy, Julho, 1990, Steffen, Robertson & Kirsten Inc., Johannesburg.
- [6] Fortunato, E., *Escavações escoradas em maciços argilosos moles*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 1994.
- [7] Bastos, M., *A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa, 1998.
- [8] Hoek, E., Diederichs, M. S. *Empirical estimation of rock mass modulus*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43, 203-215.
- [9] Li, C., Håkansson, U., *Performance of the Swellex bolt in hard and soft rocks*. http://folk.ntnu.no/charliel/Conf_swellex_Aus99.pdf, Maio, 2008.
- [10] Cengiz, O., Turanli, L., *Comparative evaluation of steel mesh, steel fibre and high-performance polypropylene fibre reinforced shotcrete in panel test*, http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6TWG-4BKDRBS-2&_user=2460038&_rdoc=1&_fmt=&_orig=search&_sort=d&_view=c&_acct=C000057398&_version=1&_urlVersion=0&_userid=2460038&md5=29f51c731496fcf63442f1aaa49c2da5, Maio, 2008.
- [11] Hoek, E. Rock mass properties for underground mines. in *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*, <http://www.rocsience.com/hoek/references/H2001d.pdf>, Abril, 2008.
- [12] Hammett, R.D. and Hoek, E. 1981. Design of large underground caverns for hydro-electric projects, with particular reference to structurally controlled failure mechanisms, <http://www.rocsience.com/hoek/references/H1981.pdf>, Abril 2008.
- [13] Ferrocemento (s.d.) Settore Gallerie, Roma.

- [14] Pinto, J., Malheiro, N., *Estudo da Central do Aproveitamento Hidroeléctrico de Venda Nova II*, Projecto em Geotecnia, FEUP, 2006.
- [15] Menezes, A., Varela, F., *Túnel Rodoviário Caniço-Camacha*, Projecto em Geotecnia, FEUP, 2005.
- [16] Anjos, B., Fonseca, N., *Reabilitação do túnel do Juncal*, Projecto em Geotecnia, FEUP, 2006.
- [17] Relatório da EDP, Projecto, Volume V – Apêndices A.1 – Estudos Geológicos e Geotécnicos.
- [18] Relatório da EDP, Projecto, Volume V – Memória Descritiva.
- [19] Relatório da EDP, Projecto, Plano de Observação das Obras Subterrâneas.
- [20] Frigerio, G., *Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do Metrô de São Paulo*, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2004.
- [21] Relatório da EDP, Projecto, Volume VII – Fotosondagem.
- [22] Campos e Matos, Apontamentos de Obras Subterrâneas, FEUP, 2008
- [23] Apontamentos de Geologia da Engenharia, FEUP, 2007.
- [24] Martinho, J., *Sebenta de Fundações da Universidade Estadual do Rio de Janeiro*, 2007
- [25] Matos Fernandes, M., *Mecânica dos Solos, II Volume*, FEUP, 1995
- [26] Memória Descritiva do Projecto de Estruturas da Estação de Metro do Pólo Universitário, Porto
- [27] Revista *info*, *Ordem dos Engenheiros*, Nº 12, Abr.Mai.Jun., 2007.
- [28] <http://www.swellex.com>, Abril, 2008.
- [29] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/13_Design_of_large_underground_caverns.pdf, Abril, 2008.
- [30] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/6_The_Rio_Grande_project_-_Argentina.pdf, Abril, 2008.
- [31] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/16_Shotcrete_support.pdf, Maio, 2008.
- [32] <http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Anchored%20crane%20beams%20in%20hydroelectric%20caverns.PDF>, Maio, 2008
- [33] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/2_When_is_a_rock_engineering_design_acceptable.pdf
- [34] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/3_Rock_mass_classification.pdf, Maio, 2008.
- [35] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/11_Rock_mass_properties.pdf, Maio, 2008.
- [36] http://www.fe.up.pt/si/conteudos_geral.conteudos_ver?pct_pag_id=1639&pct_parametros=p_ano_lectivo=2007/2008-y-p_cad_codigo=EC0079-y-p_perodo=2S&pct_disciplina=&pct_grupo=13089#13089, Maio, 2008.
- [37] http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6V58-4BP3TPB-1&_user=2460038&_rdoc=1&_fmt=&_orig=search&_sort=d&_view=c&_version=1&_urlVersion=0&_userid=2460038&md5=0886a446cba009e12508cb90cf970953, Maio, 2008.
- [38] http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/Mestr_Estr/NovosMateriais/apontamentos/teorica/Betao%20com%20fibras.pdf, Maio, 2008.
- [39] http://pwp.net.ipl.pt/deea.isel/ssenergia/Doc/Venda_Nova_II.pdf, Maio, 2008.

[40]<http://www.edp.pt/NR/rdonlyres/FF0A5DB8-986B-4F45-811D-CDE1C8ABAE23/0/G2.pdf>, Maio, 2008.

[41]<http://www.rocscience.com/hoek/references/H2008.pdf>, Maio, 2008

[42]<http://www.atlascopco.com/>, Junho, 2008.

[43]http://www.construlink.com/Homepage/2003_ConstrulinkPress/Ficheiros/MonografiasPrimeirasPaginas/Mono11_6.pdf, Junho, 2008.

ANEXOS

A.1 – DESCRIÇÃO FOTOGRÁFICA DAS SONDAGENS ESTUDADAS NO PRESENTE TRABALHO

Apresentam-se de seguida as sondagens utilizadas sistemas de classificação de maciços rochosos no Capítulo 4. Os resultados destes sistemas foram utilizados para o modelo numérico feito no programa Phase 2.

Quadro A.1 – Sondagem BD1











Quadro A.2 – Sondagem BD2











A.2 – DESCRIÇÃO DE ENSAIOS⁸

MÉTODO BHD

O método BHD, desenvolvido pelo LNEC, permite realizar ensaios de deformabilidade em furos de sondagem cujo diâmetro pertença ao intervalo 75 a 81 m. Na sua essência, o dilatómetro é constituído por uma camisa de cilíndrica de borracha, que se adapta ao furo de sondagem e carrega as paredes na região cuja deformabilidade interessa apreciar, e por um sistema eléctrico de medição de deformações, este último influenciado por palpadores fixos na camisa e em contacto com a parede do furo. A camisa envolve um cilindro metálico, muito rígido, ao qual se fixa pelas extremidades, e é no interior deste cilindro que se situa o sistema eléctrico de medição.

⁸ Este capítulo é retirado, na íntegra, dos Apontamentos de Geologia da Engenharia da FEUP ^[23]

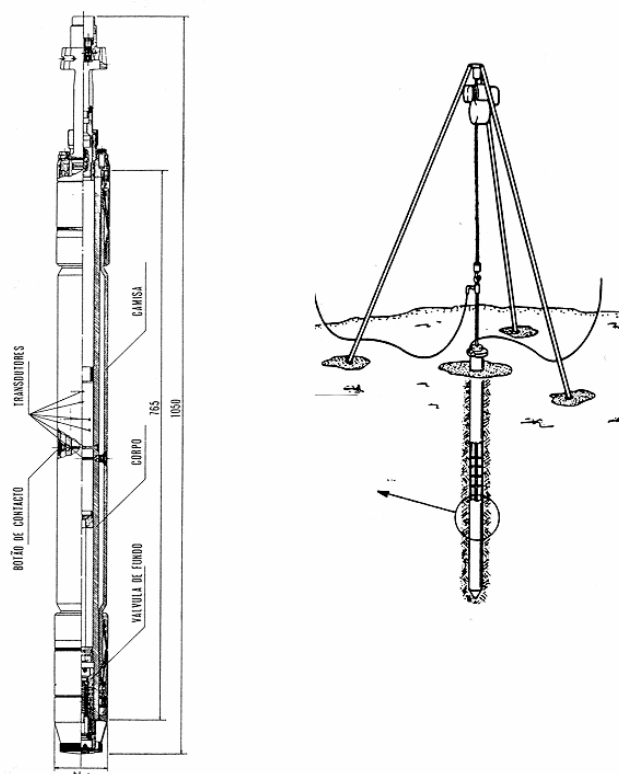


Fig. A.1 - Dilatómetro BHD desenvolvido pelo LNEC.

Introduzindo água, sob pressão conhecida, no espaço limitado pelas superfícies exterior do cilindro e interior da camisa, provoca-se a deformação do maciço rochoso, na zona circundante. Assim, o dilatómetro, depois de introduzido num furo de sondagem a determinada profundidade, aplica nas respectivas paredes uma pressão radial P tendo na sua zona média 8 transdutores que permitem medir as correspondentes variações de diâmetro em 4 direcções fazendo entre si ângulos de 45° . A posição dos palpadores permite que as medições correspondam, com bastante rigor, a um estado plano de deformação.

O emprego do ensaio dilatométrico generalizou-se graças à sua aplicabilidade mesmo em locais de acesso difícil a outros tipos de ensaio como, por exemplo, pontos a grandes profundidades, locais subjacentes a leitos de rio, etc.. Verifica-se, contudo, que os valores dos resultados obtidos com ensaios efectuados com o dilatómetro são em regra inferiores aos alcançados com outros métodos. Tal constatação levou a que se considerasse o resultado do ensaio com o dilatómetro como um índice de qualidade, designando-se por o valor obtido como módulos dilatométrico, o qual é correlacionável com o módulo de deformabilidade obtido por outros métodos.

Uma das vantagens da utilização do dilatómetro reside no facto de os ensaios poderem ser efectuados quando da execução das sondagens de prospecção realizadas com outras finalidades, o que permite, na fase de caracterização geotécnica do maciço adequada ao anteprojecto das estruturas, realizar um zonamento em termos de módulos de deformabilidade. Mais tarde, em fase de projecto, será possível então estudar com mais pormenor as características geológicas de certas zonas identificadas como críticas.

ENSAIO STT

Das metodologias que recorrem à sobre-carotagem há a referir o ensaio STT desenvolvido pelo LNEC que utiliza um defómetro tridimensional. Este é um dispositivo formado por um cilíndrico plástico com extensómetros eléctricos de resistência embebidos que permite a completa determinação do estado de tensão inicial ou induzido, num maciço rochoso, através de medições efectuadas em furos de sondagem.

A técnica do método STT consiste essencialmente em:

- i) abertura de um furo de sondagem de grande diâmetro (não inferior a 75 mm) até à proximidade do ponto no qual se quer determinar o estado de tensão;
- ii) abertura de um furo de sondagem de pequeno diâmetro (37 mm) com um comprimento de 80 cm, a partir do fundo do furo da sondagem anterior;
- iii) colagem à parede do furo de pequeno diâmetro do extensómetro tridimensional convenientemente orientado;
- iv) leitura inicial dos extensómetros eléctricos contidos no STT;
- v) sobre-carotagem do tarolo contendo o STT até uma profundidade que garanta o alívio total das tensões a que está submetido (40 cm abaixo do ponto de medida);
- vi) leitura final dos extensómetros contidos no STT;
- vii) cálculo do estado de tensão com base na diferença de leituras referidas em iv) e vi).

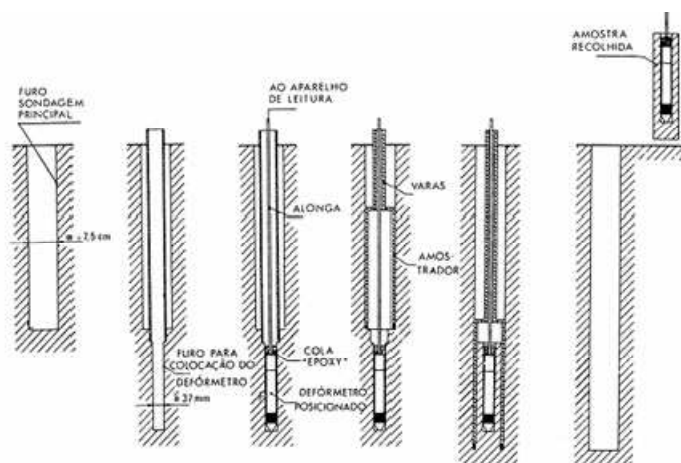


Fig. A.2 - Determinação do estado de tensão "in situ" pela técnica do defómetro tridimensional (STT).

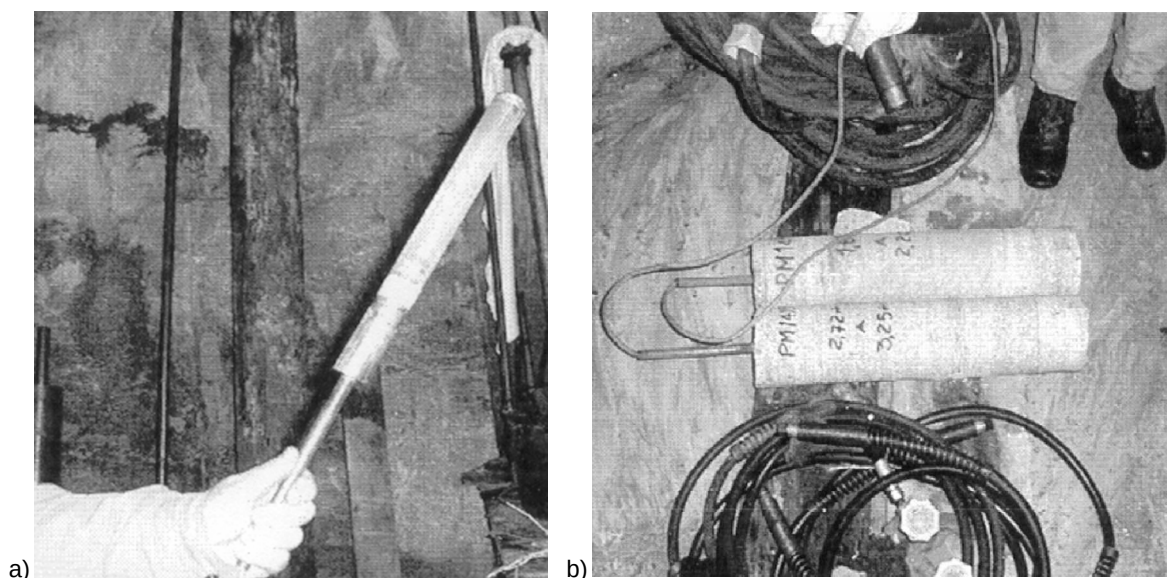


Fig. A3- Ensaio STT: a) defórmetro antes de colocado no furo; b) exemplares após sobrecarotagem.

Em conclusão refira-se os ensaios para determinação do estado de tensão só normalmente se justificam em casos de obras especiais (túneis, cavernas subterrâneas) em que o estado de tensão possa ter grande influência no comportamento, dimensionamento e custo da obra.

A.3 - SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO⁹

Classificação de Barton (Sistema Q)

Com fundamento na observação dum grande número de escavações subterrâneas, Barton, Lien e Lund, do Norwegian Geotechnical Institute, propuseram, em 1974, uma classificação que assenta na definição de um índice de qualidade Q baseado na análise de 6 factores considerados relevantes para a caracterização do comportamento dos maciços rochosos.

O valor numérico do índice Q apresenta um largo campo de variação, entre 10^{-3} e 10^3 , e é determinado pela expressão seguinte:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

Os parâmetros da expressão de Barton têm o significado indicado nas Tabelas apresentadas no Capítulo 4, onde é enunciado este sistema.

É de salientar que os três quocientes que compõem a expressão correspondem a três aspectos relativos ao maciço rochoso:

1. RQD / J_n caracteriza a estrutura do maciço rochoso e constitui uma medida do bloco unitário deste; o seu valor, variável entre 200 e 0,5, dá uma ideia genérica da dimensão dos blocos;
2. J_r / J_a caracteriza as descontinuidades e/ou o seu enchimento sob o aspecto da rugosidade e do grau de alteração; este quociente é crescente com o incremento da rugosidade e diminui com o

⁹ Adaptado dos Apontamentos de Geologia da Engenharia da FEUP^[23]

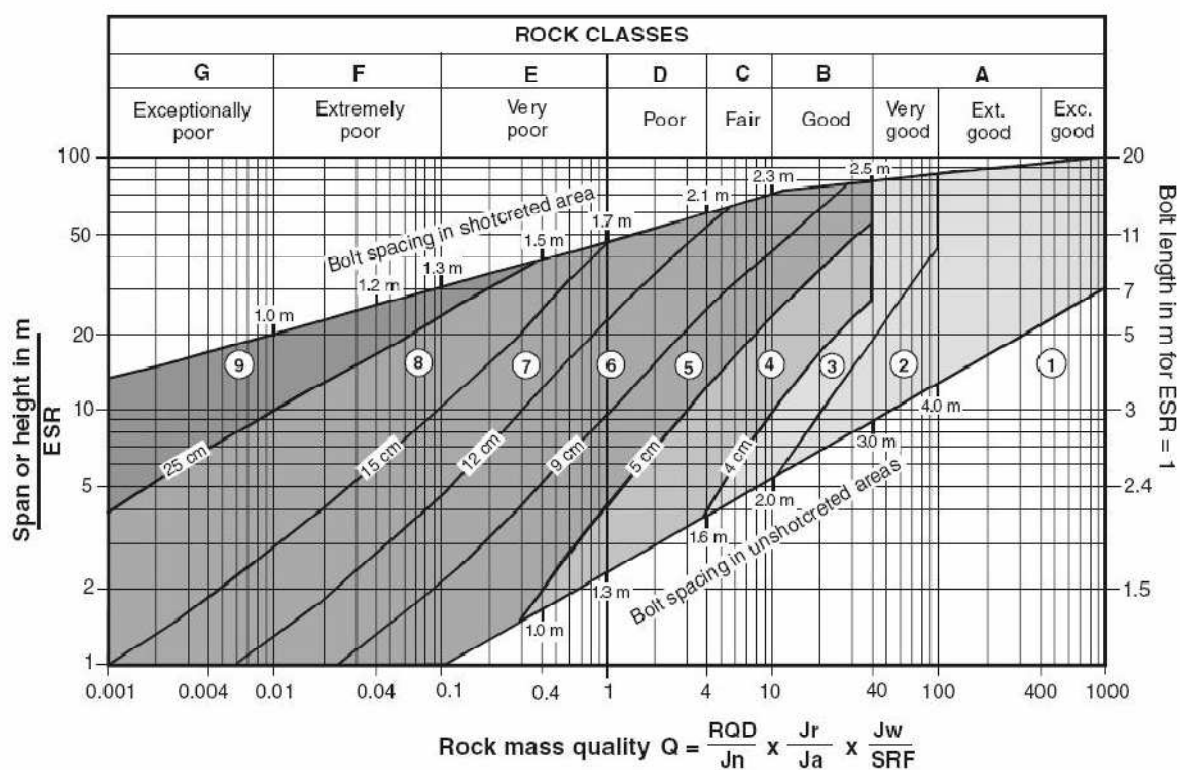
grau de alteração das paredes em contacto directo, situações a que correspondem aumentos da resistência ao corte; o quociente diminui, tal como a resistência ao corte, quando as descontinuidades têm preenchimentos argilosos ou quando se encontram abertas;

3. J_w / SRF representa o estado de tensão no maciço rochoso; o factor SRF caracteriza o estado de tensão no maciço rochoso, em profundidade, ou as tensões de expansibilidade em formações incompetentes de comportamento plástico, sendo a sua avaliação feita quer a partir de evidências de libertação de tensões (explosões de rocha, etc.), quer a partir da ocorrência de zonas de escorregamento ou de alteração localizada; o factor J_w representa a medida da pressão de água, que tem um efeito adverso na resistência ao escorregamento das descontinuidades.

Refira-se que o sistema Q considera parâmetros J_n , J_r e J_a como tendo uma importância relativa superior ao papel desempenhado pela orientação das descontinuidades. Contudo, o parâmetro orientação não é totalmente ignorado, pois está implícita a sua contribuição nos factores J_r e J_a , dado que na ponderação destes deverão ser consideradas as descontinuidades mais desfavoráveis.

Baseado no sistema de classificação Q são propostas recomendações quanto ao tipo de suporte necessário à estabilidade de maciços rochosos interessados na construção de túneis. Na Fig. A.4 apresenta-se um gráfico proposto por Grimstad e Barton (1993) que permite estimar o tipo de suporte em função do valor designado por Dimensão Equivalente, D_e , da escavação. Esta grandeza é obtida dividindo o vão, diâmetro ou altura da escavação por um índice, ESR (Excavation Support Ratio), que constitui um factor de segurança definido em função do tipo de obra.

As tabelas deste método estão apresentadas no Capítulo 4, como foi referido anteriormente.



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|--|--|
| 1) Unsupported | 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm |
| 2) Spot bolting | 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm |
| 3) Systematic bolting | 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting |
| 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) | 9) Cast concrete lining |
| 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | |

Fig. A.4 – Classes de suporte definidas para o sistema Q (Grimstad e Barton, 1993).

A.4 – MODELOS INDICADORES EM PHASE 2 (CAPÍTULO 5)

Os modelos indicadores referidos no Capítulo 5 simulam as seguintes condições:

- Faseamento construtivo da central em maciço rochoso com propriedades elásticas e sem suporte;
- Faseamento construtivo da central num maciço rochoso com propriedades idênticas às do modelo estudado mas sem suporte.

Estes dois modelos só apresentam 10 fases, ao contrário do modelo apresentado no Capítulo 5, com 17 fases, já que não têm em conta as fases fictícias.

Só serão apresentados resultados que se considerem relevantes para as conclusões retiradas da análise paramétrica feita no Capítulo 5.

Modelo Elástico

Como se pretende que o comportamento do maciço rochoso deste modelo seja elástico foi feita uma alteração nas propriedades do mesmo, inseridas no programa Phase 2.

Define Material Properties

☐ maciço rochoso ☒ betão cofrado ☐ Material 3 ☐ Material 4 ☐ Material 5 ☐ Material 6

Name: Material Colour:

Initial Element Loading: Unit Weight (MN/m3):

Elastic Properties

Elastic Type:

Young's Modulus (MPa): Poisson's Ratio:

E1 (MPa): E2 (MPa): Ez (MPa):

v12: v13: v23:

Strength Parameters

Failure Criterion: Material Type:

Intact Comp. Strength (MPa): Dilation Parameter:

mb Parameter (peak): mb Parameter (resid):

s Parameter (peak): s Parameter (resid):

a Parameter (peak): a Parameter (resid):

☐ Stage Properties ☐ Datum Dependent ☐ Unsaturated Shear Strength

☐ Show only properties used in model

Fig. A.5 – Propriedades do modelo elástico feito em Phase 2

Como seria de esperar, os deslocamentos do maciço verificados neste modelo são menores aos restantes já que não tem em conta as deformações em regime plástico do maciço.

A Fig. A.6 apresenta o deslocamento máximo verificado neste modelo após a conclusão da construção da central. Como se pode ver, os deslocamentos máximos também se verificam nos hasteais da central, a meia altura, com o maciço a apresentar o mesmo comportamento simétrico do modelo apresentado no Capítulo 5.

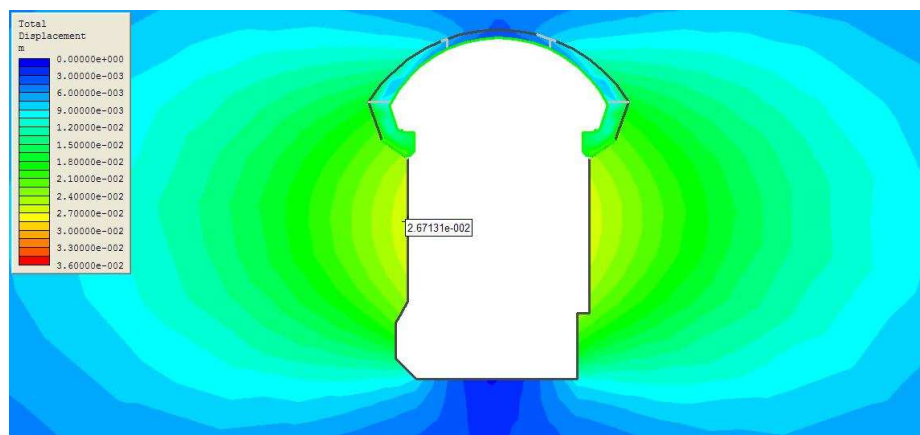
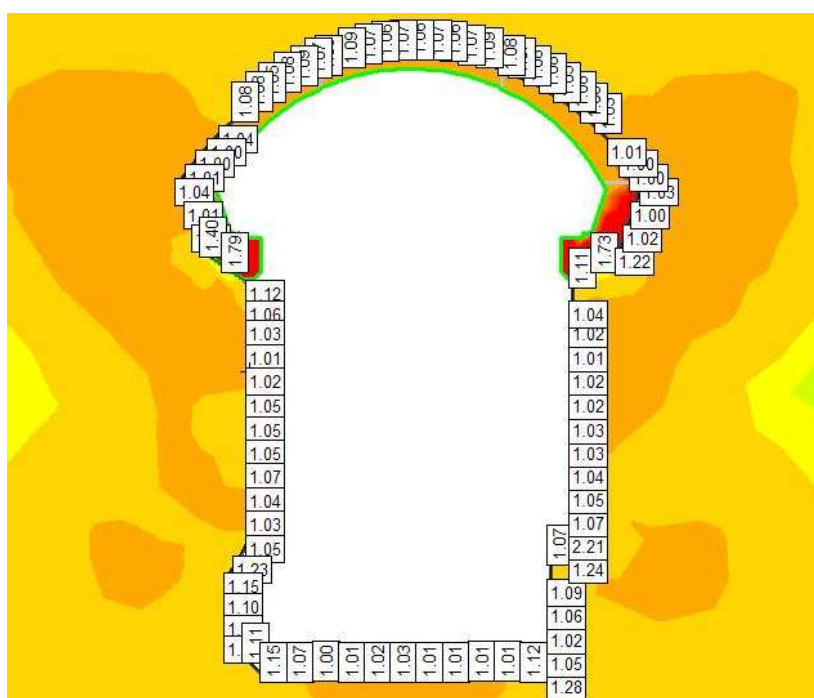
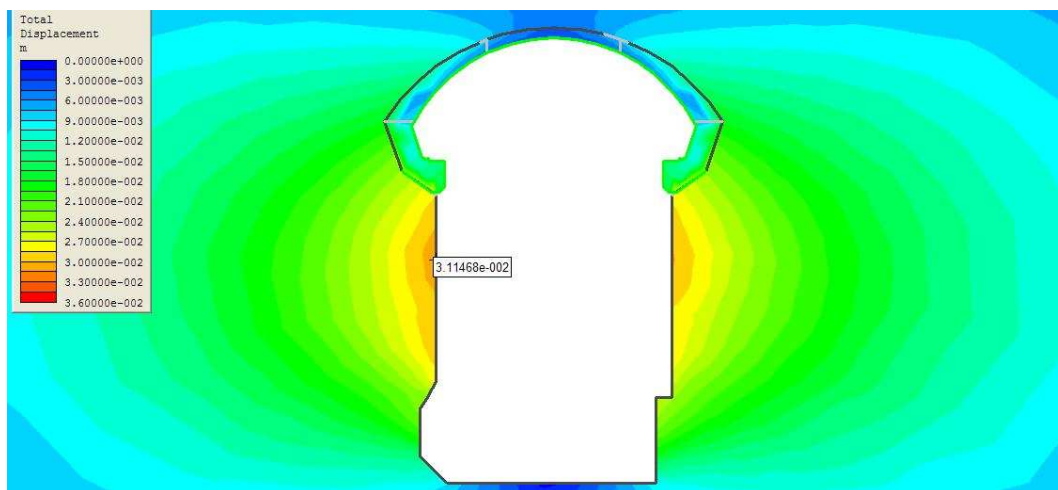


Fig. A.6 – Deslocamento máximo verificado no modelo elástico

Modelo Plástico Sem Suporte

Como foi referido anteriormente, este modelo mantém as características do maciço rochoso do modelo apresentado no Capítulo 5. No entanto, nenhuma das suas fases é suportada.

Este modelo é criado com o intuito de perceber a importância do suporte ao longo da escavação. As conclusões são apresentadas no Capítulo 5, como tal, neste capítulo só serão apresentadas as figuras que permitiram tais conclusões.



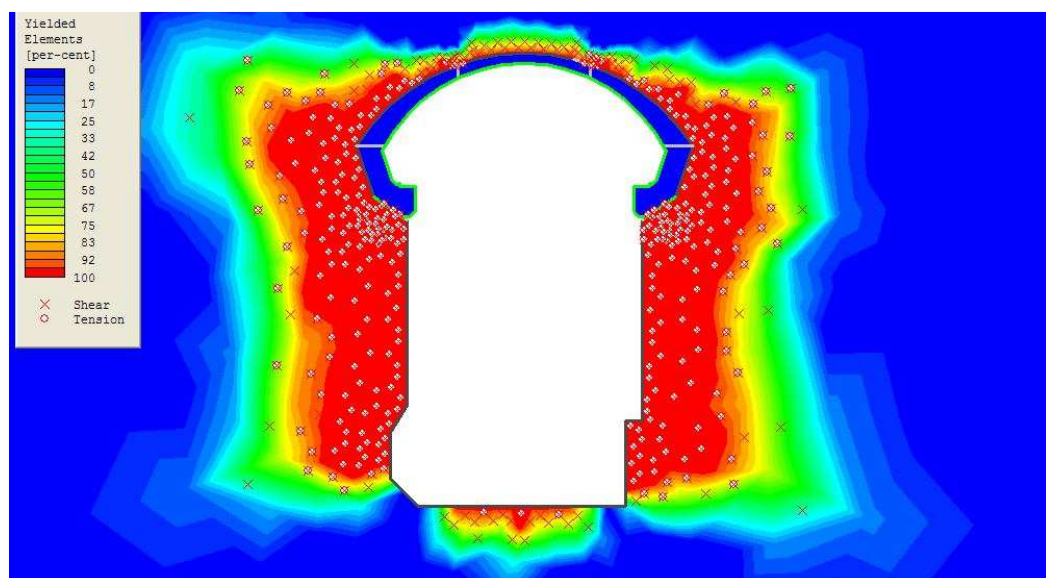


Fig. A.9 – Zonas em cedência do modelo plástico não suportado.

A.5 – CÁLCULO ESTRUTURAL

Apresentam-se os deslocamentos impostos ao arco de betão no modelo em Robot.

Caso	Tipo de carga	Lista						
1:PERM1	peso próprio	90to93	Toda a estrut	+Y	Coef=1,00	MEMO:		
1:PERM1	deslocamento imposto	288	UX=0,018	UY=-0,002	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	286	UX=0,017	UY=-0,002	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	284	UX=0,016	UY=-0,002	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	282	UX=0,015	UY=-0,003	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	280	UX=0,014	UY=-0,003	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	278	UX=0,013	UY=-0,003	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	276	UX=0,012	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	274	UX=0,011	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	272	UX=0,010	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	270	UX=0,009	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	268	UX=0,007	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	266	UX=0,007	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	264	UX=0,005	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	262	UX=0,004	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	249	UX=0,002	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	259	UX=0,001	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	250	UX=0,001	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	565	UX=-0,001	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	513	UX=-0,003	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	568	UX=-0,004	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	570	UX=-0,005	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	572	UX=-0,007	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	574	UX=-0,008	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	576	UX=-0,009	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	578	UX=-0,010	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	580	UX=-0,011	UY=-0,004	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	582	UX=-0,012	UY=-0,003	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	584	UX=-0,013	UY=-0,003	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	586	UX=-0,014	UY=-0,003	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	588	UX=-0,015	UY=-0,002	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	590	UX=-0,016	UY=-0,002	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0
1:PERM1	deslocamento imposto	592 594	UX=-0,018	UY=-0,002	UZ=0,0	RX=0,0	RY=0,0	RZ=0,0

Fig. A.10 – Tabela dos deslocamentos impostos no modelo do Robot