

CONTRIBUTOS DO PROJECTO GEOTÉCNICO PARA A CONCEPÇÃO DE CAVERNAS DE CENTRAIS HIDROELÉCTRICAS. VIGAS DE SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS.

SOFIA ISABEL OLIVEIRA LEITÃO

Dissertação submetida 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 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

"Have no fear of perfection – you'll never reach it"

Salvador Dali

Contributos do projecto geotécnico para a concepção de cavernas de centrais hidroeléctricas.

Vigas de suporte dos caminhos de rolamentos.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Engenheiro Celso Lima agradeço a orientação vital neste trabalho, a paciência e a clareza com que me elucidou sobre os temas abordados.

À minha família e amigos agradeço o apoio e incentivo que tornaram possíveis a execução e sucesso deste trabalho.

À minha irmã agradeço a prontidão com que me ajudou e corrigiu.

RESUMO

O objectivo deste trabalho foi fazer um estudo do contributo do projecto geotécnico para a concepção de cavernas de centrais hidroeléctricas, avaliando-se o caso particular das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos.

Foi elaborada uma solução alternativa que consistia em suspender e ancorar as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos do maciço rochoso, para aquela que foi adoptada para a caverna da central hidroeléctrica do reforço de aproveitamento de Picote, que correspondia a uma solução em arco de betão na abóbada.

O estudo foi realizado considerando que o sistema de suporte era constituído por ancoragens activas e por ancoragens passivas e considerando que a viga tinha uma secção transversal variável. No fim do estudo foi possível apresentar uma proposta para a solução alternativa, definindo-se as características geométricas e os parâmetros referentes à ancoragem adoptada.

Depois de elaborada a solução alternativa, foi possível comparar esta solução com a adoptada no projecto da central de Picote e tecer algumas considerações acerca de ambos os tipos de abordagem para a construção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Obras Subterrâneas, Caverna, Central Hidroeléctrica, Ancoragem, Vigas de Suporte dos Caminhos de Rolamentos

ABSTRACT

This essay aimed to study the contribution of the geotecnic design to the conception of caverns in hydroelectric powerhouses, particularly the case of crane beams.

The alternative solution that was presented included the crane beams' suspension and anchor from the rock mass. This solution was an alternative to the one already adopted for the cavern of the hydroelectric powerhouse in Picote, which consisted in a solution of a concrete arch in the cavern roof.

The study was carried out considering that the support system included both active and passive anchors and also considering that the beam had a variable cross section. After carrying out the study it was possible to present a proposal for the alternative solution, to define the geometrical features and the parameters referring to the adopted anchor.

After the alternative solution was conceived it was possible to compare this solution with the one adopted for the project of the hydroelectric powerhouse in Picote. Besides, it was also possible to make some remarks about both types of approach to the construction of crane beams.

KEYWORDS: Underground Excavations, Cavern, Powerhouse, Anchor, Crane Beams

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. CONCEPÇÕES DO SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS EM CAVERNAS DE CENTRAIS HIDROELÉCTRICAS 3

2.1. EXEMPLOS DE DIFERENTES ABORDAGENS À CONCEPÇÃO DE VIGAS DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS	4
2.1.1. VIGAS APOIADAS EM PILARES.....	4
2.1.2. VIGAS ANCORADAS AO MACIÇO ROCHOSO	7
2.1.2.1. Ancoragens Activas.....	7
2.1.2.2. Ancoragens Passivas.....	9
2.1.3. VIGA INCORPORADA EM ARCO DE BETÃO	9
2.1.4. VIGAS APOIADAS NO PRÓPRIO MACIÇO	11

3. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO 13

3.1. USO DO ARCO DE BETÃO PARA SUPORTE DO TECTO DA CAVERNA.....	13
3.2. VIGAS DE SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS ANCORADAS AO MACIÇO ROCHOSO	15
3.3. APRESENTAÇÃO DO PROJECTO DA CENTRAL DE PICOTE.....	17
3.4. APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA	19

4. ANCORAGENS 21

4.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES	21
4.2. CORROSÃO DA ARMADURA.....	22
4.3. DIMENSIONAMENTO DA ANCORAGEM.....	25
4.4. EXECUÇÃO	26
4.4.1. ABERTURA DO FURO	26
4.4.2. COLOCAÇÃO DA ARMADURA.....	26

4.4.3. INJEÇÃO DA CALDA DE CIMENTO	27
4.4.4. COLOCAÇÃO EM SERVIÇO DA ANCORAGEM	27
4.5. ENSAIOS	27
4.5.1. ENSAIOS PRÉVIOS	27
4.5.2. ENSAIOS DE RECEPÇÃO	28
4.6. MONITORIZAÇÃO	28

5. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	29
5.1.1. ENSAIOS <i>IN SITU</i>	30
5.1.1.1. Ensaio com dilatómetro BHD	30
5.1.1.2. Ensaio STT	22
5.1.2. ENSAIOS LABORATORIAIS	31
5.2. CARACTERIZAÇÕES GEOMECÂNICAS E CORRELAÇÃO COM O E_M	31
5.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI	33
5.2.2. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON	37
5.3. GSI – CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK & BROWN	41
5.4. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS DESCONTINUIDADES – CRITÉRIO DE BARTON	45
5.4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES DAS DESCONTINUIDADES – JCS	45
5.4.2. RUGOSIDADE DAS PAREDES DAS DESCONTINUIDADES – JRC	46
5.4.3. ÂNGULO DE ATRITO	49
5.5. RESUMO DOS PARÂMETROS ADOPTADOS NO TRABALHO	50

6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1. DADOS DE BASE	51
6.1.1. GEOMETRIA	51
6.1.2. ACÇÕES	52
6.1.2.1. Ponte Rolante	52
6.1.2.2. Peso Próprio da Viga	54
6.1.3. FIXAÇÃO DA VIGA	54
6.2. VERIFICAÇÃO DO ESCORREGAMENTO	54

6.2.1. SENTIDO DESCENDENTE	55
6.2.2. SENTIDO ASCENDENTE	56
6.2.3. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	58
6.2.3.1. Ancoragens Activas.....	58
6.2.3.1. Ancoragens Passivas.....	68
6.3. ESTABILIDADE EM RELAÇÃO À ROTAÇÃO / SECÇÃO ACTIVA	74
6.3.1. CONSIDERAÇÕES COM BASE NA SECÇÃO ACTIVA	75
6.3.1.1. Para $\theta = 20^\circ$	75
6.3.1.2. Para $\theta = 0^\circ$	77
6.3.2. CÁLCULO DA SECÇÃO ACTIVA	80
6.3.2.1. Para $\theta = 20^\circ$	80
6.3.2.2. Para $\theta = 0^\circ$	82
6.3.3. DIMENSIONAMENTO DA PREGAGEM.....	84
6.4. ANCORAGEM	85
6.4.1. ESCOLHA DO SISTEMA DE ANCORAGENS.....	86
6.4.2. COMPRIMENTOS LIVRE E FIXO DA ANCORAGEM.....	87
6.4.2.1. Determinação do comprimento livre	87
6.4.2.2. Determinação do comprimento fixo	90
 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 93
 BIBLIOGRAFIA.....	 95
 ANEXOS	 A.1
A.1. DESCRIÇÃO DE ENSAIOS	A.1
A.2. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO	A.4

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Corte transversal da central hidroeléctrica de Ritsom, na Suécia	4
Fig. 2.2 – Fase inicial de construção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos da central de Thissavros, na Grécia	5
Fig. 2.3 – Construção final das colunas de apoio das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos da central de Thissavros	5
Fig. 2.4 – Corte transversal pelo eixo do grupo da central hidroeléctrica de aproveitamento da Bemposta	6
Fig. 2.5 – Corte transversal pelo eixo do grupo da central hidroeléctrica de aproveitamento de Miranda	6
Fig. 2.6 – Corte transversal central hidroeléctrica da barragem de Salamonde	7
Fig. 2.7 – Caverna da central hidroeléctrica de Singkarak, na Indonésia	8
Fig. 2.8 – Caverna da central hidroeléctrica da central de Cirata, na Indonésia	8
Fig. 2.9 – Vigas de suporte dos caminhos de rolamentos na central de Kvilldal, na Noruega	9
Fig. 2.10 – Projecto inicial para o tecto da caverna e para as vigas de suporte na central Paulo Alfonso IV, no Brasil	10
Fig. 2.11 – Projecto final da caverna da central hidroeléctrica Paulo Alfonso IV, no Brasil	10
Fig. 2.12 – Corte transversal da central e câmaras anexas do aproveitamento hidroeléctrico do Alto Lindoso	11
Fig. 2.13 – Corte transversal da central hidroeléctrica La Grande 2, no Canadá	12
Fig. 3.1 – Concepção de apoio das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos na central de Picote	13
Fig. 3.2 – Gráfico dos deslocamentos induzidos pela escavação da parte inferior da caverna	14
Fig. 3.3 – Deslocamentos impostos pelo maciço rochoso ao arco de betão	14
Fig. 3.4 – Grua temporária construída para aceder ao tecto da caverna da central de Drakensberg, na África do Sul	16
Fig. 3.5 – Perfil longitudinal pelo eixo do circuito hidráulico	17
Fig. 3.6 – Perfil longitudinal da central	18
Fig. 3.7 – Corte transversal da central	18
Fig. 3.8 – Abóbada da caverna da central	19
Fig. 3.9 – Corte transversal da central de Venda Nova III	20
Fig. 3.10 – Secção transversal tipo da solução alternativa	20
Fig. 4.1 – Elementos constituintes de uma ancoragem	22
Fig. 4.2 – Ancoragem electricamente protegida	24
Fig. 4.3 – Esquema da protecção da cabeça de uma ancoragem	25
Fig. 4.4 – Esquema de colocação da protecção da armadura	26
Fig. 5.1 – Classificação geomecânica de Bieniawski	34
Fig. 5.2 – Classificação da condição das descontinuidades - RMR	35

Fig. 5.3 – Efeito da orientação das descontinuidades - RMR	35
Fig. 5.4 – Classes de maciços - RMR.....	36
Fig. 5.5 – RQD – Designação da qualidade da rocha.....	37
Fig. 5.6 – J_n – Índice das famílias de juntas	38
Fig. 5.7 – J_r – Índice de rugosidade das juntas	38
Fig. 5.8 – J_a – Grau de alteração das descontinuidades	39
Fig. 5.9 – J_w – Índice das condições hidrogeológicas.....	39
Fig. 5.10 – SRF – Factor de redução de tensões	40
Fig. 5.11 – Determinação aproximada do valor do GSI	43
Fig. 5.12 – Orientações para a escolha do valor de D.....	44
Fig. 5.13 – Estimativa do valor de m_i	44
Fig. 5.14 – Perfis tipo de rugosidade e correspondentes valores de JRC.....	47
Fig. 5.15 – Valores de JRC em função da amplitude das asperidades e do comprimento do perfil de observação	48
Fig. 5.16 – Curva tensão tangencial vs. deslocamento tangencial para descontinuidades rugosas	49
Fig. 6.1 – Secções transversais da viga	51
Fig. 6.2 – Projecto da ponte	52
Fig. 6.3 – Acções verticais da ponte.....	53
Fig. 6.4 – Forças aplicadas na viga.....	55
Fig. 6.5 – Ligação da viga de suporte dos caminhos de rolamentos ao maciço rochoso	57
Fig. 6.6 – Gráfico de α vs F para $\theta = 20^\circ$	59
Fig. 6.7 – Gráfico de α vs F para $\theta = 10^\circ$	61
Fig. 6.8 – Gráfico de α vs F para $\theta = 0^\circ$	63
Fig. 6.9 – Gráfico de comparação da solução adoptada com a solução limite	68
Fig. 6.10 – Gráfico de α vs F para $\theta = 20^\circ$	70
Fig. 6.11 – Gráfico de α vs F para $\theta = 10^\circ$	71
Fig. 6.12 – Gráfico de α vs F para $\theta = 0^\circ$	73
Fig. 6.13 – Determinação do diagrama de tensões normais	74
Fig. 6.14 – Esquema de cálculo para $\theta = 20^\circ$	75
Fig. 6.15 – Esquema de cálculo para $\theta = 0^\circ$	77
Fig. 6.16 – Diagrama de tensões normais quando a viga está descarregada	80
Fig. 6.17 – Diagrama de tensões normais quando a viga está carregada	80
Fig. 6.18 – Esquema de cálculo da tensão de compressão para $\theta = 20^\circ$	81
Fig. 6.19 – Esquema de cálculo da força a absorver para a pregagem para $\theta = 20^\circ$	82

Fig. 6.20 – Diagrama de tensões normais quando a viga está descarregada.....	83
Fig. 6.21 – Diagrama de tensões normais quando a viga está carregada	83
Fig. 6.22 – Esquema de cálculo da tensão de compressão para $\theta = 0^\circ$	83
Fig. 6.23 – Esquema de cálculo da força a absorver para a pregagem para $\theta = 0^\circ$	84
Fig. 6.24 – Dywidag Threadbar Anchors	85
Fig. 6.25 – Esquema de uma ancoragem permanente do tipo Threadbar Anchors	85
Fig. 6.26 – Dywidag Multistrand Anchors	86
Fig. 6.27 – Esquema de uma ancoragem permanente do tipo Multistrand Anchors	87
Fig. 6.28 – Modelo de cálculo definido no Phase 2.....	88
Fig. 6.29 – Forma da caverna definida no Phase 2	88
Fig. 6.30 – Características do maciço rochoso.....	89
Fig. 6.31 – Acções a que o maciço rochoso vai estar sujeito	89
Fig. 6.32 – Zona de plastificação do maciço na fase de escavação interessada para o estudo	90
Fig. A.1 – Dilatómetro BHD desenvolvido pelo LNEC	A.1
Fig. A.2 – Determinação do estado de tensão “in situ” pela técnica do defómetro tridimensional (STT)	A.3
Fig. A.3 – Ensaio STT: a) defómetro antes de colocado no furo; b) exemplares após sobre-carotagem	A.3
Fig. A.4 – Determinação do estado de tensão “in situ” com macacos planos de pequena área (SFJ): a) SFJ com diversas dimensões; b) esquema com roseta de rasgos e pontos de medição	A.4
Fig. A.5 – Classes de suporte definidas para o sistema Q (Grimstad e Barton, 1993)	A.6

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial	31
Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios de ultra-sons	31
Quadro 5.3 – Graus de alteração de maciços rochosos	32
Quadro 5.4 – Graus de fracturação de maciços rochosos	32
Quadro 5.5 – Classificação dos maciços com base no RQD.....	33
Quadro 5.6 – Correlações entre o índice RMR e o módulo de deformabilidade	34
Quadro 5.7 – Aplicação do sistema RMR	36
Quadro 5.8 – Valores do módulo de deformabilidade para sistema RMR	36
Quadro 5.9 – Correlações entre o índice Q e o módulo de deformabilidade	37
Quadro 5.10 – Aplicação do sistema Q	40
Quadro 5.11 – Valores do módulo de deformabilidade para o sistema Q	41
Quadro 5.12 – Resultados do sistema GSI	45
Quadro 5.13 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial	46
Quadro 5.14 – Cálculo de JCS	46
Quadro 5.15 – Ângulo de atrito básico em função do tipo de rocha.....	49
Quadro 5.16 – Características do maciço rochoso	50
Quadro 5.17 – Características das descontinuidades	50
Quadro 6.1 – Dados Técnicos da ponte rolante	53
Quadro 6.2 – Carros 1 e 2.....	53
Quadro 6.3 – Monorail Hoist.....	53
Quadro 6.4 – Forças resultantes da ponte rolante	54
Quadro 6.5 – Peso próprio da viga.....	54
Quadro 6.6 – Valores obtidos para $\theta = 20^\circ$	58
Quadro 6.7 – Valores obtidos para $\theta = 10^\circ$	60
Quadro 6.8 – Valores obtidos para $\theta = 0^\circ$	62
Quadro 6.9 – Dados do maciço rochoso.....	64
Quadro 6.10 – Dados relativos à secção da viga para $\theta = 20^\circ$	64
Quadro 6.11 – Valores obtidos para $\theta = 20^\circ$	64
Quadro 6.12 – Dados relativos à secção da viga para $\theta = 10^\circ$	65
Quadro 6.13 – Valores obtidos para $\theta = 10^\circ$	65
Quadro 6.14 – Dados relativos à secção da viga para $\theta = 0^\circ$	65

Quadro 6.15 – Valores obtidos para $\theta = 0^\circ$	66
Quadro 6.16 – Quadro - resumo	67
Quadro 6.17 – Quadro - resumo	67
Quadro 6.18 – Valores obtidos para $\theta = 20^\circ$	69
Quadro 6.19 – Valores obtidos para $\theta = 10^\circ$	70
Quadro 6.20 – Valores obtidos para $\theta = 0^\circ$	72
Quadro 6.21 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada	76
Quadro 6.22 – Resultados obtidos quando a viga está carregada	76
Quadro 6.23 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada	76
Quadro 6.24 – Resultados obtidos quando a viga está carregada	77
Quadro 6.25 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada	78
Quadro 6.26 – Resultados obtidos quando a viga está carregada	78
Quadro 6.27 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada	78
Quadro 6.28 – Resultados obtidos quando a viga está carregada	79
Quadro 6.29 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada	79
Quadro 6.30 – Resultados obtidos quando a viga está carregada	79
Quadro 6.31 – Resultados obtidos para a tensão de compressão para $\theta = 20^\circ$	81
Quadro 6.32 – Resultados obtidos para estabilizar a peça para $\theta = 20^\circ$	81
Quadro 6.33 – Resultados obtidos para a tensão de compressão para $\theta = 0^\circ$	83
Quadro 6.34 – Resultados obtidos para estabilizar a peça para $\theta = 0^\circ$	84
Quadro 6.35 – Resultados obtidos para o comprimento fixo da ancoragem	91

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EDP – Energias de Portugal

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Fig. – Figura

a – Parâmetro de Hoek & Brown

BHD – BoreHole Dilatometer

E – Excentricidade

E – Módulo de deformabilidade

E_{din} – Módulo de deformabilidade dinâmico

E_M – Módulo de deformabilidade estimado

GSI – Geological Strength Index

JCS – Joint Compressive Strength [MPa]

JRC – Joint Roughness Coefficient

J_a – Joint alteration number

J_n – Joint Set Number

J_r – Joint roughness number

J_w – Joint water reduction factor

m_b – Parâmetro de Hoek & Brown

m_i – Constante de Hoek – Brown para a rocha intacta

RMR – Rock Mass Rating

RQD – Rock Quality Designation

s – Parâmetro de Hoek & Brown

SFJ – Small Flat Jack

SRF – Stress Reduction Factor

STT – Strain Tensor Tube

UCS – Uniaxial Compressive Strength

α – Inclinação da ancoragem

Φ' – Ângulo de atrito

Φ_r – Ângulo de atrito residual

γ – Peso volúmico

ν – Coeficiente de Poisson

ν_{din} – Coeficiente de Poisson dinâmico

σ_c – Tensão de compressão

σ_{cm} – tensão de compressão média

σ_{ck} – tensão de compressão característica

σ_N – Tensão de compressão

τ – Resistência de pico em relação ao escorregamento

θ – Inclinação da superfície de contacto betão – rocha

mm – Milímetro

cm – Centímetro

m – Metro

m^2 – Metro quadrado

m/s – Metro por segundo

mg/l – miligrama por litro

t - Tonelada

kN – Quilonewton

kN/m – Quilonewton por metro

kN/m^3 – Quilonewton por metro cúbico

kPa – Quilopascal

MPa – Megapascal

GPa – Gigapascal

1

INTRODUÇÃO

A concepção da solução de uma caverna para construção de uma central hidroeléctrica deve ser feita de forma cuidadosa e responsável. São muitos os aspectos que condicionam a configuração e arranjo da caverna a adoptar, como por exemplo, os aspectos geométricos, estruturais e as características do terreno envolvente.

É necessário proceder previamente a prospecções mecânicas no local de implantação da central a dimensionar, de modo a conhecer-se melhor o terreno em causa, determinar as suas características mecânicas e resistentes e avaliar o comportamento do terreno face a uma escavação de grandes dimensões, inerente à construção de uma central subterrânea.

Associado à movimentação do equipamento hidráulico que vai ser necessário instalar na central para corresponder às necessidades do aproveitamento neste tipo de projecto, o qual constitui uma condicionante determinante na concepção de centrais hidroeléctricas, sobressai a temática relacionada com a ponte rolante. Este elemento irá deslizar sobre carris instalados em elementos de suporte e irá transportar todo o equipamento pesado ao longo da caverna. Os suportes dos carris estão sujeitos a cargas elevadas, cujo valor depende do equipamento hidráulico que será necessário instalar. Por isso, e porque normalmente a sua construção insere-se no caminho crítico da execução da obra, é de extrema importância um adequado dimensionamento de tais suportes.

Na concepção dos suportes dos caminhos de rolamentos existem fundamentalmente três hipóteses de abordagem construtiva: vigas suportadas por pilares, vigas ancoradas e suspensas das paredes da caverna e, por último, a situação em que é concebida uma abóbada contínua de betão armado, revestindo o tecto da central, e prolongada na base do arco por “sapatas” onde são montados os carris dos caminhos de rolamentos.

O objectivo deste trabalho será comparar dois desses tipos de soluções tomando por base o exemplo da caverna da central do reforço de potência do aproveitamento hidroeléctrico de Picote. Irá ser analisada a solução em que a viga é ancorada e suspensa das paredes da caverna, em alternativa à que foi adoptada e que consiste num arco de betão armado prolongado por sapatas que servem de suporte aos carris do caminho de rolamentos. Para todo o estudo inerente ao dimensionamento da viga de suporte dos caminhos de rolamentos são utilizados os parâmetros de projecto que foram admitidos para a central de Picote.

Um dos primeiros aspectos considerados para apresentar a solução alternativa foi admitir uma secção transversal para a viga de suporte dos caminhos de rolamentos. Para isso, e como a solução projectada para a central hidroeléctrica de reforço de potência do aproveitamento de Venda Nova é, na forma, semelhante à estudada, adoptou-se uma secção transversal de dimensões também semelhantes,

fazendo a partir daí todo o estudo necessário para otimizar o sistema de ancoragens a adoptar e concluir acerca da adequabilidade desta solução em relação à caverna da central de Picote.

Este capítulo, a introdução, é o primeiro de sete capítulos em que o presente trabalho está dividido.

No segundo capítulo é feita uma breve apresentação de obras subterrâneas e das diversas concepções de projecto adoptadas para a construção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos, sendo indicados alguns exemplos práticos realizados a nível nacional e mundial.

O capítulo três consiste na apresentação do caso de estudo: é apresentado o projecto da caverna de Picote, mais propriamente a solução base adoptada para o suporte dos carris dos caminhos de rolamentos, e a solução alternativa que será o alvo de estudo deste trabalho. São referidas também algumas vantagens e desvantagens de cada uma das abordagens.

Na concepção objecto do presente trabalho, a fixação e suspensão das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos às paredes da caverna é efectuada, por ancoragens, por isso concluiu-se ser necessária uma descrição deste tipo de suporte. Este é, então, o tema do capítulo quatro, no qual são apresentadas as ancoragens no que diz respeito aos seus elementos constituintes, aos sistemas de protecção contra a corrosão da armadura, ao modo de execução, aos ensaios necessários realizar antes da colocação em serviço das ancoragens e à sua posterior monitorização.

No capítulo cinco, com base no relatório de ensaios de caracterização do maciço rochoso da nova central da barragem de Picote, é feita uma breve descrição de alguns dos ensaios efectuados e dos respectivos resultados obtidos. É realizada uma classificação do maciço rochoso e determinados os parâmetros necessários para criar um modelo da caverna de Picote no programa informático Phase 2 e para proceder aos cálculos necessários para dimensionar a viga de suporte dos caminhos de rolamentos.

No capítulo seis é feita a apresentação dos resultados obtidos para o dimensionamento das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos. É apresentado o modelo de cálculo utilizado no programa Phase 2 e são apresentados os passos dados para o dimensionamento do suporte constituído pelas ancoragens, considerando aqui a possibilidade de variação da secção transversal das vigas justificada pela necessidade de a sua forma ter de compensar hipotéticos desvios da face de apoio nas paredes da central, desvios estes com elevada probabilidade de virem a acontecer por razões inerentes ao processo de escavação.

Por fim, no capítulo sete são feitas as considerações finais acerca do estudo levado a cabo, apresentando as principais conclusões que se retiraram do presente trabalho.

2

CONCEPÇÕES DO SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS EM CAVERNAS DE CENTRAIS HIDROELÉCTRICAS

A escavação de cavernas de grandes dimensões é feita em vários tipos de obra, como por exemplo, na construção de armazéns, na construção de instalações desportivas e na construção de centrais hidroeléctricas.

Vários aspectos são tidos em conta para determinar a melhor solução na concepção da caverna de uma central hidroeléctrica, como por exemplo, a dimensão e a forma, a distância entre cavernas (quando é prevista a construção de mais do que uma), a distância à superfície, a influência de descontinuidades do maciço e a escolha do sistema de suporte mais adequado para a contenção do maciço. Para além disto, não pode ser ignorado o contributo do maciço rochoso.

Na construção de uma central hidroeléctrica há que prever a instalação de uma ponte rolante de grandes dimensões, que funciona como grua, e é necessária para a movimentação do equipamento hidro-mecânico. Esta estrutura rolante irá suportar as turbinas na fase de instalação e montagem do equipamento mecânico e sempre que for necessário proceder à manutenção ou mesmo à reparação das turbinas. Os apoios da ponte são assegurados por vigas nas quais estão instalados os caminhos de rolamentos.

O dimensionamento e escolha da solução para suporte das vigas dos caminhos de rolamentos são de vital importância devido, não só às elevadas cargas a que irão estar sujeitas, como também à definição do faseamento das escavações, já que a sua execução se encontra sistematicamente no caminho crítico da realização da obra.

Ao longo dos anos a concepção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos foi sofrendo alterações devido a inúmeras causas, entre elas, a evolução das técnicas de construção; a evolução dos métodos de previsão do comportamento de um dado maciço face a um determinado volume de escavação, recorrendo a programas numéricos de cálculo automático; e a evolução dos métodos de determinação das características do maciço rochoso, recorrendo a ensaios *in situ* e laboratoriais.

2.1. EXEMPLOS DE DIFERENTES ABORDAGENS À CONCEPÇÃO DE VIGAS DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS

2.1.1. VIGAS APOIADAS EM PILARES

Uma possível abordagem ao projecto de uma viga de suporte dos caminhos de rolamentos é a que contempla a instalação das vigas apoiadas em pilares. Antes da década de 70, esta era a solução correntemente utilizada, sendo a central hidroeléctrica de Ritsom, na Suécia, um exemplo deste tipo de concepção. A sua secção transversal está representada na figura 2.1. É importante referir que, com este tipo de solução, os projectistas não aproveitaram a capacidade resistente das paredes para auxiliar no suporte das vigas.

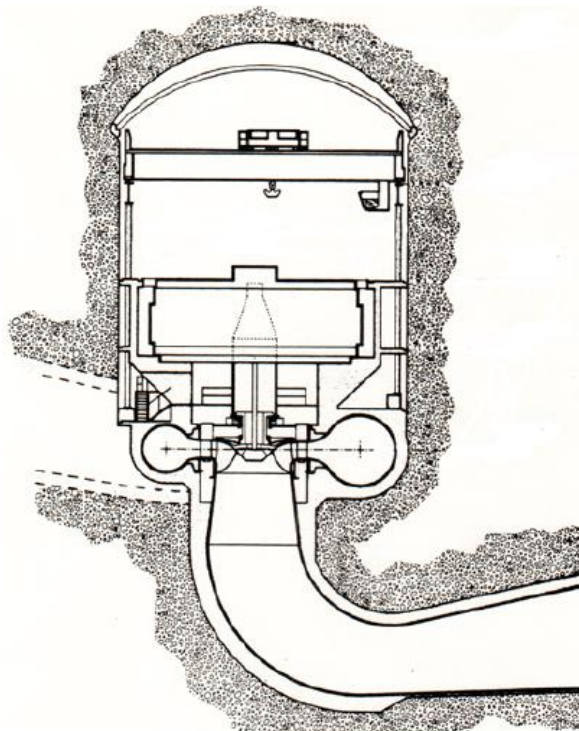


Fig. 2.1 – Corte transversal da central hidroeléctrica de Ritsom, na Suécia [18]

Outro exemplo deste tipo de solução é a central de Thissavros no norte da Grécia. O projecto da caverna foi realizado considerando, numa primeira fase, a construção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos, que contemplou, por sua vez, a utilização de pregagens para fazer a ligação do elemento estrutural às paredes do maciço rochoso e a construção de umas pequenas consolas, correntemente designadas de *cachorros*, na parte de baixo das vigas, como se pode ver na figura 2.2. Na fase de escavação que se seguiu à construção das vigas, utilizou-se uma grua mais pequena que estava apoiada num pórtico, que por sua vez se apoiava nas vigas e que constituiu uma grande ajuda na instalação das pregagens e na aplicação do betão projectado no tecto e nas paredes da caverna. Posteriormente aos trabalhos de escavação, os cachorros e as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos foram ligados às colunas principais de suporte da estrutura, sendo esta ligação efectuada na base dos cachorros, como se pode ver na figura 2.3.



Fig. 2.2 – Fase inicial de construção das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos da central de Thissavros, na Grécia [18]



Fig. 2.3 – Construção final das colunas de apoio das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos da central de Thissavros [18]

Em Portugal, há muitos exemplos deste tipo de concepção construtiva, entre eles as centrais hidroeléctricas de aproveitamento da Bemposta, de aproveitamento de Miranda e a central hidroeléctrica da barragem de Salamonde.

A central da Bemposta tem 85 m de comprimento, 22 m de largura e 45 m de altura máxima de escavação. Na figura 2.4 pode ver-se um corte transversal da caverna da central.

A central de Miranda, em caverna, tem 80 m de comprimento, 19,6 m de largura e 42,7 de altura máxima de escavação e é totalmente revestida em betão. Na figura 2.5 pode ver-se o esquema da solução construtiva adoptada.

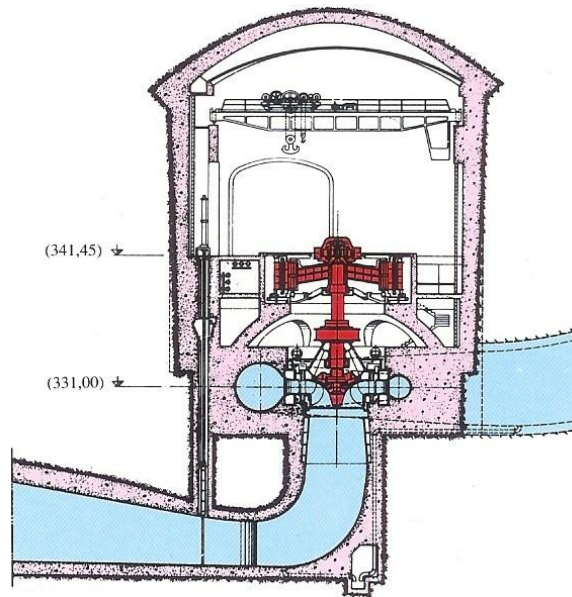


Fig. 2.4 – Corte transversal pelo eixo do grupo da central hidroeléctrica de aproveitamento da Bemposta [12]

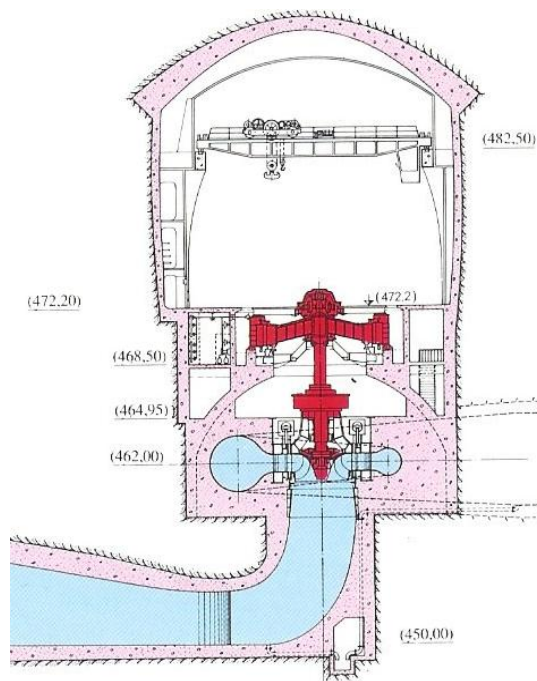


Fig. 2.5 – Corte transversal pelo eixo do grupo da central hidroeléctrica de aproveitamento de Miranda [12]

A central hidroeléctrica da barragem de Salamonde, representada na figura 2.6, está localizada no distrito de Braga e pertence ao aproveitamento da bacia hidrográfica do Rio Cávado.

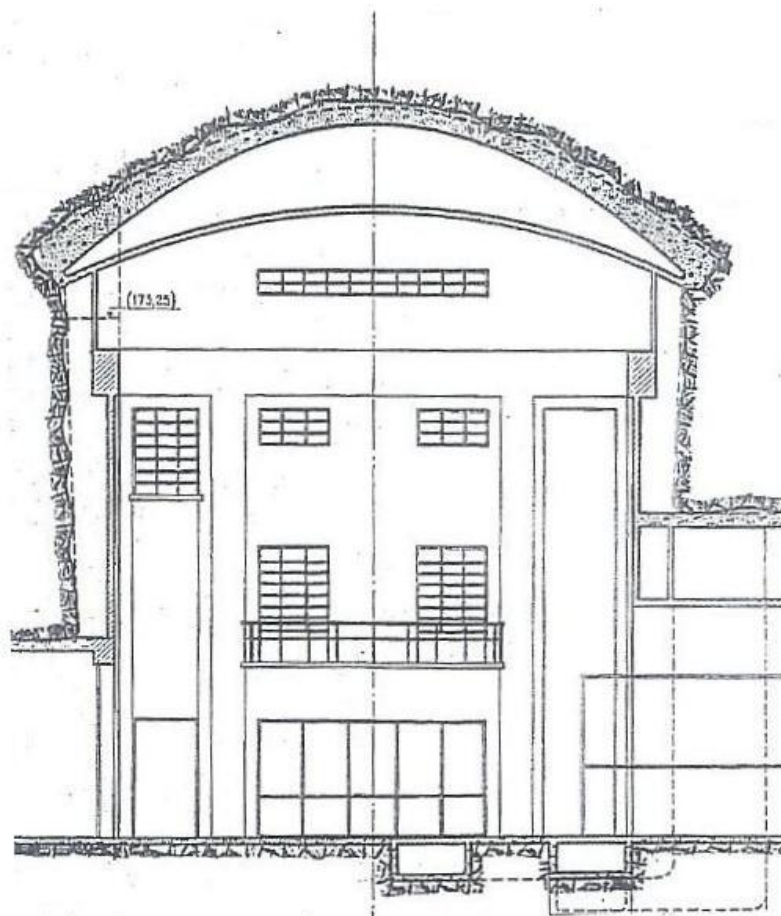


Fig. 2.6 – Corte transversal central hidroeléctrica da barragem de Salamonde

2.1.2. VIGAS ANCORADAS AO MACIÇO ROCHOSO

Outra abordagem à concepção de vigas de suporte dos caminhos de rolamentos é a ancoragem ao maciço rochoso, que engloba dois tipos de ancoragem – ancoragem activa e ancoragem passiva.

2.1.2.1 ANCORAGENS ACTIVAS

A ancoragem activa é um elemento estrutural que transmite força ao maciço.

Nas centrais hidroeléctricas de Singkarak e de Cirata, ambas na Indonésia, foi adoptado este tipo de solução: ancorar as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos aos hasteais da caverna. A principal vantagem desta solução é a libertação de espaço na caverna, criando assim uma maior área livre para a instalação das máquinas e equipamentos, além de uma possível diminuição do vão da caverna.

Na figura 2.7 pode ver-se a central de Singkarak e na figura 2.8 a central de Cirata, que é a maior da Indonésia e uma das maiores do mundo com 33 metros de vão e 253 metros de comprimento.



Fig. 2.7 – Caverna da central hidroeléctrica de Singkarak, na Indonésia [18]



Fig. 2.8 – Caverna da central hidroeléctrica da central de Cirata, na Indonésia [18]

2.1.2.2 ANCORAGENS PASSIVAS

Um tipo de abordagem semelhante ao anteriormente referido, é a que foi implementada na central hidroeléctrica Kvilldal, na Noruega, e que consistiu na aplicação de ancoragens passivas e pregagens para fixar a viga de suporte dos caminhos de rolamentos à superfície do maciço rochoso. Este tipo de construção tem como principal vantagem a execução da viga sem recorrer a andaimes muito elevados e a possível instalação de uma grua, que será de grande ajuda durante a escavação e construção da restante caverna. Na figura 2.9 pode ver-se que a superfície do maciço em contacto com a viga é inclinada para criar uma reacção que melhor contrarie o movimento vertical da viga.

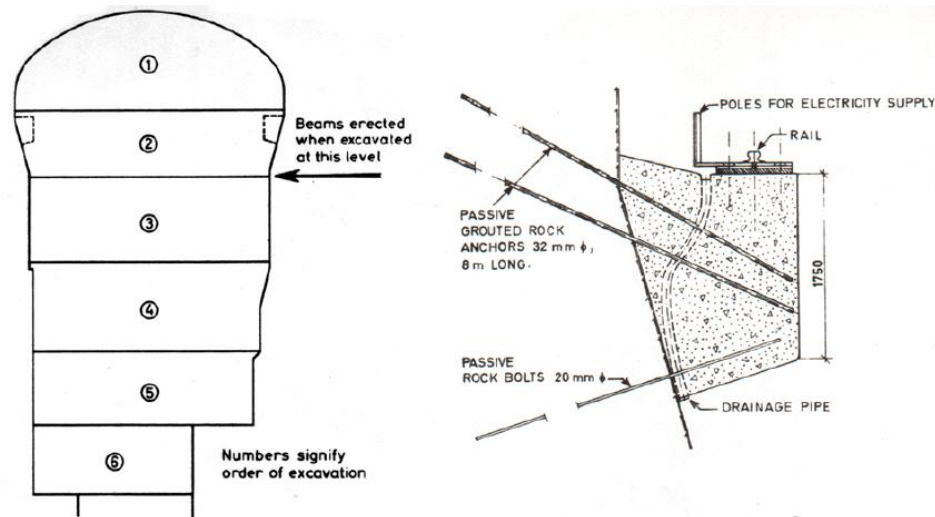


Fig. 2.9 – Vigas de suporte dos caminhos de rolamentos na central de Kvilldal, na Noruega [18]

2.1.3. VIGA INCORPORADA EM ARCO DE BETÃO

Uma terceira abordagem à concepção de vigas dos caminhos de rolamentos é a incorporação da viga em arco de betão. Esta abordagem foi inicialmente projectada para a central hidroeléctrica Paulo Alfonso IV no Brasil. Numa primeira fase foi concebida uma solução que incorporava um arco em betão descarregando na rocha entre as cotas (154.60) e (155.90) ao qual estavam ligadas vigas em forma de L. O arco de betão tinha uma espessura de 0.9m no topo e 1.8m nas partes laterais e a viga seria fixada à parede e apoiada em intervalos de rocha feitos durante a escavação, conforme se pode ver o esquema da figura 2.10.

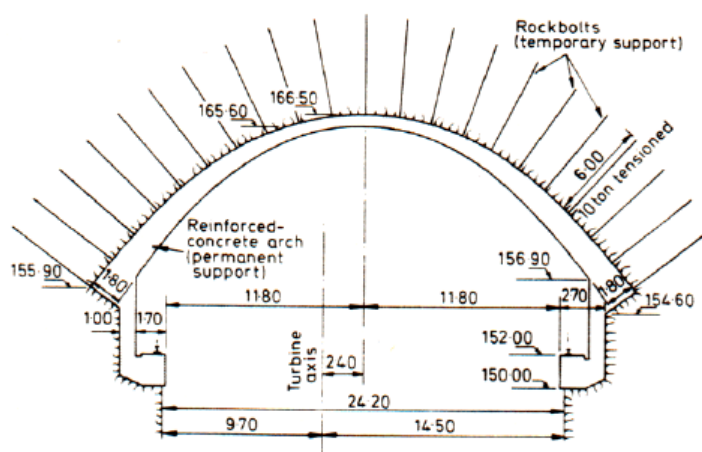


Fig. 2.10 – Projecto inicial para o tecto da caverna e para as vigas de suporte na central Paulo Alfonso IV, no Brasil [18]

Contudo a solução adoptada na central foi desenvolvida utilizando, para suportar o arco, pregagens de 9m de comprimento numa malha de 1.5m de distância e com uma camada de betão projectado de 10 a 15 cm de espessura. As vigas dos caminhos de rolamentos foram ancoradas à superfície inclinada do terreno. Na figura 2.11 está representado o esquema de suporte que foi executado na caverna da central.

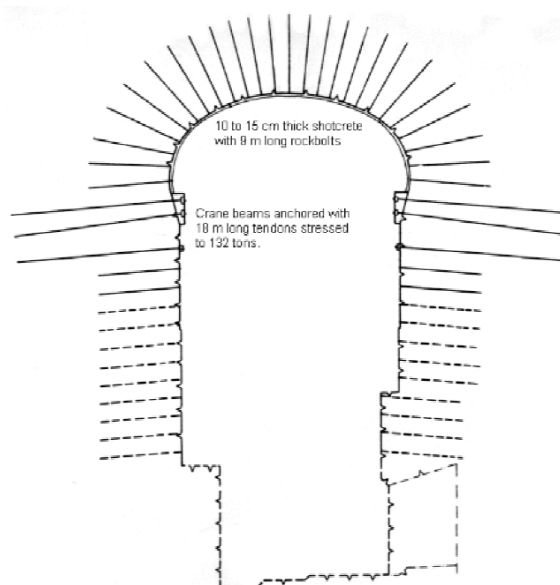


Fig. 2.11 – Projecto final da caverna da central hidroeléctrica Paulo Alfonso IV, no Brasil [18]

Ao aplicar esta solução os projectistas apresentaram as seguintes vantagens, comparativamente com a solução prevista inicialmente: a eliminação dos intervalos da parte lateral do arco onde as vigas apoiavam, evitando assim zonas de concentração de tensões durante as várias fases da escavação; aplicação imediata do suporte final, não sendo por isso necessário recorrer a suportes temporários; redução do volume de escavação de rocha; diminuição do vão do arco, o que confere mais estabilidade e redução no tempo e nos custos da construção.

Outro exemplo deste tipo de solução é a que foi implementada na central de aproveitamento hidroeléctrico do Alto Lindoso, em Portugal. Para este aproveitamento foram construídas três cavernas, em que uma delas corresponde à central hidroeléctrica e as outras duas correspondem a câmaras anexas. Para as câmaras anexas o apoio das vigas de rolamentos foi feito através de pilares, conforme foi apresentado em 2.1.1. A central apresenta um vão de 21 m, um comprimento de 91 m e uma altura total de 47.85 m.

Na figura seguinte está representado o conjunto das cavernas construídas para este aproveitamento, correspondendo a caverna central à central hidroeléctrica e as outras duas às câmaras anexas.

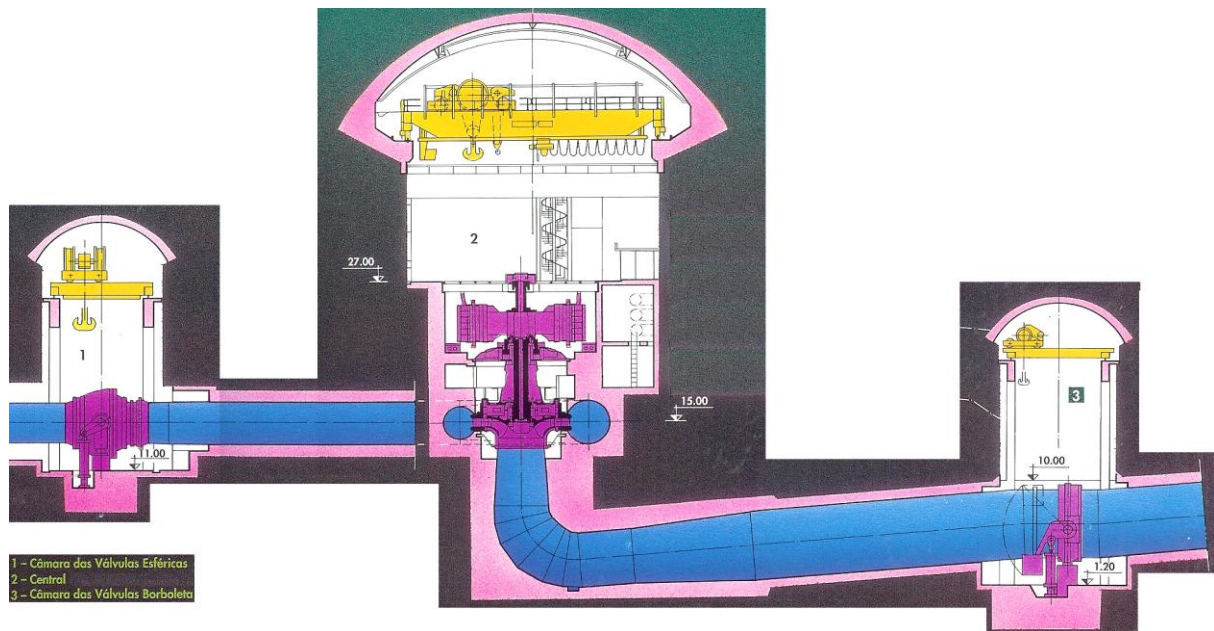


Fig. 2.12 – Corte transversal da central e câmaras anexas do aproveitamento hidroeléctrico do Alto Lindoso [11]

2.1.4. VIGAS APOIADAS NO PRÓPRIO MACIÇO

A última abordagem à concepção de vigas de suporte dos caminhos de rolamentos é o apoio das vigas no próprio maciço. Quando a rocha é de muito boa qualidade pode ainda estudar-se a possibilidade do uso desta solução, como mostra a figura 2.13, que consiste na construção de uns rebordos construídos na rocha para suportar a viga. Esta solução exige um maior cuidado e controlo na escavação de modo a minimizar os danos da rocha dos rebordos, evitando assim que as características do maciço rochoso se alterem. Se a escavação for feita com o devido cuidado pode não requerer a instalação de ancoragens para fixar as vigas ao maciço.

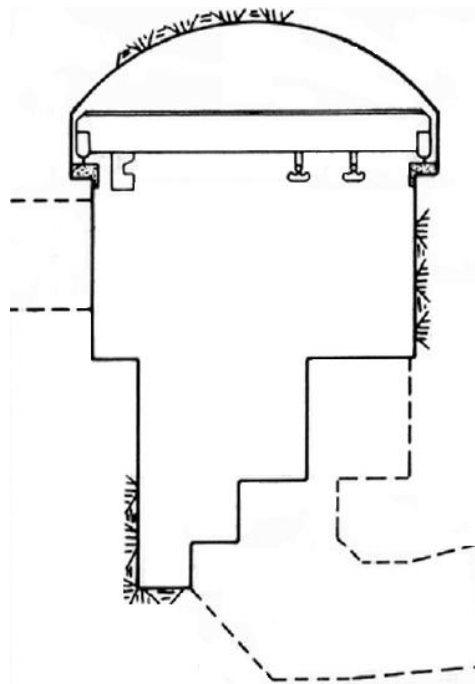


Fig. 2.13 – Corte transversal da central hidroeléctrica La Grande 2, no Canadá [18]

3

APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O projecto de reforço de potência de Picote prevê a construção de uma central hidroeléctrica subterrânea de grandes dimensões. Depois de avaliados todos os aspectos inerentes à definição da melhor solução a executar, optou por adoptar-se uma solução baseada num arco de betão armado e em realizar o apoio das vigas dos caminhos de rolamentos no elemento da base do próprio arco. Na figura seguinte é possível ver o esquema da solução adoptada.

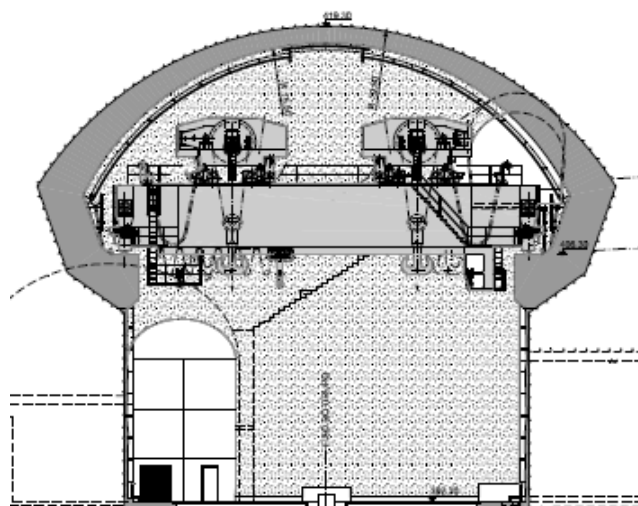


Fig. 3.1 – Concepção de apoio das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos na central de Picote

O objectivo deste trabalho será apresentar uma solução alternativa a este tipo de concepção, estudando uma abordagem em que as vigas são solidarizadas ao maciço rochoso através de ancoragens activas ou passivas, dispensando-se a construção do arco de betão.

Em seguida apresentam-se algumas considerações relativas a ambos os tipos de concepção referidos e a uma apresentação da obra em estudo numa vertente geométrica e de concepção da caverna.

3.1. USO DO ARCO DE BETÃO PARA SUPORTE DO TECTO DA CAVERNA

Por todo o mundo há exemplares de cavernas construídas recorrendo à solução do tecto reforçado com um arco de betão armado, que descarrega em sapatas inclinadas para o interior dos hasteais para o

maciço melhor suportar a reacção do arco de betão. Este arco é normalmente betonado logo que concluída a escavação acima do nível da base do arco que irá suportar a viga dos caminhos de rolamentos.

Este tipo de solução representa um bom suporte para resistir a blocos instáveis que se formem no tecto da caverna, no entanto, a sua grande desvantagem é que se é um elemento muito rígido, comparando com o maciço rochoso envolvente em questão, as deformações induzidas pela libertação de tensões resultantes da escavação dos níveis inferiores da caverna podem causar uma deformação excessiva por flexão no arco de betão. Neste caso, poderá ser necessário o uso de suporte temporário em grande quantidade para permitir realizar a escavação necessária à construção do arco de betão. A figura 3.2 representa um gráfico dos deslocamentos induzidos pela escavação da parte inferior da caverna. Pode verificar-se pela análise do gráfico, que a parte central do arco se desloca para o exterior da escavação e a parte superior das paredes da caverna se desloca para dentro.

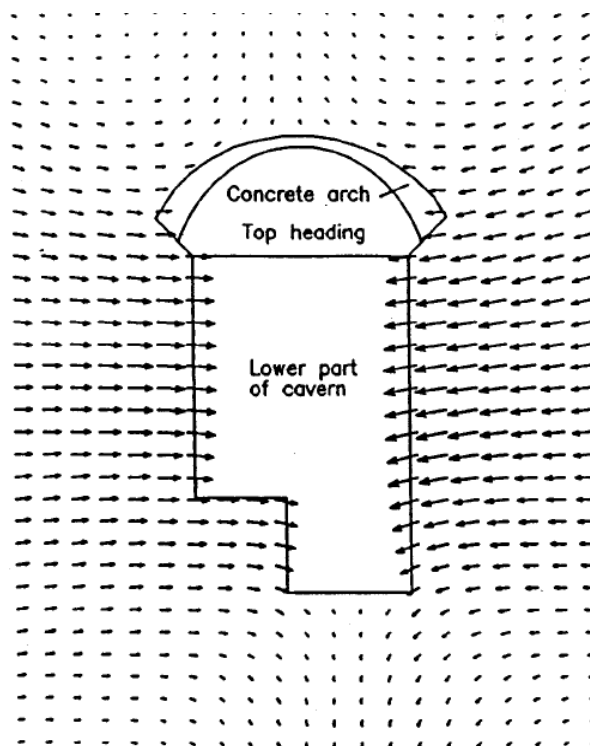


Fig. 3.2 – Gráfico dos deslocamentos induzidos pela escavação da parte inferior da caverna [8]

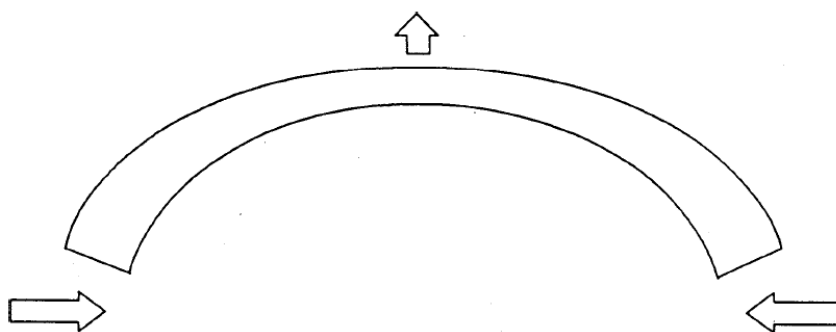


Fig. 3.3 – Deslocamentos impostos pelo maciço rochoso ao arco de betão [8]

A figura 3.3 mostra um esquema dos deslocamentos impostos ao arco de betão pelo maciço rochoso. Dependendo do valor dos deslocamentos no maciço rochoso e da curvatura e espessura do arco de betão, os esforços a que o arco vai ficar sujeito podem exceder a sua resistência, pondo em causa a estabilidade da estrutura. Esta situação deve evitar-se, pois a reparação do arco de betão durante a construção da caverna é difícil e muito dispendiosa. Em alguns casos foi até necessário o reforço de algumas áreas do tecto da caverna com um arco em aço para poder assegurar a estabilidade do arco de betão.

Alguns autores defendem que esta solução de suporte deverá ser evitada quando se projecta uma caverna de grandes dimensões para uma central hidroeléctrica em maciços de rocha de baixa resistência. Tem vindo a verificar-se, com a experiência em outras obras, que o recurso a sistemas de suporte mais flexíveis, como por exemplo *grouted cables*, e uma camada de betão projectado apresentam melhores resultados. Estes tipos de suporte têm a vantagem de, em caso de necessidade, poderem ser facilmente reforçados, instalando mais cabos ou aplicando outra camada de betão projectado. Enquanto o acesso ao tecto estiver livre, as reparações podem ser feitas sem interromper as restantes actividades de construção.

3.2. VIGAS DE SUPORTE DOS CAMINHOS DE ROLAMENTOS ANCORADAS AO MACIÇO ROCHOSO

Em relação ao apoio das vigas dos caminhos de rolamentos, tem sido corrente fazê-lo através de colunas. Muitas vezes a estrutura de suporte das vigas é projectada para ser independente do maciço rochoso envolvente da caverna. Esta abordagem não deve ser realizada pois não considera a grande capacidade de carga do maciço. Sempre que as características do maciço e da caverna o permitam, as vigas devem ser suspensas directamente das paredes da caverna.

Normalmente as questões que surgem associadas a este tipo de solução são:

- Que capacidade e comprimento de ancoragens são necessários para suportar as vigas e que confiança pode este sistema de suporte dar em relação à sua segurança?
- Como podem os deslocamentos na rocha envolvente da caverna ser contidos em caso das vigas estarem suspensas das paredes?

O dimensionamento das ancoragens necessárias para suportar as vigas é feito da mesma maneira que para a estabilização de blocos no tecto ou nas paredes. As forças que vão ser absorvidas pelos cabos são calculadas a partir do peso próprio da viga e pela grua carregada até à sua capacidade máxima. A carga da grua é distribuída pela distância que cobre as rodas da ponte ao longo da viga. Não devem ser negligenciadas as forças dinâmicas criadas pelo arranque e pela travagem da ponte.

Determinadas as forças a que as ancoragens vão resistir, a capacidade final, o comprimento, o número necessário e a orientação dos elementos de suporte podem ser escolhidos como seria feito para o suporte de uma cunha de rocha. Para uma correcta escolha e dimensionamento do suporte, deve ser feita uma avaliação cuidada das condições geológicas do material das paredes da caverna às quais as vigas vão ser ancoradas. Deve também ter-se em conta que as paredes devem ser estáveis e não devem estar no limiar de uma orientação desfavorável de uma descontinuidade, pois podem causar instabilidade quando forem aplicadas as forças para suporte das vigas dos caminhos de rolamentos.

Esta solução tem sido aplicada em várias cavernas em vários países e, assegurando que o projecto é feito de forma cuidada e responsável, não há qualquer razão para que este sistema de suporte seja menos seguro que o tradicionalmente usado – as vigas apoiadas em colunas ou paredes.

Em relação aos deslocamentos, estes podem ser resolvidos se se instalar o carril com alguma margem de manobra para um posterior ajuste aquando da selagem definitiva do carril. As vigas dos caminhos de rolamentos são colocadas quando a abóbada da caverna está totalmente escavada. Nesta fase, uma parte substancial dos deslocamentos no maciço rochoso da caverna já ocorreu. Sendo necessário montar uma grua para auxiliar a construção da restante caverna, deve ter-se o cuidado de instalar os carris de forma a ser possível redefinir a distância para o vão da ponte da estrutura final, pois ainda vão ocorrer deslocamentos nas paredes da caverna, mesmo que pequenos, devido à restante escavação. A previsão dos deslocamentos para cada fase de escavação pode ser feita recorrendo a análises numéricas e a programas de cálculo automático.

Este tipo de concepção para suporte das vigas dos caminhos de rolamentos é frequentemente adoptada, porque permite a colocação da grua numa fase inicial da obra, o que é muito vantajoso pois irá ser um equipamento muito importante no auxílio dos trabalhos de escavação da restante caverna, bem como dos trabalhos de betão na base desta. Imediatamente após a construção das vigas, coloca-se um pórtico de pequenas dimensões que se apoia e se desloca nos carris da grua final. Isto facilita o acesso para a monitorização dos instrumentos do tecto da caverna e para eventuais trabalhos de reparação do sistema de suporte. Estas vantagens irão apresentar consideráveis benefícios no planeamento da obra quando comparadas com uma solução tradicional de colunas de suporte das vigas.

Na figura 3.4 pode ver-se o exemplo de uma central hidroeléctrica em que se instalou um pórtico de pequenas dimensões numa fase inicial da obra, para auxiliar na fase de escavação e para permitir o acesso ao tecto da caverna.



Fig. 3.4 – Grua temporária construída para aceder ao tecto da caverna da central de Drakensberg, na África do Sul [8]

3.3. APRESENTAÇÃO DO PROJECTO DA CENTRAL DE PICOTE

A solução adoptada para a nova central de Picote consiste numa caverna subterrânea com 68 m de comprimento por 23 m de largura e altura variável entre 58m na zona do grupo e 26 m no átrio de

descarga e montagem. A volumetria da caverna foi definida de modo a permitir haver espaço para instalar e montar o grupo hidráulico e todo o equipamento auxiliar. Para alojar os equipamentos auxiliares, criaram-se vários pisos técnicos: piso principal à cota 392.30, piso do alternador à cota 387.3 e piso da turbina às cotas 382.8 e 383.88.

Para a movimentação dos equipamentos no interior da caverna foi prevista uma ponte rolante com uma capacidade nominal de 600 toneladas, com caminhos de rolamentos dispostos 14m acima do piso principal, à cota 406.3.

A figura 3.5 corresponde ao perfil longitudinal do aproveitamento, na qual se pode ver o enquadramento deste com o maciço rochoso.

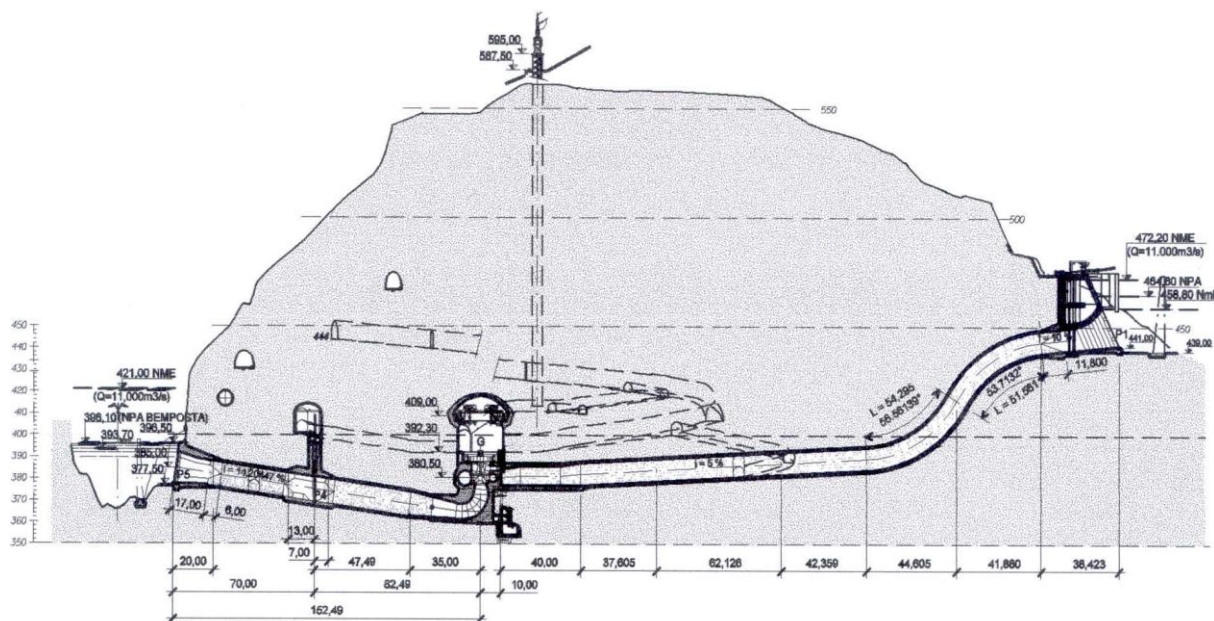


Fig. 3.5 – Perfil longitudinal pelo eixo do circuito hidráulico [10]

As figuras seguintes representam o corte longitudinal e transversal da caverna da central hidroeléctrica, nas quais se podem ver as características acima referidas.

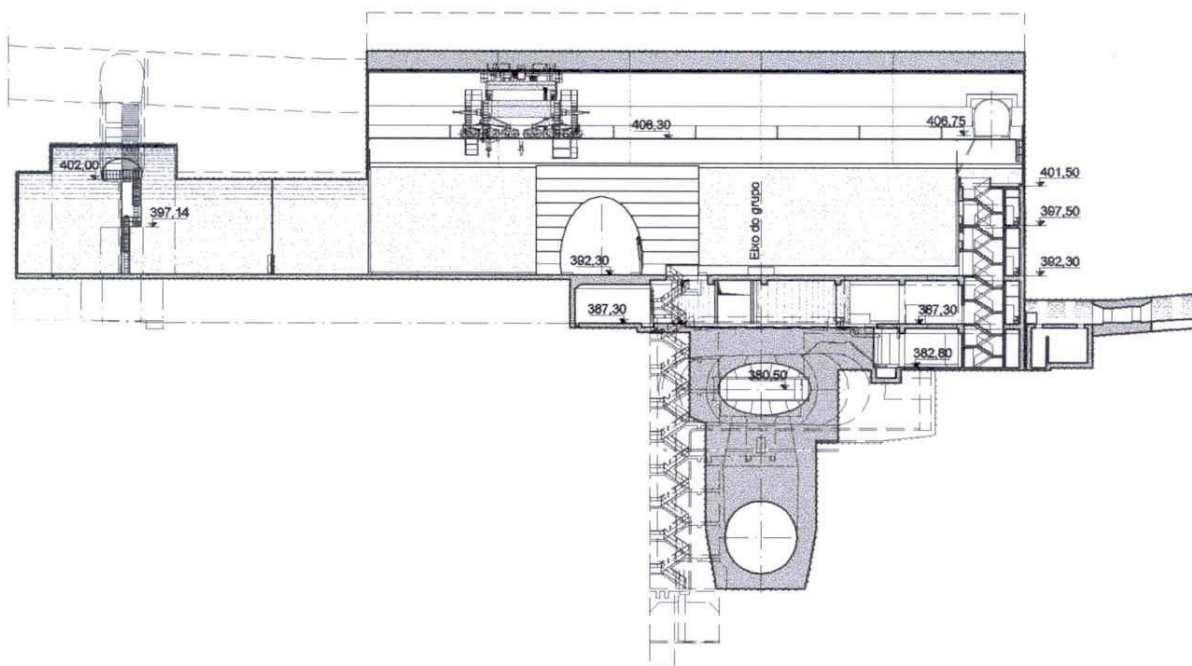


Fig. 3.6 – Perfil longitudinal da central

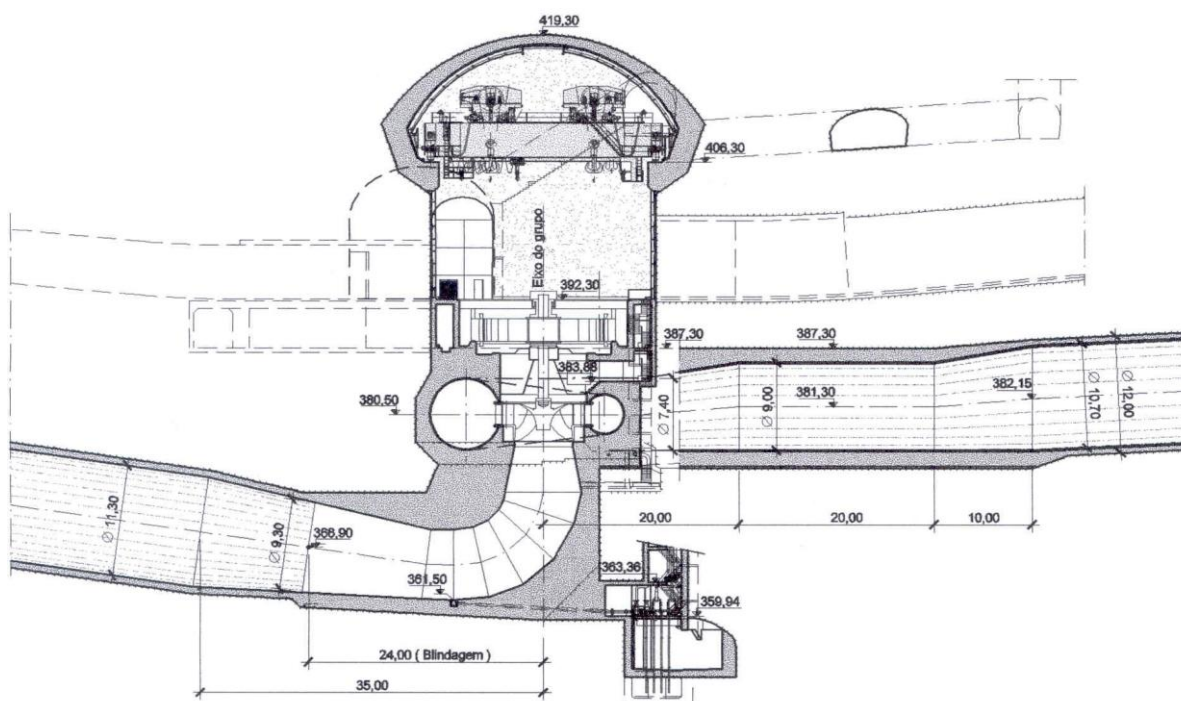
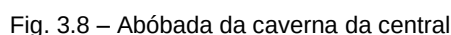


Fig. 3.7 – Corte transversal da central

Em relação ao suporte definitivo do tecto da caverna adoptado, pode ver-se, na figura seguinte, a forma do arco de betão e também a representação da furação para as injeções de colagem e o preenchimento de vazios na interface rocha – betão. Os carris dos caminhos de rolamento estão apoiados na base da estrutura do arco encaixado e suportado pelo maciço.



No projecto da central hidroeléctrica de reforço de potência do aproveitamento de Venda Nova foi adoptada uma solução em relação às vigas de suporte dos caminhos de rolamentos semelhante à solução alternativa, objecto do presente estudo. Portanto usou-se este projecto como referência e considerou-se uma viga com características geométricas semelhantes. Na figura 3.9 pode ver-se o corte transversal da caverna da central de Venda Nova III.

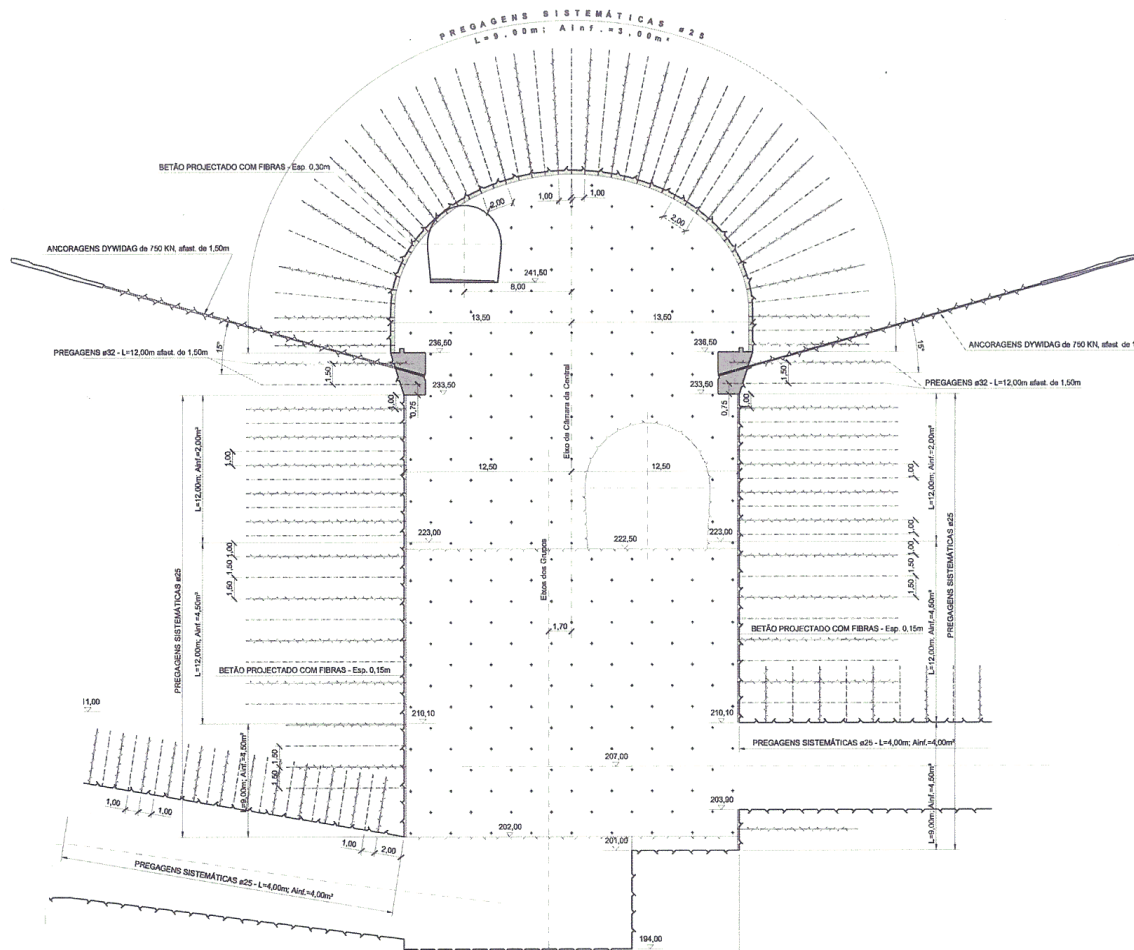


Fig. 3.9 – Corte transversal da central de Venda Nova III

No caso presente admitiu-se que a viga tem uma secção transversal em forma de trapézio, com 3m de altura e 2.5m de largura máxima. Nos estudos efectuados considerou-se que a face em contacto com o maciço rochoso poderia assumir as inclinações (θ) de 20°, 10° e 0°, com o objectivo de se fazer uma análise de sensibilidade relativa ao contributo desta inclinação para o equilíbrio das forças a que a viga vai estar sujeita.

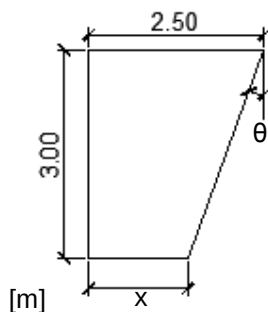


Fig. 3.10 – Secção transversal tipo da solução alternativa

Para suportar estas vigas irão ser utilizados sistemas de ancoragens activas e passivas para se poder comparar ambos os sistemas em termos de resultados geométricos, estruturais e de resistência.

4

ANCORAGENS

“Em Geotecnia, ancoragem pode ser definida como qualquer elemento estrutural capaz de transmitir a um estrato portante um esforço de tracção que lhe seja aplicado.” (MATOS FERNANDES, 1990) [6]

Como referido anteriormente, no projecto de centrais hidroeléctricas subterrâneas há em grande número de soluções a necessidade de recorrer ao uso de ancoragens ou pregagens para garantir a estabilidade do maciço e poder-se, assim, desenvolver os trabalhos necessários à construção da caverna. Neste caso irá estar em foco o estudo das ancoragens necessárias simultaneamente para fixar as vigas dos caminhos de rolamentos à parede do maciço e simultaneamente suportar as cargas a que irão estar sujeitas devido à ponte rolante a ser instalada.

O processo de escolha e execução de uma ancoragem envolve vários aspectos e deve ser feito de forma cuidada, pois estes elementos são embebidos no maciço, dificultando ou impossibilitando a sua monitorização durante a sua vida útil. Para uma conveniente garantia de poderem desempenhar o seu papel e de preenchimento dos requisitos da obra, devem ser escolhidas para a execução das ancoragens empresas com experiência e de confiança, pois estes são elementos que necessitam de tecnologia e mão-de-obra especializada. A armadura de alta resistência da ancoragem é um aspecto de vital importância na concepção de uma ancoragem, pois encontra-se num meio agressivo. A protecção contra a corrosão da armadura deve ser idealizada e executada com cuidado, uma vez que a rotura de uma ancoragem por corrosão da armadura é uma rotura brusca, podendo pôr em causa a estrutura onde está integrada e podendo, mesmo, levar ao seu colapso, o que eventualmente terá consequências em vidas humanas e bens materiais.

4.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES

Na figura seguinte podem ver-se os elementos constituintes principais de uma ancoragem, que irão ser desenvolvidos, posteriormente.

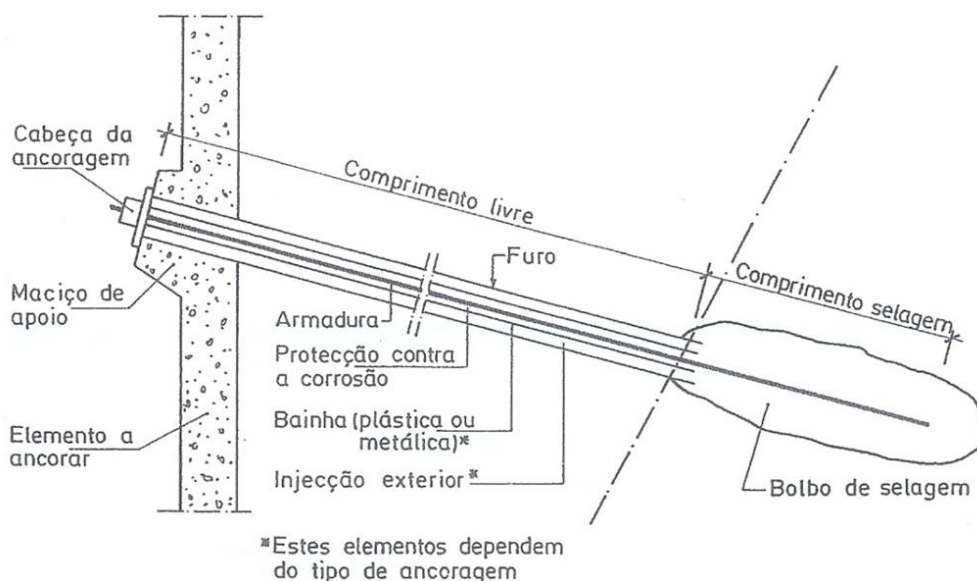


Fig. 4.1 – Elementos constituintes de uma ancoragem [6]

A carga a aplicar aos varões é transmitida pela cabeça da ancoragem, que é constituída por uma cabeça de carga, na qual o varão é fixado, e por um prato de distribuição, pelo qual a força aplicada ao varão é transmitida para a estrutura.

A cabeça da ancoragem deve ser capaz de suportar a capacidade máxima dos varões durante a fase de colocação em serviço e na fase de teste, bem como suportar posteriores ajustes que sejam necessários realizar à carga aplicada. Deve ser projectada para tolerar rotações do varão em relação à normal da cabeça e também adaptar-se a deformações que poderão ocorrer durante a vida útil da estrutura.

O corpo da ancoragem corresponde a todos os outros elementos que ficam embebidos no terreno. A armadura e o seu sistema de protecção contra a corrosão, que devem ser cuidadosamente montados de modo a que possam desempenhar as suas funções correctamente e corresponder aos requisitos estabelecidos. Os comprimentos livre e fixo da ancoragem devem ser testados para averiguar se o valor do comprimento efectivo corresponde ao comprimento projectado.

A injecção da ancoragem é um importante processo na instalação de uma ancoragem, sendo necessários vários cuidados para que as distâncias entre os componentes sejam mantidas e para que toda a área seja preenchida para que não existam vazios, o que pode pôr em risco a estabilidade do sistema da ancoragem.

4.2. CORROSÃO DA ARMADURA

A corrosão é um importante aspecto a ter em conta quando se quer instalar uma ancoragem, pois é sabido que qualquer tipo de metal está sujeito à corrosão e o seu grau de alteração depende do meio onde está colocado.

“Os critérios abaixo indicados devem ser considerados como indicativos de níveis que, caso sejam ultrapassados implicam o uso de precauções especiais em relação à agressividade da água relativamente ao betão ou à calda de selagem do cimento:

Valores de PH	Menores do que 5.5
Anidrido carbónico CO ₂	Maior do que 40 mg/l
Amónio NH ₄	Maior do que 30 mg/l
Magnésio	Maior do que 1000 mg/l
Sulfato SO ₄	Maior do que 200 mg/l
Dureza	Menor do que 30 mg CaO/l

Nas ancoragens definitivas é em geral necessária uma protecção mecânica de modo a evitar a danificação da protecção contra a corrosão durante as operações de transporte, instalação e colocação em serviço.” [14]

A parte da ancoragem mais propícia a originar o fenómeno da corrosão é a interface do furo com a cabeça da ancoragem. A cabeça da ancoragem é colocada à superfície do terreno, logo este está em contacto com todo o tipo de agentes que podem provocar a corrosão. É nesta zona que poderão ocorrer infiltrações destes componentes e de água. Além disso, é de acrescentar que é nesta zona de descontinuidade que a ancoragem irá estar mais susceptível a assentamentos da estrutura ou a possíveis deslocamentos do terreno.

Como se pode ver no esquema da figura 4.1, na parte do bolbo de selagem apenas existe uma camada de betão ou calda de cimento à volta do varão ou cordões de aço. É sabido que o betão normalmente cria um ambiente favorável à protecção do aço mas também é permeável à água e, eventualmente, a gases ou outras soluções, o que pode acelerar o processo de corrosão. Além disso, o betão fendilha quando carregado a partir de uma determinada força. Se durante a vida útil da obra, o betão em questão estiver sujeito a forças poderá fendilhar e, quando estas fendas atingirem o aço, a corrosão é susceptível de acontecer.

Como não há nenhum método seguro que consiga prever o grau de corrosão a que uma ancoragem poderá estar sujeita, é normal aplicar a ancoragens definitivas um duplo sistema de protecção, ou seja, criar duas barreiras contínuas à volta da armadura para a proteger da corrosão. Sendo assim, se uma das barreiras for danificada durante a instalação ou colocação em serviço, a outra permanece intacta. Pode também ser aplicada apenas uma barreira para proteger a armadura, mas a sua eficiência deve ser testada *in situ* em cada ancoragem.

Para criar um sistema de protecção da armadura eficiente e seguro, deve ter-se em conta que a sua vida útil deve igualar a vida útil projectada para a ancoragem, o varão da ancoragem deve estar livre para se deslocar ao longo do seu comprimento livre e a protecção deve ser suficientemente flexível e resistente, pois dificilmente poderá ser reparada ou substituída, caso seja danificada aquando da colocação em serviço da ancoragem. O sistema de protecção deve ser verificado imediatamente antes da instalação da ancoragem para avaliar se não foi danificado durante a fase de transporte.

Na escolha dos materiais constituintes da barreira de protecção da armadura, deve assegurar-se que estes não fendilham nem se tornam frágeis perante a temperatura a que vão estar sujeitos e se mantêm quimicamente estáveis e não reagem com os materiais adjacentes.

Há vários tipos de sistemas de protecção e de vários tipos de materiais, salientam-se as bainhas de plástico como as correntemente utilizadas.

Ancoragens electricamente protegidas são outro tipo de solução para assegurar a protecção contra a corrosão. Na figura 4.2 pode ver-se um esquema deste tipo de protecção, que é oferecido pela Dywidag.

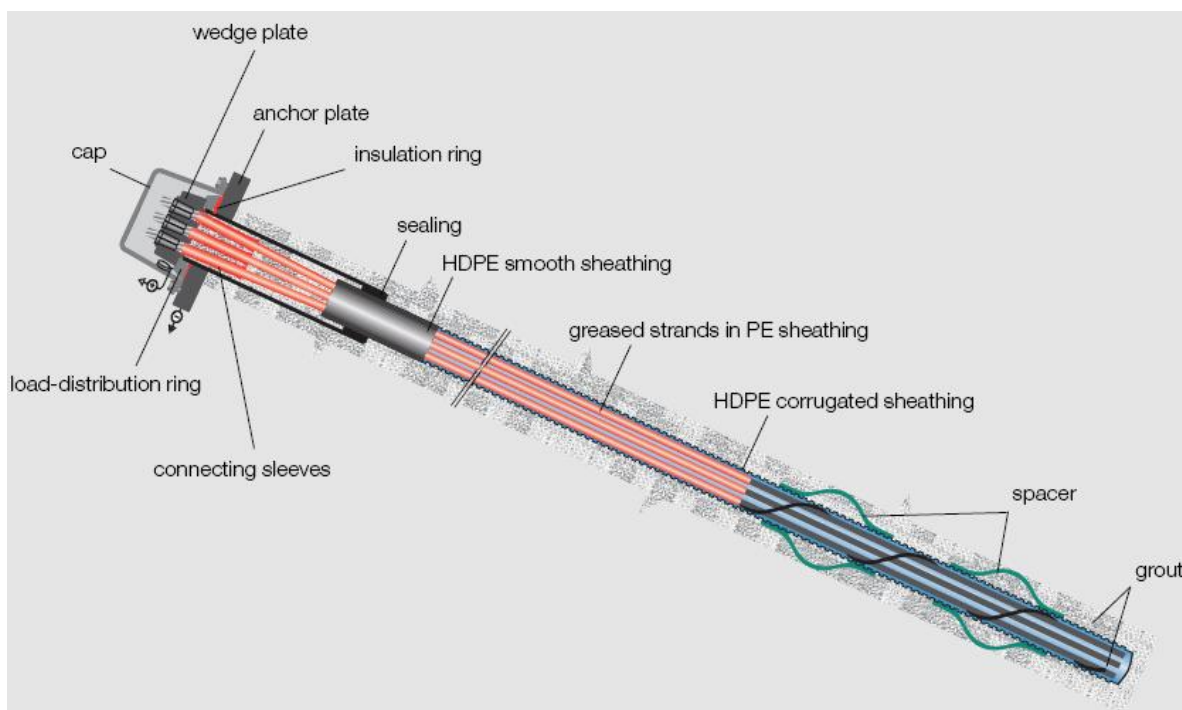


Fig. 4.2 – Ancoragem electricamente protegida [27]

Este tipo de protecção é normalmente utilizado quando o terreno em que a ancoragem vai ser instalada é particularmente agressivo e há a passagem constante de água. Apesar da necessidade de assegurar que a mão-de-obra seja especializada, a experiência em vários países com este tipo de solução de protecção contra a corrosão da armadura tem conduzido a resultados bastante favoráveis, o que leva a ser encorajada a adopção de ancoragens electricamente protegidas.

A título de curiosidade, pode referir-se que em Portugal a Ponte Europa, em Coimbra, é uma das primeiras estruturas onde foram usadas ancoragens electricamente protegidas.

A cabeça da ancoragem também deve ter um sistema específico de protecção contra a corrosão. O procedimento é isolar a cabeça, para não ficar exposta, mas ao mesmo tempo permitir a colocação em serviço da ancoragem e permitir a alteração das cargas, caso seja necessário.

Na fig. 4.3 pode ver-se o esquema de protecção de uma cabeça de ancoragem permanente.

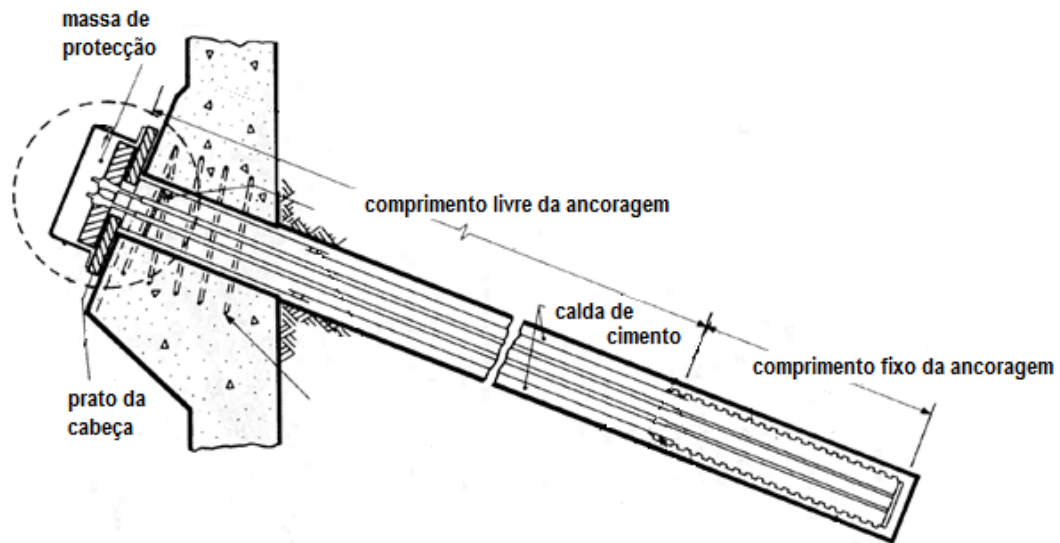


Fig. 4.3 – Esquema da protecção da cabeça de uma ancoragem (adaptado de [3])

No caso de ser necessário recarregar a ancoragem ou verificar a carga em serviço, é necessário que a protecção exterior da cabeça seja removível, bem como todos os componentes da caixa envolvente da ancoragem. Tem, então, de se usar uma massa de protecção para encher a caixa, possível de ser retirada na sua totalidade, e voltar a aplicá-la quando a tarefa estiver terminada. No caso de não ser necessário nenhum posterior acesso, podem ser usados materiais como, por exemplo, resinas ou cimentos para selar a caixa envolvente da cabeça da ancoragem.

4.3. DIMENSIONAMENTO DA ANCORAGEM

O projecto de uma ancoragem deve conter informações relativas à carga que a ancoragem vai acrescentar à estrutura ou ao maciço, o modo como estas cargas vão ser aplicadas à ancoragem durante a sua vida útil, a interface entre a ancoragem e a estrutura para poder garantir sempre a estabilidade estrutural, as consequências de uma possível rotura numa ancoragem durante ou após a fase de carregamento e a eventual previsão de locais de reserva para colocação de ancoragens de substituição caso seja necessário.

Quando se dimensiona uma ancoragem devem estudar-se os valores das dimensões mínimas da secção transversal, bem como as características dos materiais a aplicar na ancoragem, as dimensões dos comprimentos fixo e livre, o ângulo e o sentido de inclinação do furo onde se irá instalar a ancoragem e as tolerâncias admissíveis para cada dimensão apresentada.

Após a determinação da força mínima necessária para suportar o elemento, pode recorrer-se a catálogos de empresas que fabricam ancoragens, para seleccionar o número de varões necessários para satisfazer os esforços mobilizados e determinar a força que efectivamente vai ser aplicada. Neste estudo vai recorrer-se aos catálogos da *Dywidag*.

4.4. EXECUÇÃO

As principais fases de construção de execução de uma ancoragem são:

- Abertura do furo;
- Introdução do corpo da ancoragem;
- Fixação do corpo da ancoragem ao maciço ao longo do comprimento de selagem por meio de injeção sob pressão de calda de cimento;
- Montagem da cabeça da ancoragem;
- Colocação em serviço da ancoragem;
- Preenchimento do furo correspondente ao comprimento livre, em geral com calda de cimento.

O processo de furação, o processo e a pressão de injeção da calda bem como a sua composição, o envolvimento e a protecção da armadura variam com a tecnologia empregue, com as condições locais, com o tipo de obra e com o tempo de vida útil da ancoragem.

4.4.1. ABERTURA DO FURO

A abertura do furo deve ser feita segundo um diâmetro maior que o da ancoragem para permitir uma margem de manobra necessária à instalação da ancoragem e deve ser controlado o desvio do furo, normalmente a cada 2 metros. O método de furação deve ser escolhido de modo a minimizar as perturbações do terreno envolvente para assim prevenir o colapso do furo durante a sua abertura e instalação do varão e para minimizar as variações do nível de água.

O processo de furação deve ser feito com cuidado para que seja detectada atempadamente alguma modificação excessiva nas características do meio envolvente e possa assim ser controlada a situação.

4.4.2. COLOCAÇÃO DA ARMADURA

O manuseamento do corpo da ancoragem a instalar deve ser feito com cuidado para não alterar os seus componentes nem os componentes da sua protecção contra a corrosão. Antes da instalação deve ser verificado se o furo tem o comprimento necessário e se o espaço está livre. A colocação do corpo da ancoragem deve ser feita de modo a que os deslocamentos dos componentes sejam evitados, e deve ser fixado convenientemente para que não haja movimentos durante a injeção da calda de cimento.

É corrente o uso de centralizadores/espaçadores para assegurar que a calda de cimento envolva cada cabo para o proteger contra a corrosão. Os centralizadores são colocados juntamente com a armadura para manter a distância entre esta e o furo. Na figura 4.4 pode ver-se a posição destes elementos no furo da ancoragem (elementos a amarelo).

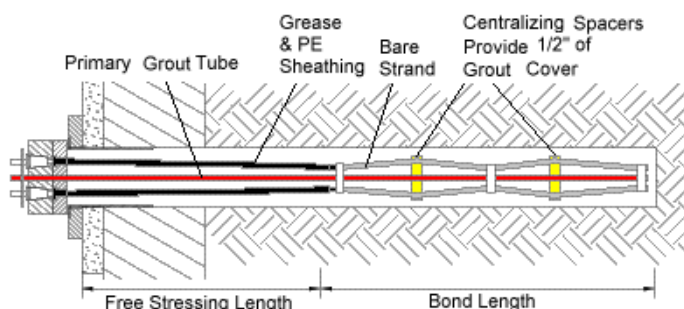


Fig. 4.4 – Esquema de colocação da protecção da armadura

4.4.3. INJECCÃO DA CALDA DE CIMENTO

A injeccção de calda de cimento tem como funções:

- Formar um comprimento fixo da ancoragem para que a carga aplicada ao varão seja transmitida ao maciço envolvente;
- Proteger o varão contra a corrosão;
- Reforçar o maciço adjacente à ancoragem para aumentar a capacidade desta;

Deve garantir-se que quando se injecta o furo para preencher o bolbo de selagem todo o comprimento fixo fique preenchido com a calda de cimento.

Para minimizar o consumo de cimento na fase de injeccção deve fazer-se uma pré-injeccção com o objectivo de preencher o furo com uma calda de qualidade inferior. Depois de terminada esta operação reabre-se o furo e averigua-se se as paredes do bolbo de selagem estão completamente cobertas da calda injectada. Caso seja necessário, pode repetir-se o processo.

A injeccção da calda de cimento no bolbo de selagem deve ser executada, logo que possível, após a abertura do furo. A injeccção deve começar pela parte mais baixa da secção a ser selada e para um preenchimento total da secção, sem a formação de vazios e/ou buracos, deve ser permitida a expulsão do ar e da água através de dispositivos constituintes do equipamento utilizado para realizar a tarefa.

4.4.4. COLOCAÇÃO EM SERVIÇO DA ARMADURA

A fase de carregamento da ancoragem só deve ser executada quando a calda de cimento do bolbo de selagem atingir um endurecimento aceitável para poder suportar as cargas a que o elemento estrutural vai estar sujeito, o que normalmente acontece após 7 dias.

A estrutura de fixação da cabeça da ancoragem deve ser dimensionada para poder ser testada em relação às cargas a que vai estar sujeita. Os métodos de execução do carregamento da ancoragem devem ser previamente listados e indicados para haver um maior controlo e para minimizar erros que poderão pôr em risco o comportamento do elemento. Toda esta operação deve ser feita sem danificar os varões ou qualquer elemento constituinte da ancoragem.

4.5. ENSAIOS

As ancoragens são sujeitas a dois tipos de ensaios: os ensaios prévios e os ensaios de recepção. Os primeiros, como o próprio nome indica, são executados antes de instalar as ancoragens e têm o intuito de avaliar a resistência do sistema de ancoragens adaptado às condições geotécnicas em que vai ser aplicado. Os ensaios de recepção são efectuados para confirmar se as ancoragens instaladas possuem a resistência admitida no projecto.

4.5.1. ENSAIOS PRÉVIOS

Nos ensaios prévios aplicam-se tracções no cabo e medem-se os valores dos seus deslocamentos junto à cabeça de ancoragem. Fazem-se ciclos de carga, descarga e recarga para medir os deslocamentos permanentes e em diversos escalões do carregamento, a tracção é mantida constante durante um certo período de tempo para se poder estudar a fluência.

Para cada condição do terreno ou método de construção da ancoragem deve ser feito, pelo menos, um ensaio prévio e a sua duração deve ser a suficiente para garantir que as forças de tracção ou os deslocamentos por fluência estabilizem dentro de limites aceitáveis.

4.5.2. ENSAIOS DE RECEPÇÃO

Os ensaios de recepção devem ser realizados segundo os procedimentos normalizados para se poder verificar a resistência de cada ancoragem relativamente à carga máxima a suportar. O programa de ensaio deve obter a confirmação do comprimento livre aparente do tirante e de que a relaxação da força de ancoragem após a blocagem é suficientemente pequena.

Todas as ancoragens injectadas devem ser submetidas a ensaios de recepção antes de serem colocadas em serviço.

4.6. MONITORIZAÇÃO

A monitorização das ancoragens deve ser feita durante toda a sua fase de execução para prevenir e controlar atempadamente eventuais erros ou danos que possam ocorrer ao elemento estrutural.

É também necessário monitorizar o sistema de ancoragens, quando este já se encontra em serviço, quando se prevê que a estrutura é sensível a alterações nas cargas ou a movimentos do terreno. Por isso as ancoragens são instaladas com células de pressão que permitem a verificação das cargas instaladas e as suas oscilações durante a sua vida útil. Sendo assim possível avaliar o comportamento da ancoragem e a sua comparação com a previsão feita inicialmente.

Devem ser feitas leituras periódicas nas ancoragens para avaliar o seu desempenho e a sua adequação ao modelo utilizado para suportar a estrutura.

Um aspecto muito importante é o controlo da protecção contra a corrosão da armadura. Nem todos os tipos de ancoragens permitem avaliar o sistema de protecção da armadura do corpo da ancoragem, permitindo apenas a verificação da protecção contra a corrosão das partes da cabeça da ancoragem, pois estas estão acessíveis a inspecção. Devem ser, por isso, acompanhadas periodicamente e renovadas, quando necessário.

No que diz respeito à monitorização a longo prazo, as ancoragens electricamente protegidas apresentam uma grande vantagem, pois além de permitirem a leitura da componente estrutural dos cabos, permitem a leitura do estado da protecção contra a corrosão da armadura. É, assim, possível uma completa inspecção da ancoragem durante a sua vida útil para melhor avaliar o seu desempenho.

5

RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Quando se prevê a construção de uma estrutura, subterrânea ou à superfície, a elaboração de um relatório de caracterização do maciço rochoso é uma tarefa muito importante para avaliar as condições geológicas do terreno e fazer a sua caracterização geotécnica. As obras subterrâneas, como por exemplo, a construção de cavernas para centrais hidroeléctricas acarretam grandes modificações no estado do maciço rochoso e podem, dependendo do maciço em questão, apresentar descontinuidades que, se não forem previstas e detectadas a tempo e se a sua localização for desconhecida, podem provocar graves danos na estrutura, bem como danos materiais e em vidas humanas. Para avaliar as condições do terreno em estudo procede-se à realização de diversos ensaios laboratoriais e *in situ* para avaliar as diversas características do maciço.

Em Picote foram realizadas duas campanhas de prospecção mecânica realizadas na zona em estudo, uma levada a cabo em 1980 e outra em 2005. Na elaboração do relatório de caracterização do maciço rochoso para o projecto de reforço de potência de Picote na zona da central foram realizados:

- Ensaios de dilatómetro para a determinação da deformabilidade de zonas de maciços rochosos a que só é possível aceder por meio de furos de sondagem;
- Ensaios com defórmetro tridimensional (STT) para a determinação do estado de tensão *in situ*;
- Ensaios de deslizamento de diáclases;
- Ensaios de compressão uniaxial;
- Ensaios de ultra-sons;
- Ensaios de compressão diametral para determinação indirecta da tensão de rotura à tracção do material rocha;
- Ensaios de compressão triaxial.

5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Serão analisados os ensaios elaborados na campanha levada a cabo em 2005, sendo os seus resultados usados para classificar o maciço rochoso. Para isso recorreu-se aos sistemas RMR (Rock Mass Rating), desenvolvido por Bieniawski em 1976 e ao Sistema Q, proposto por Barton, Lien e Lund em 1974.

Também irá ser aplicado o sistema GSI, desenvolvido por Hoek em 1994, que permite, a partir da determinação de índices geomecânicos obtidos pelos sistemas de classificação referidos, a obtenção de parâmetros para o critério de resistência do maciço rochoso.

Como já foi dito, foram realizados ensaios laboratoriais, com o intuito de determinar a deformabilidade, a resistência à compressão e à tracção e a resistência ao deslizamento das diáclases e foram realizados ensaios *in situ*, com o objectivo de determinar o estado de tensão do maciço e a sua deformabilidade.

5.1.1. ENSAIOS *IN SITU*

Para corresponder ao objectivo antes referido com este tipo de ensaios, foram realizados ensaios com recurso ao dilatómetro BHD e ensaios STT.

5.1.1.1. Ensaio com dilatómetro BHD

Do ensaio de dilatómetro vai-se obter o módulo dilatométrico do maciço rochoso. Com base em experiência obtida em vários casos conclui-se que os valores dos resultados obtidos com este ensaio são inferiores aos valores obtidos por outros métodos, por isso tem esta designação. Contudo, o resultado deste ensaio é tido em conta no estudo a realizar como sendo um índice de qualidade.

Este método tem a vantagem de se poder realizar em furos de sondagens de prospecção, sendo possível atingir locais de difícil acesso, bem como realizar um zonamento em termos de deformabilidade. A explicação pormenorizada do ensaio pode ser consultada em anexo.

Os furos de sondagem para ensaios com o dilatómetro (do LNEC) têm diâmetros iguais a 76mm. O dilatómetro possibilita a leitura de quatro deslocamentos diametrais desfasados entre si de 45°, o que permite determinar os módulos dilatométricos segundo cada uma das direcções e avaliar a anisotropia do meio.

Depois de feitos os ensaios concluiu-se que o maciço não varia as suas características de deformabilidade consoante a direcção e os valores médios para o módulo de deformabilidade obtidos foram de 9.7 e 10 GPa para os furos BD1 e BD2, respectivamente.

5.1.1.2. Ensaio STT

Este ensaio foi levado a cabo com o objectivo de avaliar o estado de tensão *in situ* do maciço, e para isso realizaram-se dois furos STT1 e STT2. O método de execução pode ser igualmente consultado em Anexo.

Com a finalidade de interpretar os resultados foi usado um modelo matemático plano, considerando que o maciço é homogéneo e isótropo, com um comportamento elástico linear caracterizado por um módulo de elasticidade de 40 GPa e um coeficiente de Poisson de 0.2.

Os resultados dos ensaios apontaram para valores da razão entre as tensões horizontais e as tensões verticais iguais a 4. O elevado valor das tensões horizontais (quatro vezes maior), levou a que o dono de obra programasse a realização de ensaios complementares (SFJ – Small Flat Jack) a serem realizados, mais tarde, quando as escavações das galerias de acesso permitissem, fisicamente, aceder à zona do local da central. Os resultados obtidos neste tipo de ensaios puderam confirmar o valor inicialmente obtido.

5.1.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

Todos os outros ensaios, listados inicialmente, são ensaios laboratoriais que foram executados com vista à caracterização da rocha na zona de implantação da central, e cujos resultados se expõem brevemente de seguida. Estes ensaios foram realizados em amostras das sondagens BD1, BD2, STT1 e STT2.

Com a realização de ensaios de compressão uniaxial às sondagens BD1 e BD2, obtiveram-se valores médios para a compressão uniaxial, deformabilidade da rocha e coeficiente de Poisson. No quadro 5.1 são apresentados esses valores.

Quadro 5.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial (adaptado de [9])

	UCS [MPa]	E [GPa]	ν
BD1	78	42	0.11
BD2	66.5	35	0.14

Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios de ultra-sons (adaptado de [9])

	V_L [m/s]	V_T [m/s]	E_{din} [GPa]	ν_{din}
BD1	4718	3153	58.3	0.15
BD2	4362	2838	49.0	0.12

Os ensaios de ultra-sons foram realizados sobre amostras das mesmas sondagens que as anteriormente referidas, e os valores médios dos seus resultados são apresentados no quadro 5.2. Estes valores indicam que a rocha tem características mecânicas razoáveis a boas. Com o valor destas velocidades calcularam-se os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson dinâmicos.

A correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico, revela que alguns valores dos módulos dinâmicos são bastante inferiores aos módulos estáticos respectivos, podendo ser considerados anómalos. No caso dos coeficientes de Poisson, a correlação entre os valores determinados a partir dos ensaios de compressão e os valores calculados das velocidades de ultra-sons é bastante baixa.

O ensaio de compressão diametral foi realizado em amostras das sondagens BD1 e BD2 com o objectivo de determinar o valor da tensão de rotura à tracção. O valor médio da resistência à tracção é de 6.2 MPa o que corresponde a cerca de 8 a 10% da resistência à compressão.

Os ensaios de deslizamento realizados em diáclases de provetes provenientes de amostras dos furos STT1 e STT2, evidenciaram um comportamento do tipo elasto-plástico caracterizado, em termos médios, por tensões tangenciais variando linearmente com a tensão normal, segundo uma recta de Coulomb definida por uma coesão aparente de 0.14MPa e um ângulo de atrito de 34°.

5.2. CARACTERIZAÇÕES GEOMECÂNICAS E CORRELAÇÃO COM O E_m

A qualidade de um dado maciço rochoso é consequência do seu estado de alteração e de fracturação. Estes dois parâmetros são avaliados separadamente resultando daí uma primeira análise ao maciço em

relação ao valor de qualidade deste, mas não sendo suficiente se se pretende uma completa caracterização do maciço.

O estado de alteração do maciço rochoso é apresentado segundo uma descrição baseada em métodos de observação, como por exemplo para as rochas, se considera a maior ou menor facilidade com que se parte a rocha, utilizando determinados tipos de ferramentas, ou a sua cor e brilho.

O estado de fracturação é baseado no valor do intervalo entre fracturas, sendo também possível avaliar pela contagem do número de diáclases por metro.

Nos quadros 5.3 e 5.4 apresentam-se os graus de classificação dos estados de alteração e fracturação, respectivamente.

Quadro 5.3 – Graus de alteração de maciços rochosos [7]

Símbolos	Designações	Características
W1	São	Sem quaisquer sinais de alteração
W2	Pouco alterado	Sinais de alteração 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 5.4 – Graus de fracturação de maciços rochosos [7]

Símbolos	Intervalos entre fracturas (cm)	Designação
F1	> 200	Muito afastadas
F2	60 – 200	Afastadas
F3	20 – 60	Medianamente afastadas
F4	6 – 20	Próximas
F5	< 6	Muito próximas

Deere em 1967, a partir de dados obtidos através de sondagens realizadas com recuperação contínua da amostra, desenvolveu um sistema de classificação, relacionado com os graus de alteração e fracturação, baseado num índice a que chamou RQD (Rock Quality Designation) e que apresenta valores indicativos da qualidade dos maciços rochosos.

No quadro 5.5 apresentam-se as designações para classificar a qualidade dos maciços rochosos em função dos valores de RQD.

Quadro 5.5 – Classificação dos maciços com base no RQD [7]

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

Este índice tem vindo a ser muito utilizado a nível internacional, mas tem bastantes limitações, pois não tem em conta alguns cenários que podem ocorrer e que influenciam o comportamento do maciço, como, por exemplo, distinguir as fracturas naturais existentes nas amostras das que resultam do processo de furação. Contudo, é um índice muito útil e é usado como base para a caracterização do maciço em sistemas mas completos.

O sistema RMR e o sistema Q, anteriormente referidos, são os exemplos mais utilizados para a caracterização de maciços rochosos e correspondem a sistemas mais completos e complexos. Estes sistemas têm como objectivo a classificação do maciço através de um conjunto de propriedades recolhidas por observação directa e ensaios realizados *in situ* ou em amostras recolhidas em sondagens.

As classificações geomecânicas referidas vão ser aplicadas à sondagem BD2, uma vez que foi considerado com os parâmetros que conduzem a uma caracterização mais desfavorável.

5.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI

Esta classificação foi publicada por Bieniawski em 1976 e é baseada numa vasta experiência colhida em obras subterrâneas, tendo vindo a ser actualizada à medida que são incluídos mais resultados de análises práticas. Aqui será apresentada e usada a classificação de 1989.

Este sistema de classificação considera a existência de seis parâmetros que Bieniawski considerou contribuir para o comportamento dos maciços. O método de determinação deste sistema consiste em atribuir pesos a cada parâmetro, constituindo o somatório de todos os pesos o índice RMR que corresponderá a uma das cinco classes de qualidade de maciços propostas pelo autor. O índice RMR varia de 0 a 100.

A partir dos valores do índice RMR podem estimar-se valores para o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, segundo as seguintes correlações (valores de E_m em GPa):

Quadro 5.6 – Correlações entre o índice RMR e o módulo de deformabilidade [13]

Bieniawski	$E_m = 2 \times RMR - 100 \quad (RMR > 50)$
Serafim e Pereira	$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$
Hoek e Brown	$E_m = \frac{\sqrt{\sigma}}{10} \times 10^{\frac{RMR-10}{40}}$ Em que σ corresponde à compressão uniaxial da rocha intacta.

Em seguida apresentam-se as figuras que listam os parâmetros e os respectivos valores para a atribuição dos pesos para se determinar o valor do índice RMR.

Parâmetros			Coeficientes						
1	Resistência da rocha intacta	Point Load	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Pesos		15	12	7	4	2	1	0
2	R. Q. D.		90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25 %		
	Pesos		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Pesos		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades (ver Tabela 3)		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5 mm	Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm		
	Pesos		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Caudal por 10 m de comprimento do túnel	nenhum	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
		Relação pressão da água vs tensão principal máxima	0	< 0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água		
	Pesos		15	10	7	4	0		

Fig. 5.1 – Classificação geomecânica de Bieniawski [7]

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Quase liso	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Duro com espessura < 5 mm	Duro com espessura > 5 mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeiramente alteradas	Moderadamente alteradas	Muito alteradas	Em decomposição
Peso	6	5	3	1	0

Fig. 5.2 – Classificação da condição das descontinuidades - RMR [7]

Direcção perpendicular ao eixo do túnel				Direcção paralela ao eixo do túnel		Inclinação 0-20°
Abertura do túnel no sentido da inclinação		Abertura do túnel no sentido inverso da inclinação		Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	
Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°			
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável

Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Fig. 5.3 – Efeito da orientação das descontinuidades - RMR [7]

Peso global	100-81	80-61	60-41	40-21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	<15

Fig. 5.4 – Classes de maciços - RMR [7]

Aplicação do sistema RMR

Quadro 5.7 – Aplicação do sistema RMR

Pesos	Valores	Explicação	RMR _{mínimo}	RMR _{máximo}
P ₁	7	Compressão uniaxial = 66.5MPa		
P ₂	[17 ; 20]	RQD = 75 – 90%	69	85
P ₃	20	Classe F ₁	(Classe I)	(Classe II)
P ₄	[20 ; 25]	Classe W ₂ – W ₃	Maciço Rochoso Bom	Maciço Rochoso Muito Bom
P ₅	[10 ; 15]	Água intersticial/ Maciço completamente seco		
P ₆	[-5 ; -2]	Orientação razoável ou favorável		

Quadro 5.8 – Valores do módulo de deformabilidade para sistema RMR

Bieniawski	E _{mín}	38 GPa
	E _{máx}	70 GPa
Serafim e Pereira	E _{mín}	30 GPa
	E _{máx}	75 GPa
Hoek e Brown	E _{mín}	24 GPa
	E _{máx}	61 GPa

5.2.2. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON

Este sistema foi também definido tendo por base um grande número de obras subterrâneas. Barton, Lien e Lund propuseram em 1974 uma classificação baseada na análise de seis factores admitidos como relevantes, pelos autores, para a caracterização do comportamento dos maciços rochosos definindo um índice de qualidade Q .

O índice Q varia de 10^{-3} a 10^3 e é obtido pela expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (5.1)$$

Em que, RQD é um índice da designação da qualidade da rocha, J_n é um índice relativo à família de juntas, J_r é o índice de rugosidade das juntas, J_a é um índice referente ao grau de alteração das discontinuidades, J_w é o índice das condições hidrogeológicas e SRF o factor de redução de tensões.

Com este sistema de classificação geomecânica pode também ser estimado o módulo de deformabilidade através das expressões apresentadas no quadro 5.9, em que E_m é expresso em GPa.

Quadro 5.9 – Correlações entre o índice Q e o módulo de deformabilidade [13]

Barton et al	$E_m = 25 \times \log(Q) \quad ; \quad Q > 1$
Barton e Quadros	$E_m = 10 \times Q^{1/3}$

Em seguida são apresentadas as figuras nas quais estão tabelados os parâmetros e os seus valores para ser possível obter o índice Q .

Em anexo, é apresentada uma explicação mais detalhada de cada quociente interveniente na expressão 5.1.

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas
"Rock Quality Designation"		R.Q.D.	
A.	Muito mau	0-25	1. Quando o RQD for < 10 (incluindo 0) considera-se um valor nominal de 10 no cálculo de Q 2. Intervalos de 5 no RQD têm precisão suficiente (100, 95, 90, ...)
B.	Mau	25-50	
C.	Médio	50-75	
D.	Bom	75-90	
E.	Muito bom	90-100	

Fig. 5.5 – RQD – Designação da qualidade da rocha [7]

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas
"Joint set number"		J_n	
A.	Nenhuma ou poucas descontinuidades presentes	0,5 - 1,0	1. Nas intersecções utilizar $3 \times J_n$ 2. Nas embocaduras utilizar $2 \times J_n$
B.	Uma família de descontinuidades	2	
C.	Uma família mais descontinuidades esparsas	3	
D.	Duas famílias de descontinuidades	4	
E.	Duas famílias mais descontinuidades esparsas	6	
F.	Três famílias de descontinuidades	9	
G.	Três famílias mais descontinuidades esparsas	12	
H.	Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciços muito fracturados	15	
I.	Rocha esmagada, tipo terroso	20	

Fig. 5.6 – J_n – Índice das famílias de juntas [7]

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas
"Joint roughness number"		J_r	
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			1. As descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão, respectivamente 2. Adicionar 1,0 se o espaçamento médio da família de descontinuidades mais relevante for maior que 3 m 3. J_r igual a 0,5 pode ser usado para descontinuidades polidas e planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direcção de menor resistência
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10 cm de escorregamento			
A.	Juntas descontínuas	4	
B.	Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas	3	
C.	Descontinuidades suaves e onduladas	2	
D.	Descontinuidades polidas e onduladas	1,5	
E.	Descontinuidades rugosas ou irregulares, planas	1,5	
F.	Descontinuidades lisas, planas	1,0	
G.	Descontinuidades polidas, planas	0,5	
c) Não há contacto entre as paredes de rocha no escorregamento			
H.	Zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contacto entre as paredes	1,0	
I.	Zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contacto entre as paredes	1,0	

Fig. 5.7 – J_r – Índice de rugosidade das juntas [7]

Descrição do Parâmetro		Valor	
"Joint alteration number"		J _a	ϕ_r (°) aprox.
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
A.	Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epibolito)	0,75	-
B.	Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1,0	25-35
C.	Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas	2,0	25-30
D.	Paredes com partículas siltosas ou areno-argilosas	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 10 cm de escorregamento			
F.	Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc	4,0	25-30
G.	Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	6,0	16-24
H.	Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	8,0	12-16
I.	Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo, mas com espessura < 5 mm); o valor de J _a depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água, etc	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
J.	Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K.	Zonas ou bandas siltosas ou areno-argilosas, com pequena fracção de argila	5,0	-
L.	Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13, 13-20	6-24

Fig. 5.8 – J_a – Grau de alteração das descontinuidades [7]

Descrição do Parâmetro		Valor		Notas
"Joint water reduction"		J _w	Pressão da água aprox. (MPa)	1. Os factores nos casos C a F são estimados para condições naturais; o parâmetro J _w deverá ser aumentados caso sejam efectuadas drenagens 2. Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados
A.	Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é < 5 l/min localmente	1,0	< 0,1	
B.	Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0,66	0,1-0,25	
C.	Caudal ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0,5	0,25-1	
D.	Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades	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	

Fig. 5.9 – J_w – Índice das condições hidrogeológicas [7]

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas	
"Stress Reduction Factor"		SRF		
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, o que pode causar a descompressão do maciço rochoso durante a abertura destas			1. Reduzir o índice SRF de 25 a 50% se as zonas de corte influenciarem a escavação sem a atravessarem 2. No caso de maciços rochosos contendo argila, é conveniente obter o índice SRF para as cargas de descompressão. A resistência da matriz rochosa é então pouco significativa. Em maciços muito pouco fracturados e sem argila,	
A.	Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as profundidades)	10,0		
B.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5,0		
C.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação > 50 m)	2,5		
D.	Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)	7,5		
E.	Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5,0		
F.	Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidades da escavação > 50 m)	2,5		
G.	Juntas abertas, rocha muito fracturada e descomprimida (todas as profundidades)	5,0		
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha			σ_c / σ_1	σ_t / σ_1
H.	Tensões baixas, próximo da superfície	2,5	> 200	> 13
I.	Tensões médias	1,0	200-10	13-0,66
J.	Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	0,5-2,0	10-5	0,66-0,33
K.	Explosões moderadas de rochas (rocha maciça)	5-10	5-2,5	0,33-0,16
L.	Explosões intensas de rochas (rocha maciça)	10-20	$< 2,5$	$< 0,16$
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha				
M.	Pressão moderada da rocha esmagada	5-10		
N.	Pressão elevada da rocha esmagada	10-20		
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água				
O.	Pressão de expansão moderada	5-10		
P.	Pressão de expansão elevada	10-15		

Fig. 5.10 – SRF – Factor de redução de tensões [7]

Aplicação do sistema Q

Quadro 5.10 – Aplicação do sistema Q

Pesos	Valores	Explicação	Q mínimo	Q máximo
RQD	[75 ; 90]	RQD = 75 – 90%	4.69	30
J _n	[12 ; 9]	Classe G		
J _r	3	Classe B		
J _a	2	Classe C		
J _w	1	Classe A (maciço completamente seco)		
SRF	[2.0 ; 0.5]	Tensões elevadas, estrutura rochosa muito elevada		

Quadro 5.11 – Valores do módulo de deformabilidade para o sistema Q

Barton et al	$E_{\min}$	17 GPa
	$E_{\max}$	37 GPa
Barton e Quadros	$E_{\min}$	17 GPa
	$E_{\max}$	31 GPa

Analisando os valores estimados para E_m , por ambos os sistemas de classificação utilizados, opta-se por admitir o valor de 30 GPa, sendo este um valor conservativo.

5.3. GSI – CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK & BROWN

Após terem sido avaliados os índices RMR e Q pode ser calculado o índice GSI para serem determinados os parâmetros do critério de rotura de Hoek & Brown. Este critério representa uma aproximação mais razoável da realidade apresentando resultados mais realistas e credíveis, por isso estes vão ser os parâmetros a utilizar no programa informático Phase 2.

O sistema de classificação denominado GSI fornece um parâmetro que pode variar de 0 a 100, e 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.

As expressões 5.2 e 5.3 traduzem as equações utilizadas para calcular o GSI, recorrendo a correlações com os sistemas de caracterização de maciços rochosos atrás apresentados. Este parâmetro pode também ser determinado através da figura 5.11.

$$GSI = RMR - 5 \quad ; \quad RMR \geq 23 \quad (5.2)$$

$$GSI = \ln(Q') + 44 \quad , \quad RMR < 23 \quad (5.3)$$

$$\text{Em que, } Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a}.$$

Sendo conhecido o valor do GSI, podem então ser calculados os parâmetros de Hoek & Brown, através das expressões:

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14 \times D}} \quad (5.4)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3 \times D}} \quad (5.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (5.6)$$

Em que, s e a são constantes que dependem das características do maciço rochoso, m_b é a constante de Hoek – Brown para o maciço rochoso, D é um factor que depende do grau de perturbação do maciço rochoso sujeito ao uso de explosivos durante a escavação e que pode ser determinado recorrendo à figura 5.12 e m_i é a constante de Hoek – Brown para a rocha intacta e pode ser obtida através da figura 5.13.

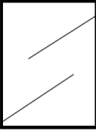
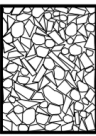
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Fig. 5.11 – Determinação aproximada do valor do GSI [8]

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8

Fig. 5.12 – Orientações para a escolha do valor de D [8]

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 1
			Grauvaque (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	Comurana (19)	Quartzite 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Foliada *		Gnaisse 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. 5.13 – Estimativa do valor de m_i [13]

De seguida são apresentados os resultados obtidos depois de terem sido aplicadas as expressões transcritas.

Quadro 5.12 – Resultados do sistema GSI

	Mínimo	Máximo
GSI	64	80
m_i	33	33
m_b	9.123	16.155
s	0.0183	0.1084
a	0.502	0.501

5.4. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS DESCONTINUIDADES – CRITÉRIO DE BARTON

Na determinação da resistência de pico em relação ao deslizamento, é necessário avaliar o valor da resistência à compressão simples do material da parede da descontinuidade (JCS), o coeficiente relativo à rugosidade das paredes da descontinuidade (JRC) e o ângulo de atrito residual (Φ_r).

5.4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES DAS DESCONTINUIDADES – JCS

Para determinar o valor do parâmetro referente à compressão das paredes das descontinuidades, recorreu-se aos resultados do ensaio de compressão uniaxial, considerando apenas os provetes das sondagens BD1 e BD2.

Foi feita uma análise estatística considerando que o JCS seria o valor característico (expressão 5.7) dos valores apresentados no quadro 5.13.

$$\sigma_{ck} = \sigma_{cm} \pm 1.645 \times s_x \quad (5.7)$$

Em que, σ_{ck} e σ_{cm} correspondem ao valor característico e médio, respectivamente e s_x corresponde ao desvio padrão.

A consideração de JCS igual ao valor característico da resistência à compressão dos provetes de rocha ensaiados, substancialmente inferior ao valor médio daquela resistência, tem justificação no facto de a resistência das paredes (JCS) resultar da ponderação da afectação da superfície devido à alteração da rocha e/ou fragmentação da zona superficial provocada pelos explosivos.

Quadro 5.13 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial (adaptado de [9])

Provetes	σ_c [MPa]
206	128.1
207	87.9
208	81.9
209	94.5
210	58.2
211	67.9
212	85.2
214	78.5
215	56.0
216	82.5
217	57.7
218	84.8
219	39.4

Sendo assim no quadro 5.14 apresentam-se os valores necessários à aplicação da expressão 5.7 e o respectivo valor de JCS.

Quadro 5.14 – Cálculo de JCS

σ_{cm} [MPa]	77.1
s_x [MPa]	21.3
JCS [MPa]	42.1

5.4.2. RUGOSIDADE DAS PAREDES DAS DESCONTINUIDADES – JRC

A rugosidade é um aspecto muito importante no que diz respeito à resistência ao deslizamento numa descontinuidade. De um modo geral, a rugosidade pode ser caracterizada pela curvatura e pelas asperidades e pode ser dividida em três graus: em patamar, ondulada e planar.

Barton, em 1977, a partir dos perfis de rugosidade com comprimentos de 10 cm propôs a sua correlação com o parâmetro JRC (figura 5.14). Mais tarde, em 1982, propõe uma correlação do parâmetro JRC com a amplitude das asperidades e comprimento dos perfis de observação com campo de variação entre 10 cm e 10 metros (figura 5.15)

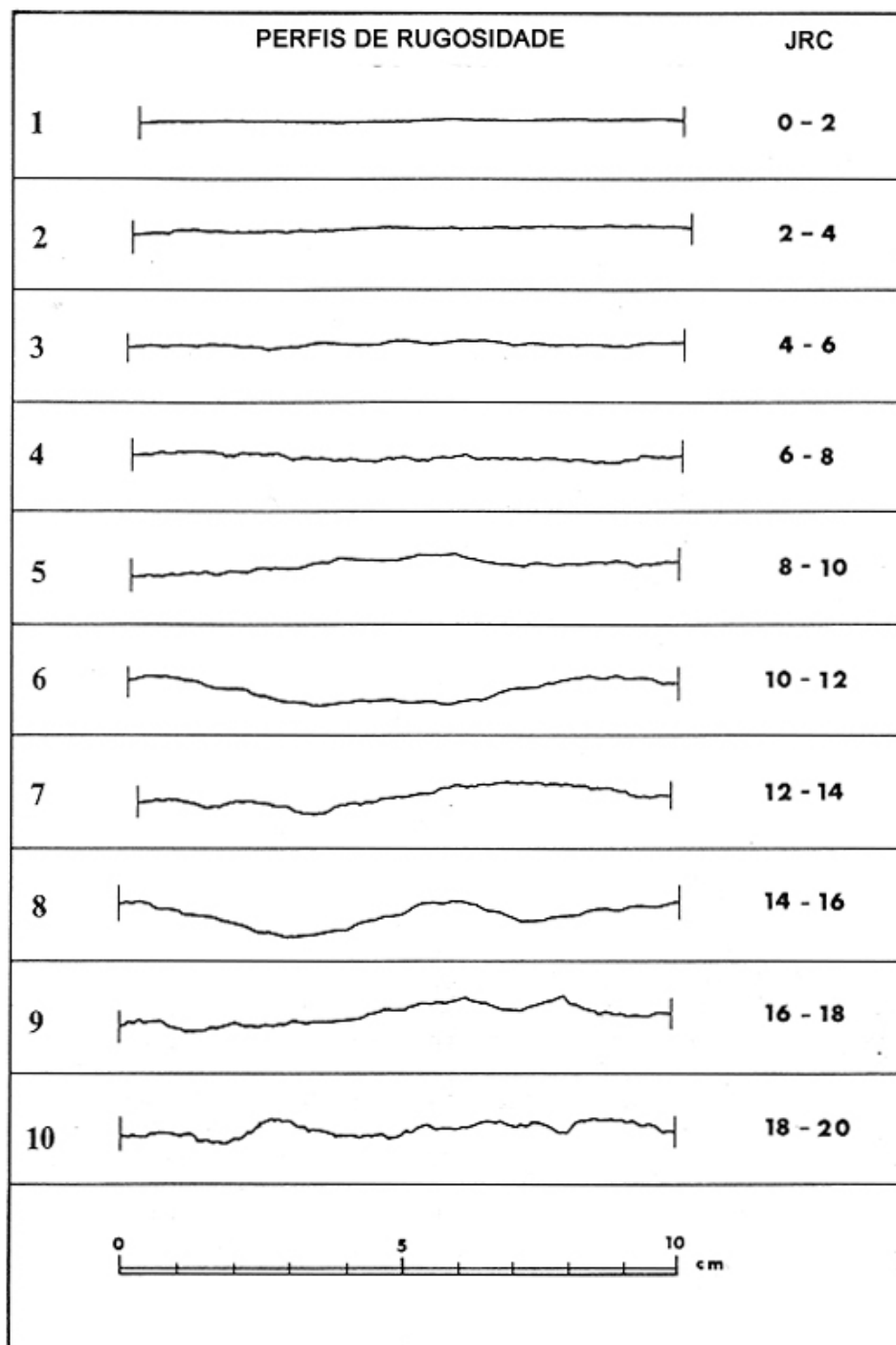


Fig. 5.14 – Perfis tipo de rugosidade e correspondentes valores de JRC [7]

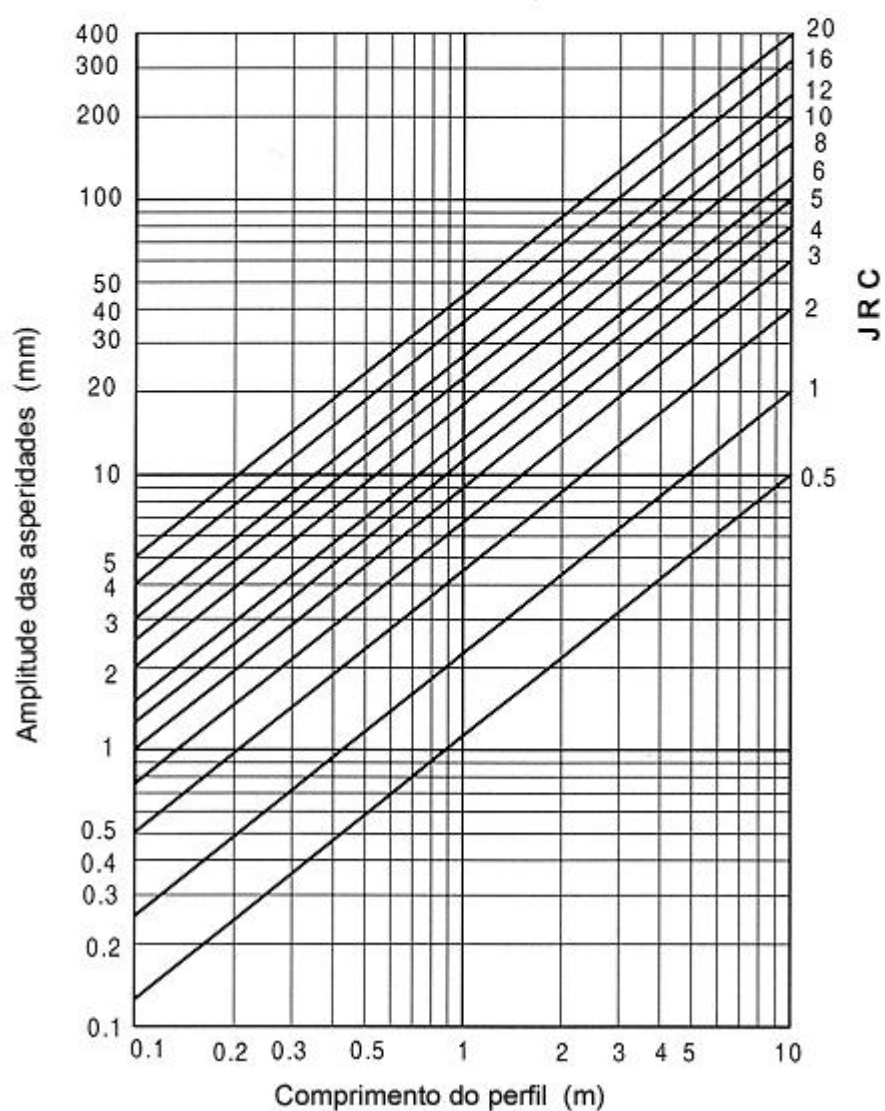
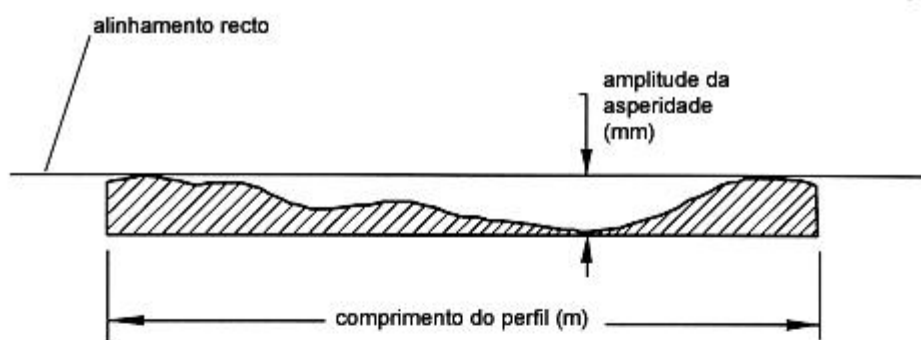


Fig. 5.15 – Valores de JRC em função da amplitude das asperidades e do comprimento do perfil de observação
 [7]

O comprimento do perfil onde se vai analisar a resistência ao deslizamento tem um valor de aproximadamente 3m. Como não foi possível observar a parede do maciço e não há informação relativa à amplitude das asperidades, considerou-se que estas tinham um valor de 30mm aproximadamente.

Recorrendo ao ábaco acima apresentado, e sabendo estes valores, determina-se o valor de JRC como sendo de 5, aproximadamente.

5.4.3. ÂNGULO DE ATRITO

Na natureza é frequente a ocorrência de descontinuidades em diversas condições. A curva “*tensão tangencial vs. deslocamento tangencial*” típica de um ensaio realizado sobre descontinuidades rugosas é do tipo indicado na figura 5.16.

Analisando a figura pode concluir-se que, para uma dada tensão normal, o valor da resistência de pico é atingido para um pequeno deslocamento horizontal e, para maiores valores deste deslocamento, a resistência ao escorregamento decresce até atingir um valor residual inferior ao valor máximo. Sendo assim, o resultado de ensaios sobre descontinuidades rugosas, para diferentes valores de tensão normal, permite a obtenção de duas envolventes de rotura, uma relativa aos valores das resistências de pico e a outra relativa aos valores das resistências residuais.

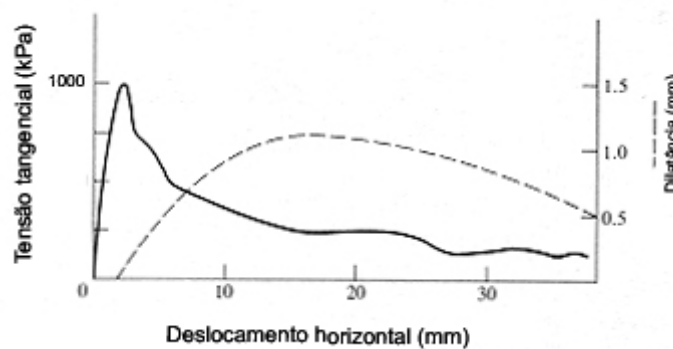


Fig. 5.16 – Curva tensão tangencial vs. deslocamento tangencial para descontinuidades rugosas [7]

O ângulo de atrito das descontinuidades frequentemente designado por ângulo de atrito básico varia conforme o tipo de rocha. No quadro seguinte indicam-se gamas de valores correntes do ângulo de atrito básico. Para rochas sãs, como é a situação presente, estes valores representam, normalmente, uma boa aproximação aos valores do ângulo de atrito residual.

Quadro 5.15 – Ângulo de atrito básico em função do tipo de rocha

Tipo de rocha	Φ [°]
Rochas de baixo atrito: xisto micáceo, argila xistosa, marga	20 a 27
Rochas de médio atrito: arenito, siltito, cré, gneisse, ardósia	27 a 34
Rochas de elevado atrito: basalto, granito, calcário, conglomerado	34 a 40

Embora o ângulo de atrito residual devesse ser inferior ao ângulo de atrito obtido para o intervalo de tensões considerado no critério de Mohr-Coulomb, na falta da determinação do ângulo de atrito residual, admitiu-se no presente trabalho que este valor seria igual ao determinado pelo critério de Mohr-Coulomb para aquele mesmo intervalo de tensões.

5.5. RESUMO DOS PARÂMETROS ADOPTADOS NO TRABALHO

Resultante das considerações anteriores, apresenta-se seguidamente os quadros resumo nos quais figuram os valores dos parâmetros que vieram a ser utilizados nas análises subsequentes relativas ao estudo da solução alternativa para suporte dos carris dos caminhos de rolamentos da central de Picote II.

Quadro 5.16 – Características do maciço rochoso

Tipo de material	Isotrópico
γ [kN/m ³]	27
Propriedades elásticas	
E [GPa]	30
ν	0.15
Critério de rotura	
Critério	Hoek Brown generalizado
Tipo de material	Plástico
σ_c [MPa]	67
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

Quadro 5.17 – Características das descontinuidades

JCS [MPa]	42.1
JRC	5
Φ_r [°]	34

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6

DOS

Neste capítulo serão apresentados os cálculos efectuados para o dimensionamento da solução alternativa de concepção do suporte dos carris dos caminhos de rolamentos para a ponte rolante da central do reforço de potência de Picote. Estes estudos tiveram especial enfoque no dimensionamento dos elementos que garantem a estabilidade global das vigas onde são fixados os referidos carris.

6.1. DADOS DE BASE

6.1.1. GEOMETRIA

Para cada uma das vigas de betão armado, nas quais assentam os carris dos caminhos de rolamentos, foi admitida uma secção trapezoidal em que o lado inclinado corresponde à superfície de contacto com o maciço rochoso. A inclinação da interface betão – rocha foi considerada variar entre 0° , 10° e 20° .

Sabendo que é vantajoso que a superfície da viga em contacto com o maciço rochoso seja inclinada para melhor contrariar as cargas a que vai estar sujeita, foram propostas estas três hipóteses de secção transversal para se poder fazer um estudo de sensibilidade da força de ancoragem e respectiva inclinação necessárias para equilibrar a estrutura.

Na figura seguinte apresentam-se as secções transversais da viga adoptadas.

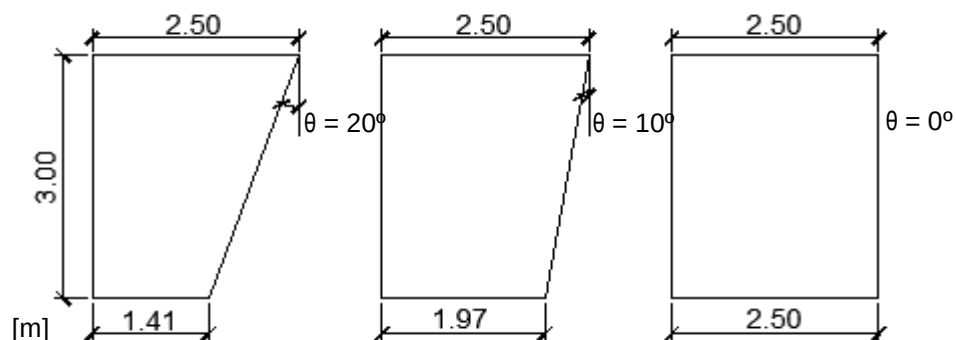


Fig. 6.1 – Secções transversais da viga

6.1.2. ACÇÕES

6.1.2.1. Ponte Rolante

A ponte rolante a instalar na caverna da central hidroeléctrica de Picote II é constituída por 2 carros com gancho, que funcionam como grua, e um *monorail hoist*. O fornecedor do equipamento mecânico apresentou o projecto da ponte indicando as características geométricas e os dados técnicos de cada elemento.

Na figura 6.2 apresenta-se o desenho esquemático da ponte rolante e nos quadros 6.1 a 6.3 os seus dados técnicos.

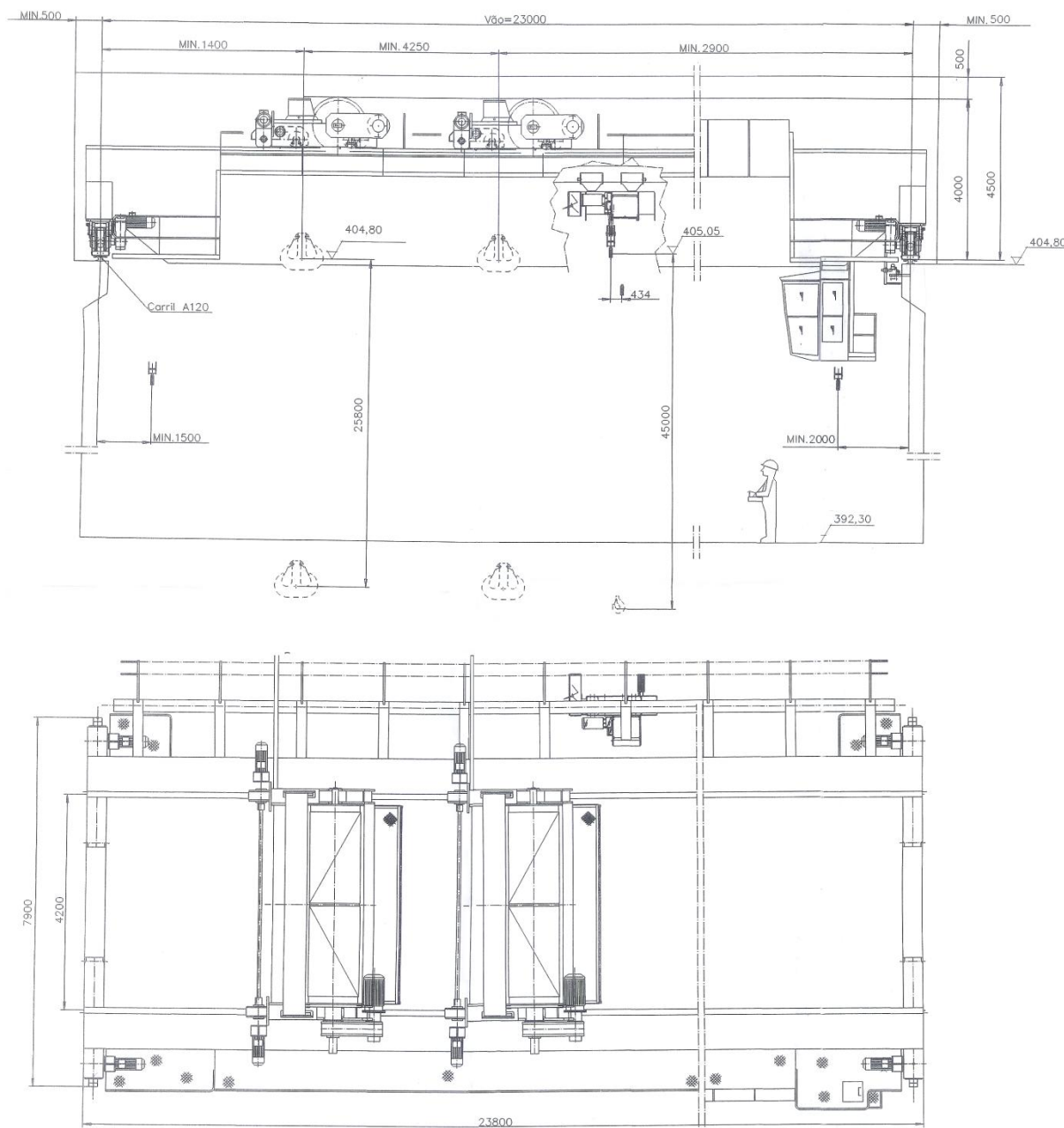


Fig. 6.2 – Projecto da ponte

Quadro 6.1 – Dados Técnicos da ponte rolante

Vão	23 m		
Comprimento de influência dum conjunto de rodas	7.9 m		
Capacidade de elevação da ponte	600 t	=	6000 kN
Peso próprio da ponte	125 t	=	1250 kN

Quadro 6.2 – Carros 1 e 2

Carga	300 t	=	3000 kN
Altura de elevação	25.8 m		
Peso próprio	26 t	=	260 kN

Quadro 6.3 – Monorail Hoist

Carga	20 t	=	200 kN
Altura de elevação	45 m		
Peso próprio	3.1 t	=	31 kN

Nos desenhos do projecto da ponte podem ver-se indicadas as distâncias mínimas e máximas que os carros e o *monorail host* podem assumir entre si e em relação aos apoios. Este dado é essencial para o cálculo da força resultante, pois o seu valor varia consoante o ponto de aplicação das forças dos seus elementos constituintes.

Conjugando os dados acima apresentados é possível estabelecer um esquema de cálculo da ponte com o objectivo de simplificar a determinação da força resultante que irá aplicar nas vigas. Para um correcto dimensionamento da viga de suporte dos caminhos de rolamentos, deve fazer-se o cálculo da força resultante da ponte, segundo a situação mais desfavorável possível de acontecer. Desta forma consideram-se as forças correspondendo à carga máxima dos carros e do *monorail host* e as distâncias que irão provocar maiores esforços resultantes nos apoios.

A posição mais desfavorável dos carros e do *monorail host* é a que está representada na figura 6.3.

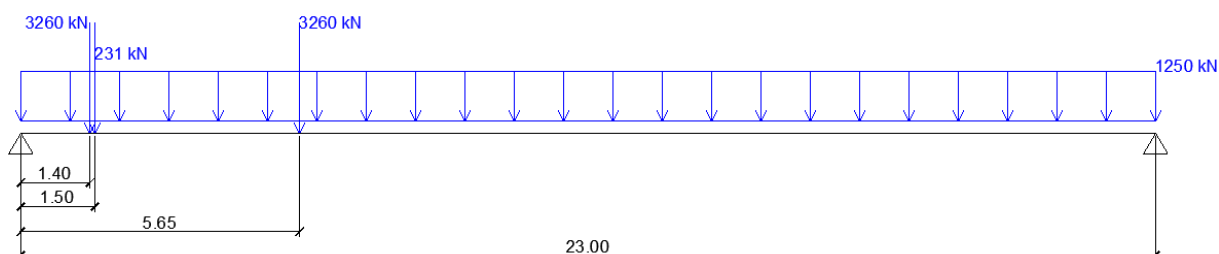


Fig. 6.3 – Acções verticais da ponte

Fazendo então o cálculo da estrutura, obtêm-se os valores das forças devidas à sobrecarga da ponte, uma vertical (Q) que resulta do cálculo do equilíbrio de todas as forças aplicadas na estrutura rolante, e uma força horizontal responsável pelo arranque e travagem da estrutura, a qual se admite ser 15% da força vertical. De seguida apresentam-se os valores dessas forças.

Quadro 6.4 – Forças resultantes da ponte rolante

Q [kN/m]	(vertical)	2545.8
15% Q [kN/m]	(horizontal)	381.9

6.1.2.2. Peso Próprio da Viga

Como já foi referido, admitiu-se uma viga com secção transversal trapezoidal onde se fez variar a inclinação (θ) da superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso. (Na figura 6.1 são indicadas as secções estudadas bem como as suas dimensões.)

Como se sabe, o peso próprio da viga varia consoante as dimensões da secção transversal. No quadro 6.5 são apresentados os valores do peso próprio da viga (W) que resultam das secções transversais apresentadas, sabendo que o peso volúmico do betão armado é 25kN/m^3 .

Quadro 6.5 – Peso próprio da viga

θ [°]	W [kN/m]
20	146.6
10	167.7
0	187.5

6.1.3. FIXAÇÃO DA VIGA

Neste estudo em que o objectivo é determinar o sistema de ancoragens que melhor se adequa às exigências estruturais impostas pela ponte rolante e pelo maciço envolvente, irá realizar-se um estudo considerando que o sistema de suporte é constituído quer por ancoragens activas, quer por ancoragens passivas.

Assim, poderá ser efectuada uma análise comparativa entre os dois tipos de solução e perceber quais as maiores diferenças entre os dois tipos de suporte.

Em seguida apresentam-se os cálculos de determinação das forças de ancoragem necessárias para garantir a estabilidade das vigas dos caminhos de rolamentos e apresenta-se o método de cálculo utilizado no dimensionamento para as hipóteses de utilização de ancoragens activas e passivas, estabelecendo-se as diferenças da abordagem para cada uma destas.

6.2. VERIFICAÇÃO DO ESCORREGAMENTO

Após serem calculadas as acções a que a viga de suporte dos caminhos de rolamentos vai estar sujeita, é necessário proceder ao dimensionamento do sistema de ancoragens que melhor se adequa aos requisitos estruturais. Vão ser consideradas ancoragens activas e passivas para se poder avaliar e comparar ambas as soluções em termos geométricos e mecânicos.

O primeiro passo no dimensionamento com ancoragem activa é a determinação da força a instalar (F). Assim, com o objectivo de calcular esta força é necessário garantir que não ocorre escorregamento da peça quanto esta está, quer carregada quer descarregada, ou seja, é feita uma verificação ao escorregamento na superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso no sentido descendente e no sentido ascendente, respectivamente. Para uma ancoragem passiva será feito um dimensionamento para avaliar a capacidade resistente da ancoragem de forma que esta contrarie a acção da ponte rolante. Para isso será feita a verificação ao escorregamento no sentido descendente, semelhante ao que foi referido para as ancoragens activas. Não será feita uma verificação ao escorregamento no sentido ascendente, pois nesta solução não há forças provocando o movimento nesse sentido.

Este é um aspecto muito importante, pois as vigas serão primeiramente instaladas e ancoradas e só numa fase posterior é que se montará a ponte rolante. Após a montagem do equipamento, a utilização da ponte é esporádica, portanto, na maior parte do tempo a ponte estará estacionada numa secção da viga e estará a descarregar unicamente nessa secção o seu peso próprio. Por isso é essencial que a força seja dimensionada, verificando o escorregamento quando a viga está descarregada pois, caso contrário, poderá ocorrer o levantamento da peça.

6.2.1. SENTIDO DESCENDENTE

Esta análise, conforme já foi referido, será efectuada para as soluções com qualquer dos tipos de ancoragem. A verificação ao deslizamento da peça de betão armado, quando esta se encontra carregada, vai ser feita segundo o método de equilíbrio limite. Este método consiste na análise do equilíbrio de uma massa potencialmente instável, isto é, numa dada superfície de rotura comparam-se as forças que tendem a provocar movimento ao longo dessa superfície com as forças que se opõem a esse mesmo movimento. Define-se, então, o factor de segurança ao deslizamento, segundo essa superfície de rotura, como sendo o quociente entre o somatório das componentes das forças mobilizáveis que contribuem para a estabilidade da peça pelo somatório das componentes das forças activas causadoras da instabilidade.

Na figura seguinte está representada uma secção tipo e as forças actuantes na viga.

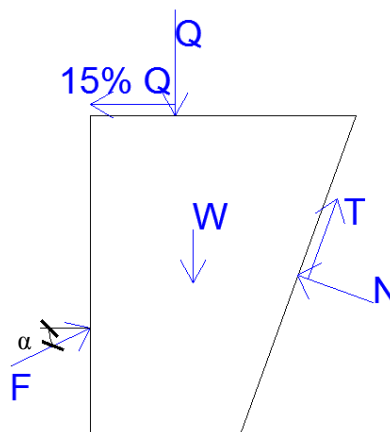


Fig. 6.4 – Forças aplicadas na viga

Estabelecem-se, assim, as expressões 6.1 e 6.2 de determinação do factor de segurança de acordo com as forças aplicadas na viga.

$$\text{Ancoragens Activas} \rightarrow FS = \frac{N \times tg(\phi') + F_N \times tg(\phi')}{T - F_T} \quad (6.1)$$

$$\text{Ancoragens Passivas} \rightarrow FS = \frac{N \times tg(\phi') + F_N \times tg(\phi') + F_T}{T} \quad (6.2)$$

Em que, N e T correspondem às componentes normal e tangencial da reacção do maciço rochoso na superfície de rotura face às forças aplicadas pela ponte e pelo peso próprio da viga; F_N e F_T correspondem às componentes normal e tangencial da força da ancoragem e ϕ' é o ângulo de atrito do maciço rochoso.

Como se pode verificar, analisando as expressões, a diferença entre ambas reside na componente tangencial da força de ancoragem. Considerando o caso em que a força transmitida ao maciço é activa, a sua componente tangencial à superfície de rotura aparece no denominador da expressão. No entanto, quando se trata de uma ancoragem passiva, tanto a componente tangencial como a componente normal da ancoragem são contributos que podem em maior ou menor grau ser mobilizados como capacidade resistente da viga, logo ambas aparecem no numerador da equação.

Esta é uma questão que levanta alguma polémica para diversos autores, pois alguns consideram o que foi aqui referido e outros questionam se se deve decompor uma mesma força, neste caso a da ancoragem, em duas componentes, uma do lado das forças estabilizadoras e a outra do lado das destabilizadoras. Contudo, neste estudo irá ser admitido o que foi dito inicialmente, considerando as expressões acima apresentadas.

Nesta fase de cálculo, o objectivo é determinar a força de ancoragem mínima que verifica o escorregamento no sentido descendente, ou seja, determinar a inclinação da ancoragem (α) que minimiza a sua força. Admitindo um factor de segurança igual a 2, a equação apresenta-se com duas incógnitas, a inclinação e a força da ancoragem. Este problema é facilmente resolvido atribuindo sucessivos valores de α e determinando a força da ancoragem correspondente.

Problemas relacionados com a garantia da selagem da ancoragem aconselham a adopção de inclinações não menores do que 10° , sendo por isso este o valor mínimo admitido neste estudo.

6.2.2. SENTIDO ASCENDENTE

Como referido anteriormente, é necessário fazer a verificação do escorregamento da viga quando esta se encontra descarregada, isto é, quando a viga apenas se encontra sujeita à acção do seu peso próprio.

Para isso vai ser utilizada a expressão proposta por Barton (expressão 6.3) para a envolvente de rotura que exprime o valor da resistência de pico em relação ao escorregamento (τ) para descontinuidades rugosas.

$$\tau = \sigma_N \times tg \left[JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r \right] \quad (6.3)$$

Em que σ_N representa a tensão normal, JRC é um coeficiente relativo à rugosidade das paredes da descontinuidade, JCS é o valor da resistência à compressão simples do material da parede da descontinuidade e ϕ_r é o valor do ângulo de atrito residual.

Na verificação do escorregamento no sentido descendente admite-se por questões de segurança a utilização do critério de Mohr-Coulomb desprezando-se a parcela devido à coesão. A análise do escorregamento no sentido ascendente irá ser realizada segundo o critério de Barton, que considera a mobilização da resistência de pico do maciço.

A utilização de dois critérios distintos para as situações de verificação do escorregamento da viga poderá suscitar alguma dúvida e ser até motivo de crítica. Porém, a dualidade de critérios é bastante pertinente. Na situação de verificação do escorregamento da viga no sentido descendente, admite-se a rotura residual do maciço por questões de segurança, daí a utilização do critério de Mohr – Coulomb.

Relativamente à situação de verificação do deslizamento da viga no sentido ascendente, a abordagem não necessita de ser tão conservativa, uma vez que a curvatura da abóbada imediatamente acima do topo superior da viga dificulta um eventual deslizamento nesse sentido. Admite-se assim a rotura de pico, o que justifica a utilização do critério de Barton.

Na figura seguinte (retirada do programa Phase 2) apresenta-se a ligação da viga de suporte dos caminhos de rolamentos ao maciço e o correspondente desenvolvimento da abóbada.

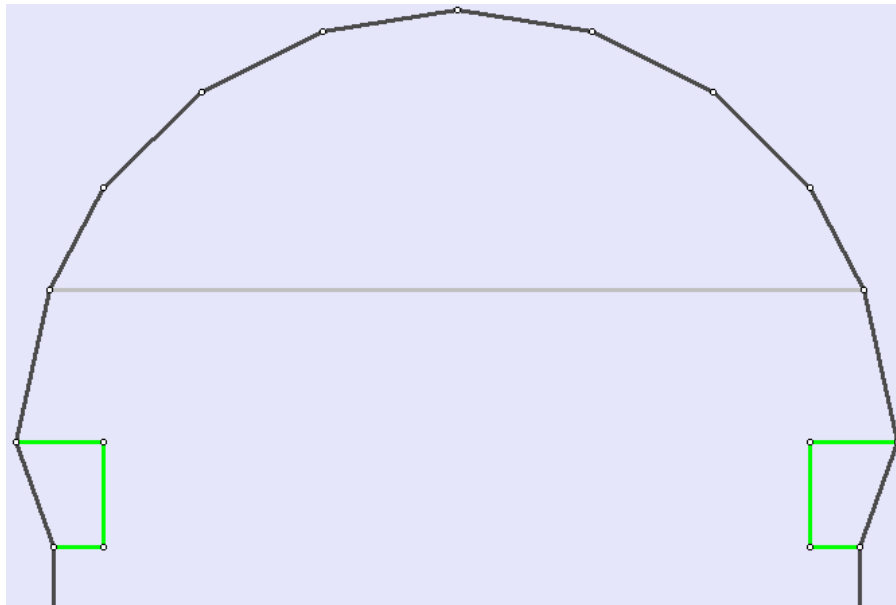


Fig. 6.5 – Ligação da viga de suporte dos caminhos de rolamentos ao maciço rochoso

Transformando a expressão 6.3 nas condições das secções que se estão a analisar e segundo o que se quer determinar, considerando um factor de segurança igual à unidade, resulta a seguinte expressão:

$$T + F_T < (N + F_N) \times tg \left[JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r \right] \quad (6.4)$$

A expressão 6.4 é também uma equação com duas incógnitas, a força e a inclinação da ancoragem. Para a determinação da força máxima que pode ser aplicada sem que ocorra deslizamento foram-se atribuindo valores de α cujo valor mínimo é de 10° e varia segundo intervalos de 5° até ser alcançado o resultado pretendido.

6.2.3. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Após uma breve explicação do que será feito para determinar a inclinação e a força de ancoragem, garantindo que não ocorre escorregamento da viga, serão apresentados os resultados obtidos para ambos os tipos de ancoragens, considerando as três hipóteses propostas para secção transversal da viga.

6.2.3.1. Ancoragens Activas

VERIFICAÇÃO DO ESCORREGAMENTO – SENTIDO DESCENDENTE

Desenvolvendo a expressão 6.1 segundo a superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso resulta a seguinte equação:

$$FS = \frac{[(W + Q) \times \sin(\theta) - 15\%Q \times \cos(\theta) + F \times \cos(\theta + \alpha)] \times tg(\phi')}{Q \times \cos(\theta) + 15\%Q \times \sin(\theta) + W \times \cos(\theta) - F \times \sin(\theta + \alpha)} \quad (6.5)$$

Criando uma folha de cálculo utilizando a expressão 6.5 e calculando a força F como foi dito anteriormente, obtêm-se os resultados que serão listados seguidamente para cada secção admitida.

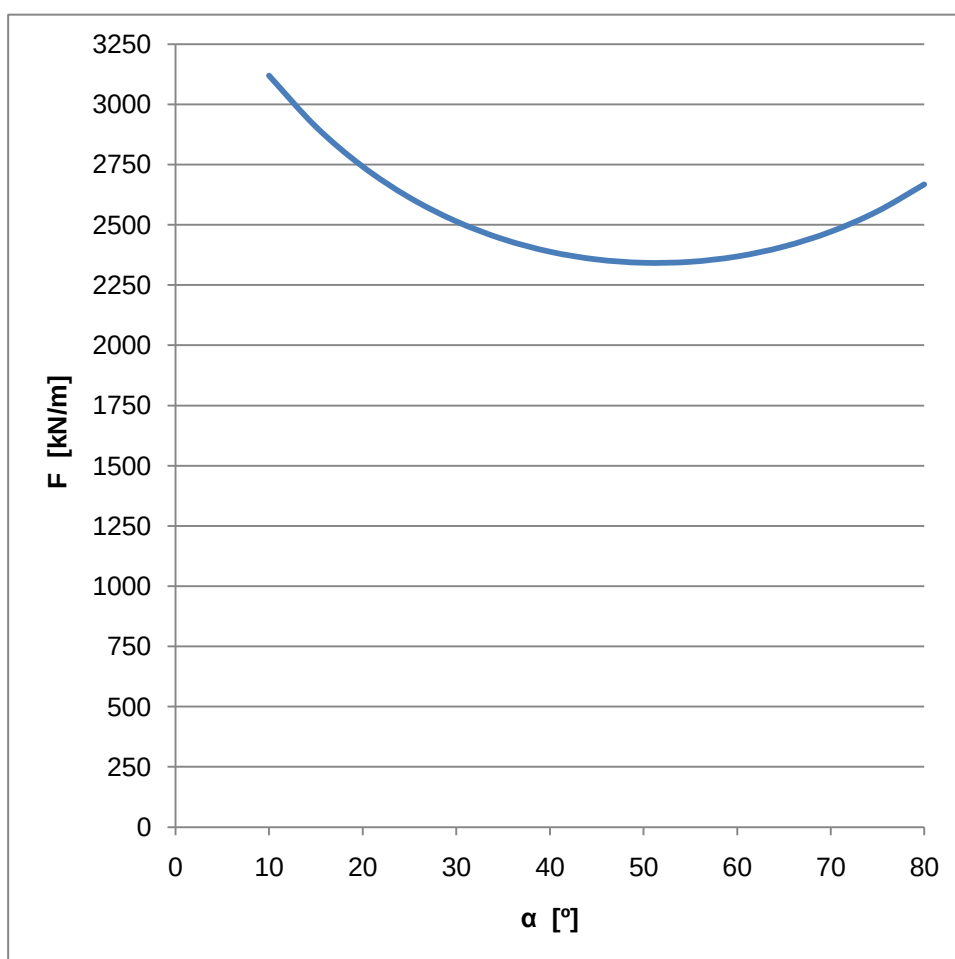
- **Para $\theta = 20^\circ$**

Neste caso, o valor da força da ancoragem varia entre os 2250 e os 3250 kN/m, aproximadamente. O ângulo óptimo, como se pode verificar tanto no quadro 6.6 como na figura 6.6, está compreendido entre os 50 e os 55°. Ambos os valores das incógnitas que se pretende determinar são um pouco elevados.

Quadro 6.6 – Valores obtidos para $\theta = 20^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	3120
15	2908
20	2742
25	2613
30	2514

35	2440
40	2388
45	2356
50	2342
55	2346
60	2368
65	2409
70	2471
75	2556
80	2668

Fig. 6.6 – Gráfico de α vs F para $\theta = 20^\circ$

- **Para $\theta = 10^\circ$**

Avaliando o quadro e a figura seguintes, conclui-se que tanto o ângulo óptimo, como a força da ancoragem aumentam para esta secção. O intervalo de variação do valor da força F passa também a ser maior estando compreendido entre os 2500 e os 4000 kN/m, aproximadamente. A inclinação óptima, neste caso, está entre os 60 e os 65°.

Quadro 6.7 – Valores obtidos para $\theta = 10^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	4107
15	3716
20	3417
25	3185
30	3003
35	2862
40	2754
45	2673
50	2616
55	2580
60	2565
65	2570
70	2594
75	2639
80	2706

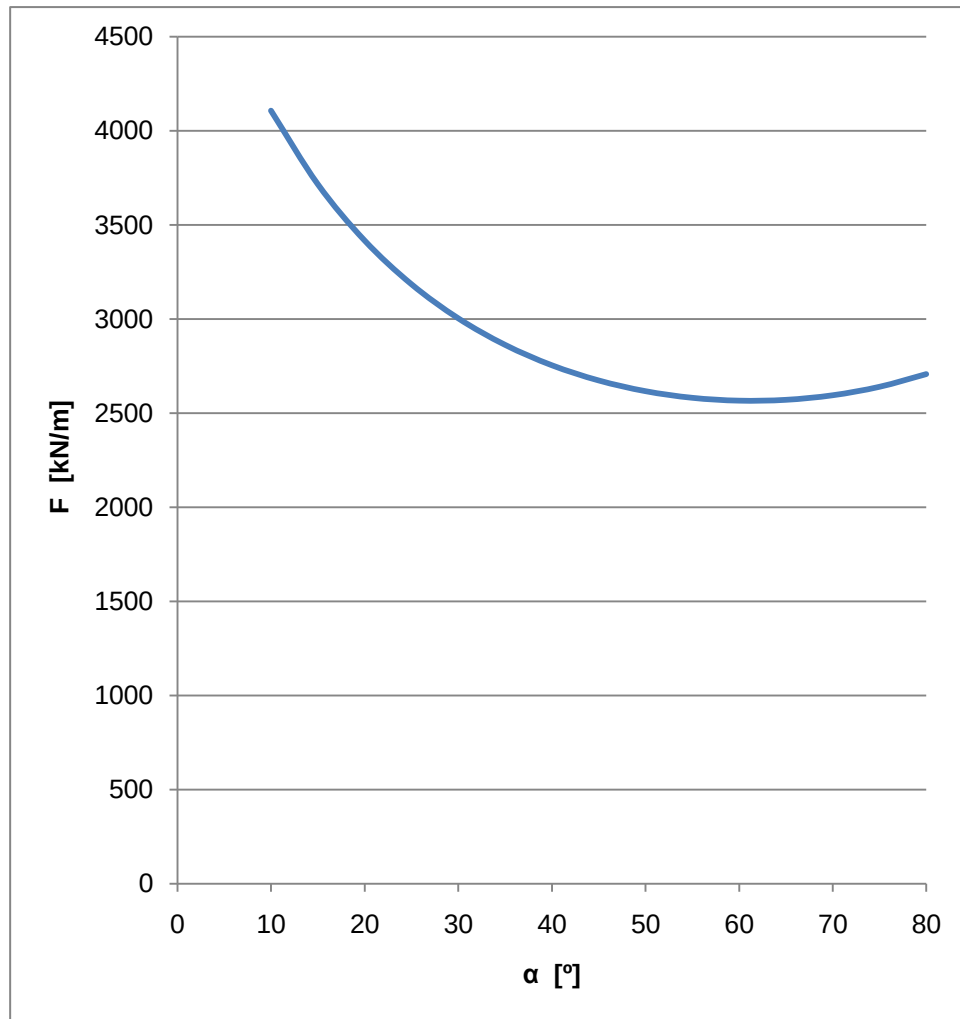


Fig. 6.7 – Gráfico de α vs F para $\theta = 10^\circ$

- **Para $\theta = 0^\circ$**

A hipótese em que a secção transversal é rectangular é a mais desfavorável. Apesar do valor mínimo da força da ancoragem (2750 kN/m, aproximadamente) apresentar um valor semelhante ao obtido para os outros valores de θ , a inclinação correspondente está compreendido entre os 70 e os 75°.

Quadro 6.8 – Valores obtidos para $\theta = 0^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	5659
15	4896
20	4344
25	3930
30	3613
35	3368
40	3176
45	3027
50	2912
55	2826
60	2766
65	2729
70	2713
75	2718
80	2743

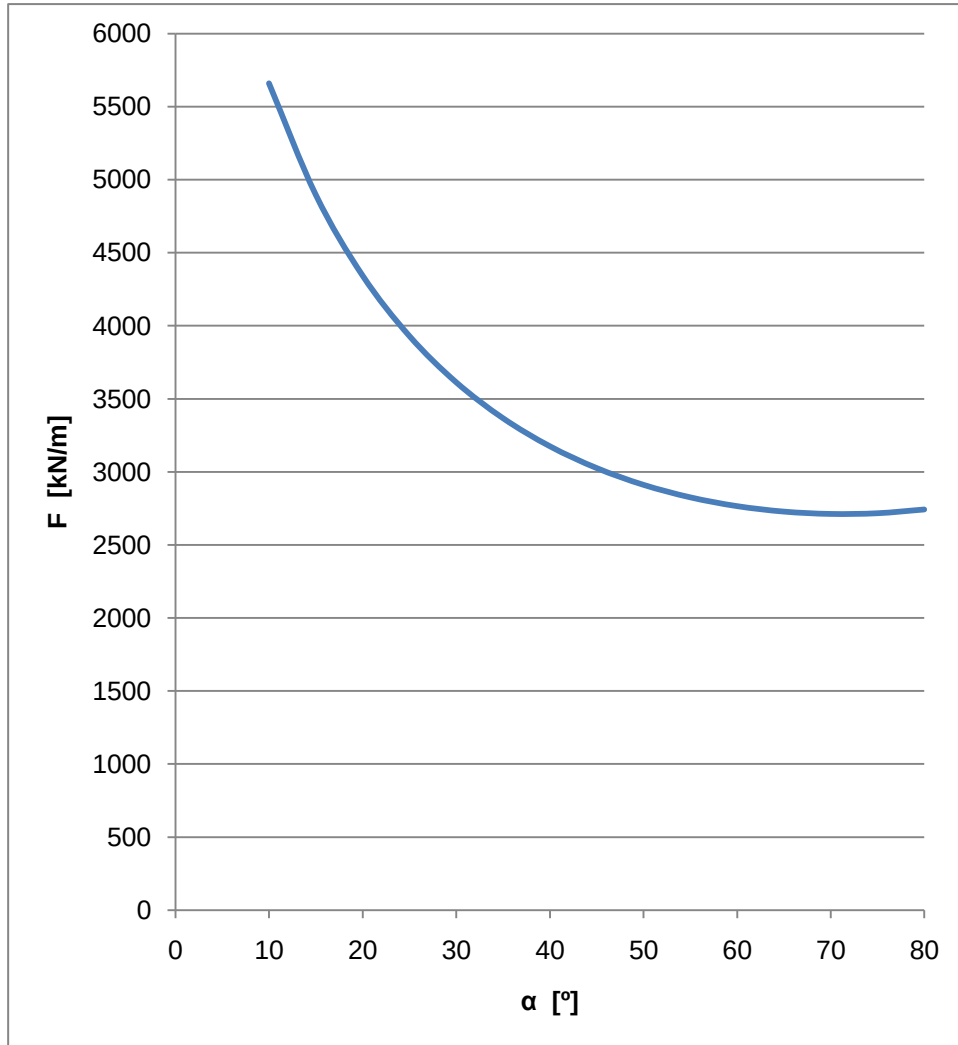


Fig. 6.8 – Gráfico de α vs F para θ = 0°

Analisando os resultados apresentados para os três tipos de soluções, pode concluir-se que o valor obtido para as inclinações da ancoragem é bastante elevado e, considerando as dimensões da viga, para que o cabo de ancoragem pudesse interceptar a superfície de contacto betão – rocha, a cabeça da ancoragem teria que ficar na base da viga.

VERIFICAÇÃO DO ESCORREGAMENTO – SENTIDO ASCENDENTE

Desenvolvendo a expressão 6.4 segundo a superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso resulta a seguinte equação:

$$F \times \sin(\alpha + \theta) - W \times \cos(\theta) < (W \times \sin(\theta) + F \times \cos(\alpha + \theta)) \times \tan \left[JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi_r \right] \quad (6.6)$$

No quadro 6.9 relembram-se os dados do maciço rochoso necessários à aplicação da expressão 6.6, relativa à verificação do escorregamento, e cujos valores já foram determinados no quinto capítulo.

Quadro 6.9 – Dados do maciço rochoso

JRC	5
JCS [MPa]	42.1
Φ_r [°]	34

Em seguida apresentam-se os resultados obtidos para os três tipos de secção transversal considerados.

- **Para $\theta = 20^\circ$**

Os valores apresentados no quadro 6.11 correspondem aos valores máximos das forças que podem ser aplicados na viga e que verificam a segurança em relação ao escorregamento. Neste caso, para valores de α compreendidos entre os 10 e os 20° inclusive, a força máxima da ancoragem assume valores muito elevados, valores estes que já não são executáveis em ancoragens e, por isso, seria desnecessário calcular o seu valor exacto.

Quadro 6.10 – Dados relativos à secção da viga para $\theta = 20^\circ$

W [kN/m]	146.6
A [m ²]	5.86

Quadro 6.11 – Valores obtidos para $\theta = 20^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	-
15	-
20	-
25	4464
30	1626
35	882
40	585
45	433
50	344
55	285
60	245

- **Para $\theta = 10^\circ$**

Nesta secção, para valores de α compreendidos entre os 10 e os 30° inclusive, a força máxima da ancoragem assume valores muito elevados. Para as inclinações a partir dos 40° as forças são mais elevadas que as da solução anterior.

Quadro 6.12 – Dados relativos à secção da viga para $\theta = 10^\circ$

W [kN/m]	167.7
A [m ²]	6.71

Quadro 6.13 – Valores obtidos para $\theta = 10^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	-
15	-
20	-
25	-
30	-
35	4998
40	1783
45	951
50	623
55	457
60	360

- **Para $\theta = 0^\circ$**

Quando a secção é rectangular os valores das forças são elevados para inclinações da ancoragem compreendidas entre os 10 e os 40° e a partir dos 50° o valor vai diminuindo, sendo cada vez mais certo o escorregamento da viga.

Quadro 6.14 – Dados relativos à secção da viga para $\theta = 0^\circ$

W [kN/m]	187.5
A [m ²]	7.50

Quadro 6.15 – Valores obtidos para $\theta = 0^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	-
15	-
20	-
25	-
30	-
35	-
40	-
45	5443
50	1896
55	994
60	642

Analisando todos os resultados em conjunto, conclui-se que a secção rectangular resiste melhor ao escorregamento, pois apresenta valores maiores para as forças máximas que podem ser aplicadas quando comparados com as outras secções transversais. Contudo, a solução da viga cuja secção transversal é definida pelo $\theta = 20^\circ$ apresenta bons resultados para inclinações da ancoragem baixas.

SOLUÇÃO PROPOSTA

Avaliando os resultados obtidos na verificação ao escorregamento da viga de suporte dos caminhos de rolamentos, chega-se à conclusão que a melhor secção transversal da viga a adoptar é aquela em que $\theta = 20^\circ$. Esta secção, como foi dito anteriormente, é aquela que apresenta menores valores para a força de ancoragem e respectivo ângulo necessários para suportar as cargas máximas a que a viga vai estar sujeita. Apesar de não ser a secção que apresenta os melhores resultados na verificação do escorregamento no sentido ascendente, também apresenta neste caso valores bastante favoráveis.

Contudo não deve ser esquecido que em obra há sempre um factor de risco associado à incerteza do corte que resulta da escavação com recurso a explosivos e, daí, à posição final da superfície de contacto da viga com o maciço rochoso. Das hipóteses estudadas, a situação ideal será a secção transversal em que $\theta = 20^\circ$ mas, atendendo a este facto, estabelece-se uma situação limite para tentar prevenir eventuais problemas em obra. Avaliando os resultados já apresentados, a situação limite corresponde à secção transversal em que $\theta = 0^\circ$, pois é aquela que necessita de maiores valores da força de ancoragem para um correcto dimensionamento.

Em cálculos à frente apresentados será efectuado o dimensionamento da ancoragem, considerando a secção transversal cujo $\theta = 20^\circ$ mas a força da ancoragem necessária para estabilizar a estrutura é a correspondente à situação limite. De facto, para esta secção a força de ancoragem necessária seria muito menor, porém opta-se por uma abordagem conservativa, de forma a possibilitar a existência de uma margem de manobra que permita lidar com eventuais problemas que possam surgir em obra, aquando da execução da superfície de contacto betão – rocha.

Apresenta-se seguidamente uma comparação resumida dos resultados. O quadro 6.16 refere-se aos valores obtidos quando se faz a verificação ao escorregamento no sentido ascendente, considerando que a secção transversal da viga é aquela cujo $\theta = 20^\circ$. O quadro 6.17 corresponde aos valores obtidos na verificação do escorregamento no sentido descendente quando a secção transversal da viga é rectangular. Analisando os dados apresentados nos quadros e na figura 6.9, conclui-se que a inclinação da ancoragem deve ser menor ou igual a 25° , a que corresponde uma força limite na verificação ao escorregamento no sentido ascendente de 4464 kN/m.

Quadros 6.16 e 6.17 – Quadros - resumo

α [°]	F [kN/m]	α [°]	F [kN/m]
10	-	10	5659
15	-	15	4896
20	-	20	4344
25	4464	25	3930
30	1626	30	3613
35	882	35	3368
40	585	40	3176
45	433	45	3027
50	344	50	2912
55	285	55	2826
60	245	60	2766

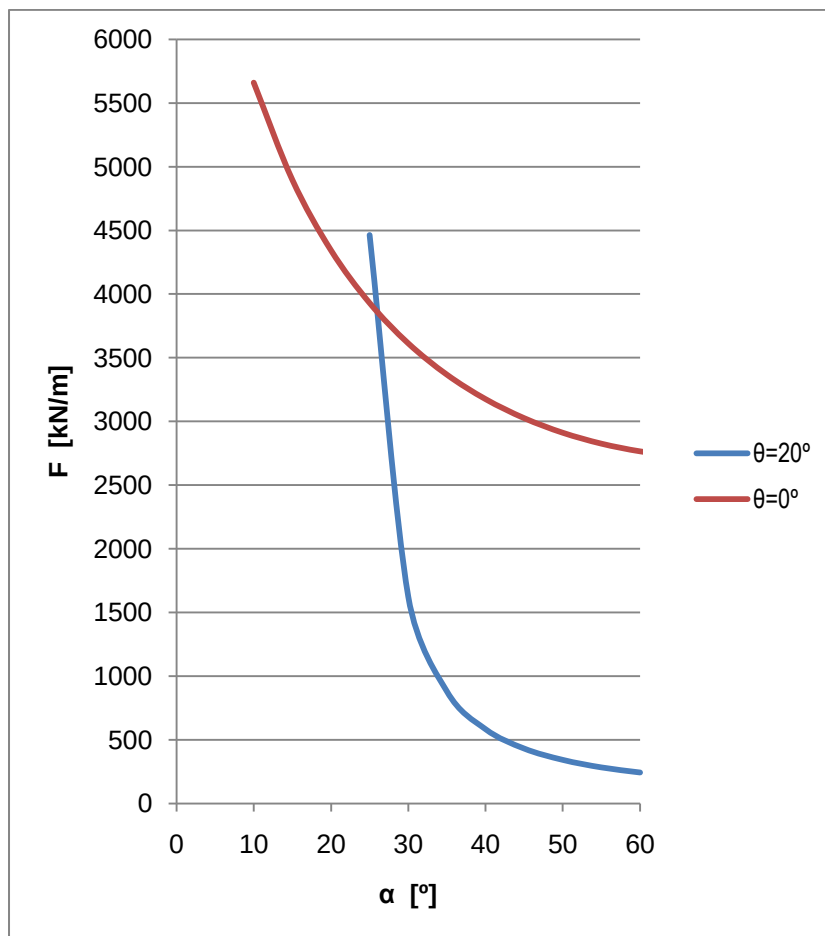


Fig. 6.9 – Gráfico de comparação da solução adoptada com a solução limite

6.2.3.2. Ancoragens Passivas

VERIFICAÇÃO DO ESCORREGAMENTO – SENTIDO DESCENDENTE

Desenvolvendo agora a expressão 6.2 do mesmo modo que foi feito para as ancoragens activas, obtém-se a equação abaixo indicada.

$$FS = \frac{[(W + Q) \times \sin(\theta) - 15\%Q \times \cos(\theta) + F \times \cos(\theta + \alpha)] \times \tan(\phi') + F \times \sin(\theta + \alpha)}{Q \times \cos(\theta) + 15\%Q \times \sin(\theta) + W \times \cos(\theta)} \quad (6.7)$$

O método usado para a determinação do ângulo óptimo e da respectiva força de ancoragem é o mesmo que o que foi usado para as ancoragens activas.

- **Para $\theta = 20^\circ$**

Observando os resultados obtidos e que estão apresentados no quadro 6.18 e na figura 6.10 é notória a diferença entre esta solução e a equivalente mas com ancoragens activas. O ângulo óptimo é menor, está entre os 35 e os 40°, mas a força correspondente é muito maior sendo de aproximadamente 4100 kN/m.

Quadro 6.18 – Valores obtidos para $\theta = 20^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	4559
15	4389
20	4262
25	4174
30	4120
35	4098
40	4107
45	4148
50	4223
55	4333
60	4385
65	4685
70	4942

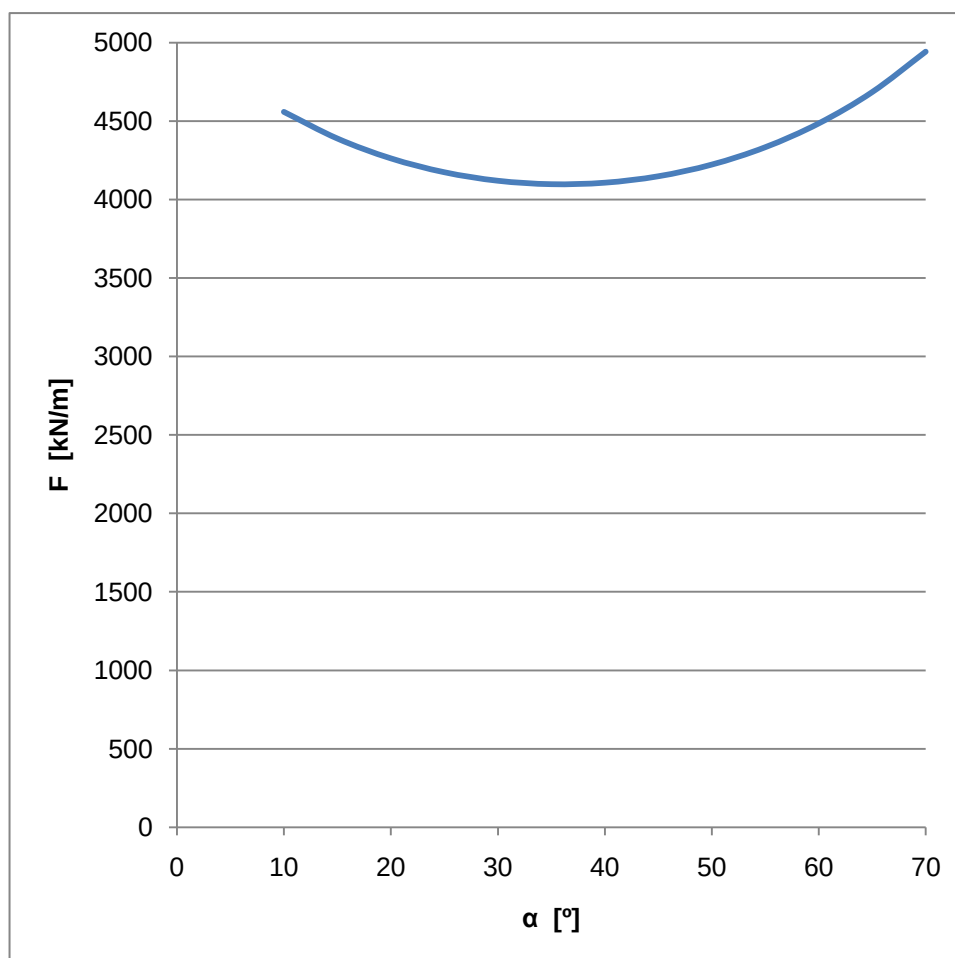


Fig. 6.10 – Gráfico de α vs F para $\theta = 20^\circ$

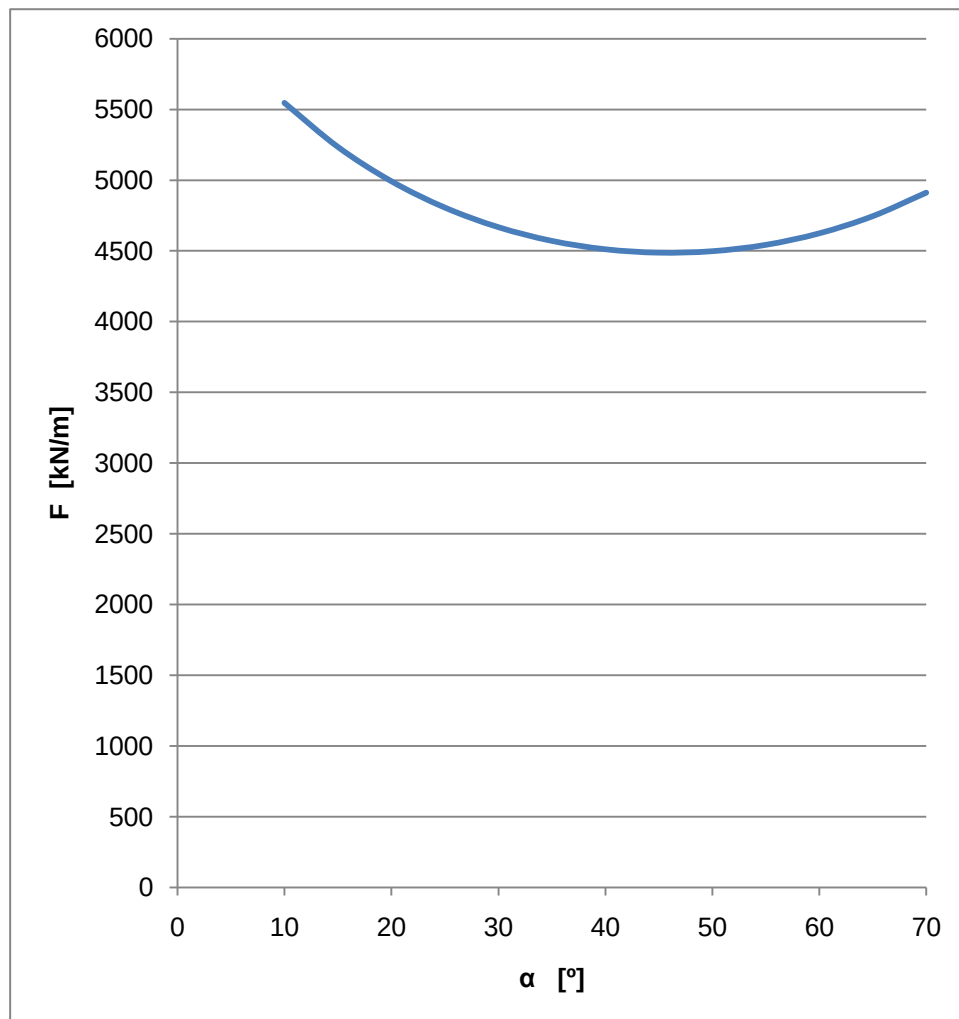
- **Para $\theta = 10^\circ$**

Comparando com a solução anterior, a inclinação que conduz a uma força da ancoragem mínima é maior, sendo 45 a 50° e a força de 4500 kN/m, aproximadamente.

Quadro 6.19 – Valores obtidos para $\theta = 10^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	5547
15	5236
20	4993
25	4807
30	4668
35	4571
40	4512
45	4488

50	4498
55	4543
60	4625
65	4746
70	4912

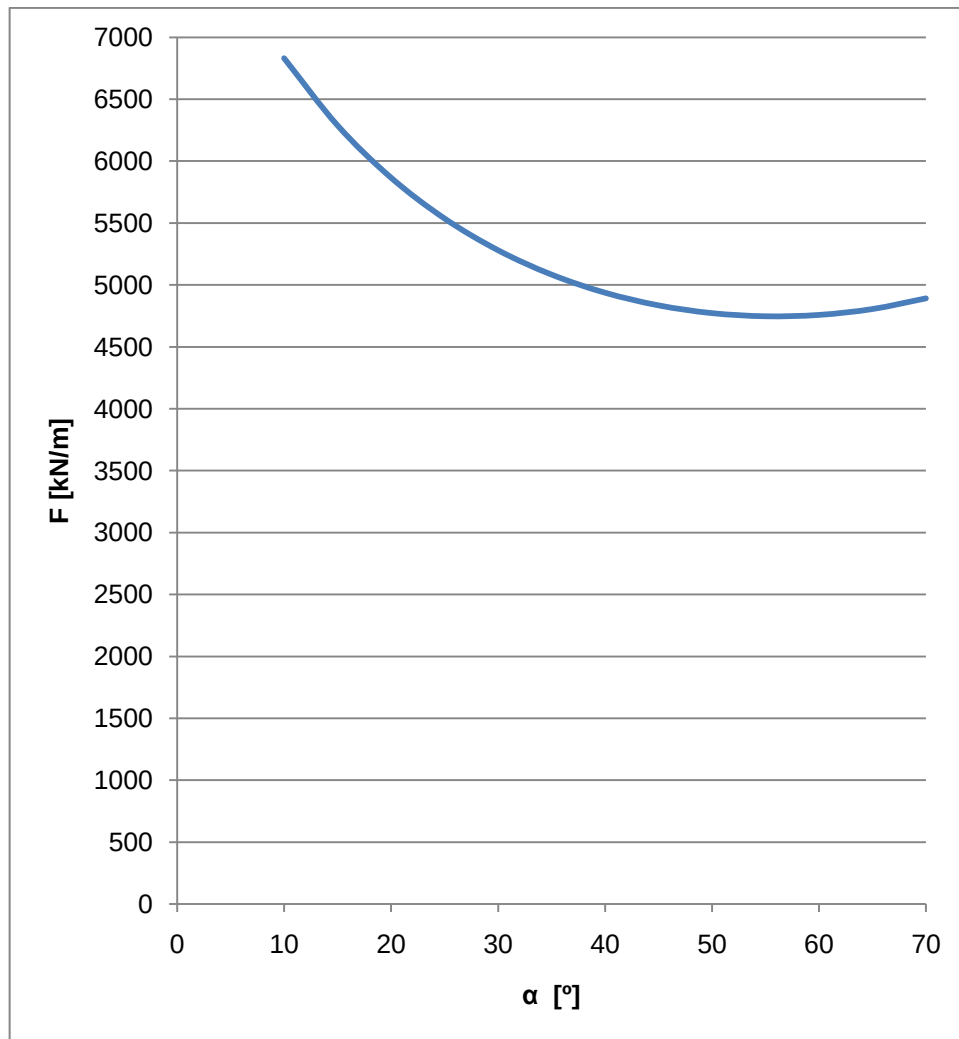
Fig. 6.11 – Gráfico de α vs F para $\theta = 10^\circ$

- **Para $\theta = 0^\circ$**

Conforme acontece com as ancoragens activas, esta é a secção que apresenta maior valor para o ângulo óptimo e maior valor para a força mínima da ancoragem. Contudo, o valor de α está compreendido entre valores mais aceitáveis, 55 e 60° , mas a força correspondente, 4750 kN/m aproximadamente, tem um valor muito elevado e de difícil aplicabilidade, limitando a escolha das ancoragens passivas a usar.

Quadro 6.20 – Valores obtidos para $\theta = 0^\circ$

α [°]	F [kN/m]
10	6831
15	6288
20	5866
25	5536
30	5280
35	5083
40	4937
45	4834
50	4772
55	4746
60	4757
65	4805
70	4891

Fig. 6.12 – Gráfico de α vs F para $\theta = 0^\circ$

Analisando as soluções entre si, verifica-se que o ângulo óptimo aumenta 10° quando o valor da inclinação da superfície de deslizamento diminui de 20° para 10° e deste último valor para 0° . Pode então concluir-se que é favorável que a superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso seja inclinada e não vertical, pois é para esta última que se obtêm os maiores valores da força e inclinação da ancoragem.

Embora, para cada secção a força varie entre intervalos sucessivamente maiores, a força mínima não varia muito com a inclinação θ . Isto verifica-se para ambos os tipos de ancoragem, necessitando a solução com ancoragens passivas de uma força maior para garantir o factor de segurança adoptado.

Para as ancoragens passivas, o valor mínimo obtido da força de ancoragem que estabiliza a estrutura é maior que 4000 kN/m para os três tipos de secção transversal considerados, o que é um valor extremamente elevado na concepção de ancoragens. Por isso o estudo das ancoragens passivas não será aprofundado, uma vez que conduz a resultados pouco viáveis e confiáveis.

6.3. ESTABILIDADE EM RELAÇÃO À ROTAÇÃO / SECÇÃO ACTIVA

A análise a seguir apresentada refere-se unicamente à solução com ancoragens activas.

Tendo sido limitada a gama de soluções para a inclinação da ancoragem, deve-se agora avaliar a viabilidade das soluções existentes para determinar o ângulo que melhor se adequa às necessidades estruturais em causa. Para isso proceder-se-á ao cálculo da secção activa onde será também avaliado o ponto de aplicação da ancoragem.

É sabido que o betão não resiste à tracção, por isso quando se dimensiona uma peça de betão armado é avaliado este aspecto de modo a adoptar-se uma secção que esteja o mais possível comprimida ou em caso de não ser possível garantir isso, dimensionar sistemas de suporte que assegurem a estabilidade da parte da peça que está traccionada.

A figura seguinte representa o esquema de cálculo da determinação do diagrama de tensões normais na superfície de contacto da viga com o maciço.

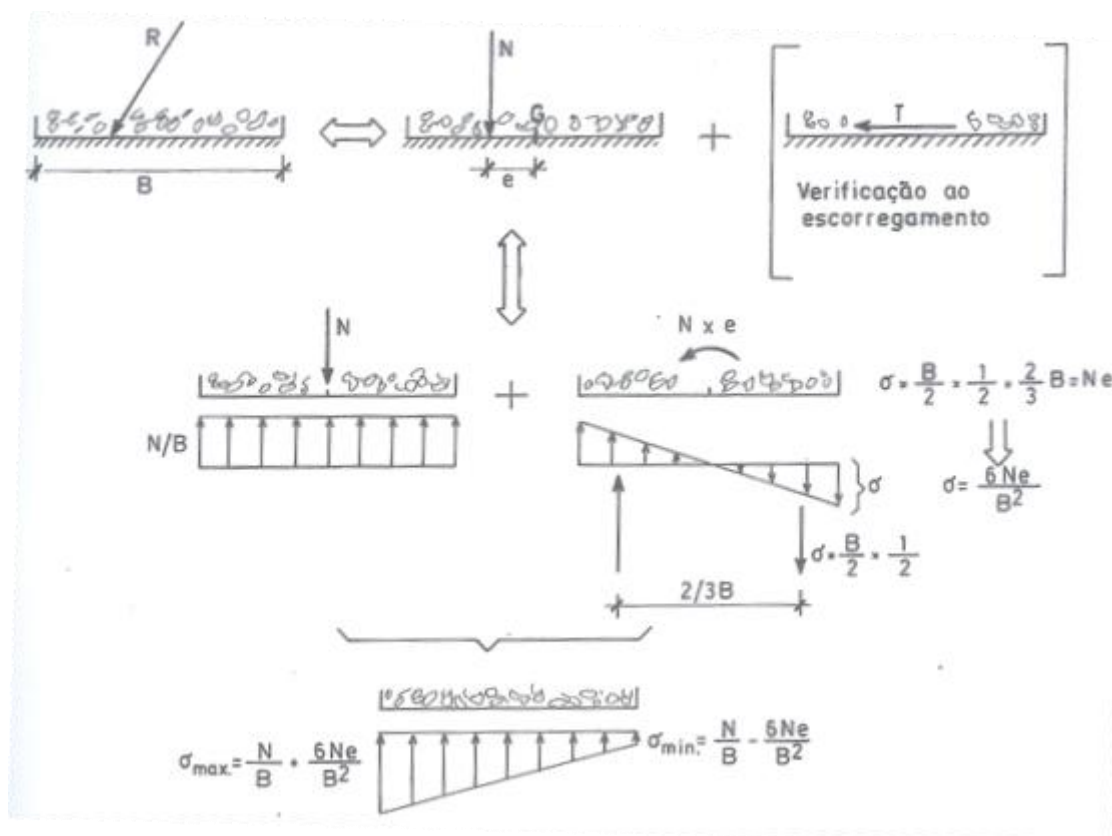


Fig. 6.13– Determinação do diagrama de tensões normais [5]

Para que toda a viga esteja comprimida é necessário que a força resultante (N) actue dentro do terço central. Por isso a inclinação da ancoragem bem como o seu ponto de aplicação serão factores que irão influenciar o ponto de acção da força resultante. Seguidamente irá fazer-se o cálculo de verificação da secção activa com o objectivo de escolher a inclinação da ancoragem e definir o seu ponto de aplicação que melhor garanta as condições indicadas.

O cálculo da secção activa é feito para o caso em que a viga está descarregada, ou seja, quando só está aplicada a força de ancoragem e o peso próprio da viga e para o caso em que está carregada, que corresponde às forças anteriormente referidas mais as forças resultantes da ponte rolante. Serão estudadas as soluções para a secção em que $\theta = 20^\circ$ e $\theta = 0^\circ$.

6.3.1. CONSIDERAÇÕES COM BASE NA SECÇÃO ACTIVA

6.3.1.1. Para $\theta = 20^\circ$

Na figura 6.14 apresenta-se o esquema de cálculo utilizado para a determinação do ponto de aplicação da resultante das forças, e as respectivas linhas de acção. De referir que para facilitar a determinação das distâncias recorreu-se ao programa AutoCAD. As forças N e M são obtidas por equações de equilíbrio. Como já foi dito, a posição do ponto de aplicação da força de ancoragem é um parâmetro a definir e vai influenciar o valor da excentricidade da resultante das forças na face de apoio da viga com o maciço rochoso. Por isso foi efectuada uma análise considerando a variabilidade deste parâmetro.

Como anteriormente referido, para que toda a viga esteja comprimida, é necessário que o valor da excentricidade da resultante das forças actue dentro do terço central da viga, ou seja, é necessário que a excentricidade da resultante das forças seja menor que um sexto do valor do lado da viga que está em contacto com o maciço rochoso. Neste caso a excentricidade deve ser inferior a 0.53 m.

É importante referir que nos resultados apresentados é indicado o valor do ponto de aplicação da força de ancoragem que conduz à situação mais favorável em termos de secção activa, ou seja, o valor da posição da força que conduz a um menor valor da excentricidade final da peça.

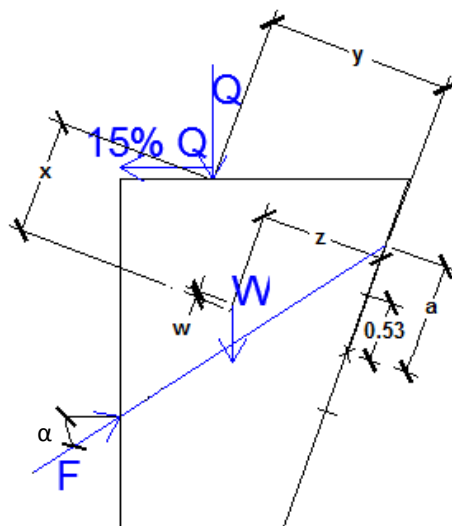


Fig. 6.14 – Esquema de cálculo para $\theta = 20^\circ$

Nos quadros 6.21 e 6.22 apresentam-se os resultados obtidos considerando a inclinação da ancoragem igual a 25° ($F = 3930 \text{ kN/m}$) e o ponto de aplicação está a 0.9m da base.

Quadro 6.21 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada

F_N [kN/m]	2778.9	a [m]	0.3992
F_T [kN/m]	2778.9		
W_N [kN/m]	50.1	w [m]	0.1951
W_T [kN/m]	137.7	z [m]	0.9454
N [kN/m]	2829.1	$e = \frac{M}{N}$ [m]	0.343
M [kN.m/m]	-969.4		

Quadro 6.22 – Resultados obtidos quando a viga está carregada

F_N [kN/m]	2778.9	a [m]	0.3992
F_T [kN/m]	2778.9		
W_N [kN/m]	50.1	w [m]	0.1951
W_T [kN/m]	137.7	z [m]	0.9454
Q_N [kN/m]	870.7	x [m]	1.0145
Q_T [kN/m]	2392.3	y [m]	1.5978
$(0.15*Q)_N$ [kN/m]	358.8	x [m]	1.0145
$(0.15*Q)_T$ [kN/m]	130.6	y [m]	1.5978
N [kN/m]	3340.9	$e = \frac{M}{N}$ [m]	0.761
M [kN.m/m]	2542.4		

Como se pode verificar, quando a viga está descarregada a força resultante está dentro do núcleo central, pois o valor da excentricidade (e) é menor que 0.53m, o que faz com que a peça esteja toda comprimida. No entanto quando a viga está carregada, há uma parte da peça que vai estar traccionada. Face a estes resultados decidiu-se estudar uma outra hipótese.

A próxima solução que se estudou foi a inclinação da ancoragem ser igual a 20° ($F = 4343$ kN/m) e o ponto de aplicação está a 1.20m da base.

Quadro 6.23 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada

F_N [kN/m]	3327.3	a [m]	0.5041
F_T [kN/m]	2791.9		
W_N [kN/m]	50.1	w [m]	0.1951
W_T [kN/m]	137.7	z [m]	0.9454
N [kN/m]	3377.4	$e = \frac{M}{N}$ [m]	-0.455
M [kN.m/m]	-1537.3		

Quadro 6.24 – Resultados obtidos quando a viga está carregada

F_N [kN/m]	3327.3	a [m]	0.5041
F_T [kN/m]	2791.9		
W_N [kN/m]	50.1	w [m]	0.1951
W_T [kN/m]	137.7	z [m]	0.9454
Q_N [kN/m]	870.7	x [m]	1.0145
Q_T [kN/m]	2392.3	y [m]	1.5978
$(0.15 \cdot Q)_N$ [kN/m]	358.8	x [m]	1.0145
$(0.15 \cdot Q)_T$ [kN/m]	130.6	y [m]	1.5978
N [kN/m]	3889.3	$e = \frac{M}{N}$ [m]	0.508
M [kN.m/m]	1974.4		

Com esta solução toda a peça vai estar comprimida, pois para ambos os casos a excentricidade da força resultante é menor que 0.53, ou seja, a força resultante está aplicada dentro do terço central. Não será por isso necessário avaliar a solução em que $\alpha = 15^\circ$, procedendo-se agora à verificação da peça quando a secção é rectangular.

6.3.1.2. Para $\theta = 0^\circ$

Conforme apresentado em 6.3.1.1, na figura 6.15 está representado o esquema de cálculo das forças aplicadas na estrutura, bem como as suas distâncias. Este esquema é mais simples sendo por isso o cálculo das distâncias mais imediato. Os esforços N e M foram também determinados através de equações de equilíbrio, e o que foi considerado para a secção anterior em relação aos pontos de aplicação das ancoragens deve ser também admitido para esta secção.

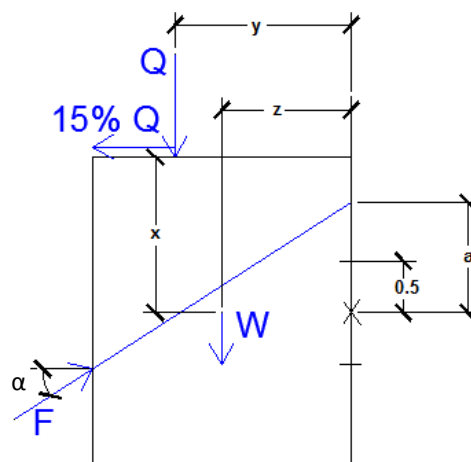


Fig. 6.15 – Esquema de cálculo para $\theta = 0^\circ$

Considerando $\alpha = 25^\circ$ ($F = 3930$ kN/m) e a ancoragem aplicada a 0.9m da base, obtêm-se os resultados listados nos quadros 6.25 e 6.26.

Quadro 6.25 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada

F_N [kN/m]	3561.7	a [m]	0.5658
F_T [kN/m]	1660.9		
W [kN/m]	187.5	z [m]	1.25
N [kN/m]	3561.7	$e = \frac{M}{N}$ [m]	-0.5
M [kN.m/m]	-1.780.8		

Quadro 6.26 – Resultados obtidos quando a viga está carregada

F_N [kN/m]	3561.7	a [m]	0.5658
F_T [kN/m]	1660.9		
W [kN/m]	187.5	z [m]	1.25
Q [kN/m]	2545.8	y [m]	1.7
$0.15*Q$ [kN/m]	381.9	x [m]	1.5
N [kN/m]	3179.9	$e = \frac{M}{N}$ [m]	0.981
M [kN.m/m]	3119.8		

Tal como para a secção transversal da viga em que $\theta = 20^\circ$, a secção rectangular também não verifica a totalidade da secção activa. Para o caso em que a viga está carregada o valor da excentricidade excede os limites definidos pelo terço central o que leva a que uma parte da peça esteja traccionada. Neste caso, em comparação com a secção transversal cujo $\theta = 20^\circ$, a parte da viga que irá estar sujeita a tracções é maior.

É então necessário avaliar a próxima hipótese, sendo $\alpha = 20^\circ$ ($F=4343$ kN/m) e o ponto de aplicação da ancoragem correspondendo a uma distância de 1.10m da base.

Quadro 6.27 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada

F_N [kN/m]	4081.5	a [m]	0.5599
F_T [kN/m]	1485.6		
W [kN/m]	187.5	z [m]	1.25
N [kN/m]	4081.5	$e = \frac{M}{N}$ [m]	-0.502
M [kN.m/m]	-2050.9		

Quadro 6.28 – Resultados obtidos quando a viga está carregada

F_N [kN/m]	4081.5	a [m]	0.5599
F_T [kN/m]	1485.6		
W [kN/m]	187.5	z [m]	1.25
Q [kN/m]	2545.8	y [m]	1.7
$0.15*Q$ [kN/m]	381.9	x [m]	1.5
N [kN/m]	3699.7	$e = \frac{M}{N}$ [m]	0.770
M [kN.m/m]	2849.8		

Esta solução também indica que uma parte da secção está à tracção, mas já se verifica uma diminuição do valor da excentricidade, comparando com o valor obtido anteriormente. Irá então analisar-se o próximo caso, em que $\alpha = 15^\circ$ ($F = 4896$ kN/m) e o ponto de aplicação está a 1.30m da base. Nos quadros seguintes apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 6.29 – Resultados obtidos quando a viga está descarregada

F_N [kN/m]	4729.1	a [m]	0.5
F_T [kN/m]	1267.2		
W [kN/m]	187.5	z [m]	1.25
N [kN/m]	4729.1	$e = \frac{M}{N}$ [m]	-0.45
M [kN.m/m]	-2130.2		

Quadro 6.30 – Resultados obtidos quando a viga está carregada

F_N [kN/m]	4729.1	a [m]	0.5
F_T [kN/m]	1267.2		
W [kN/m]	187.5	z [m]	1.25
Q [kN/m]	2545.8	y [m]	1.7
$0.15*Q$ [kN/m]	381.9	x [m]	1.5
N [kN/m]	4347.2	$e = \frac{M}{N}$ [m]	0.637
M [kN.m/m]	2770.5		

Apesar de se ter diminuído a inclinação da ancoragem, a secção continua a não estar toda à compressão. O valor da excentricidade diminui em relação ao valor anterior, mas não o suficiente para apresentar resultados favoráveis. Poder-se-ia analisar o caso de a inclinação da ancoragem ser igual a 10° , mas o valor da força correspondente ($F = 5659$ kN/m) é muito elevado, tornando esta solução inviável e, conseqüentemente, desnecessária a verificação da secção activa.

Pode então concluir-se que para qualquer uma das soluções será necessário um sistema complementado com pregagens para absorver as tracções que se geram quando a ponte suporta a máxima carga.

Analisando os resultados de todas as soluções estudadas anteriormente, conclui-se que a melhor solução a utilizar é aquela cuja inclinação da ancoragem é de 25° , pois a força mínima correspondente é de 3930 kN/m. Sendo necessário utilizar pregagens para qualquer uma das hipóteses, opta-se por escolher aquela em que a força da ancoragem necessária para estabilizar a viga é menor.

6.3.2. CÁLCULO DA SECÇÃO ACTIVA

Depois de escolhida a secção e a inclinação da ancoragem bem como o seu ponto de aplicação, irão agora calcular-se as tensões normais na face da viga que está em contacto com o maciço rochoso, para ambas as secções ($\theta = 20^\circ$ e $\theta = 0^\circ$).

Para se calcularem as tensões normais, recorreu-se às expressões apresentadas na figura 6.13.

6.3.2.1. Para $\theta = 20^\circ$

Os resultados obtidos para o cálculo das tensões irão ser apresentados sob a forma de diagramas para facilitar a compreensão da sua evolução, assim como a análise da compressão e da tracção da peça.

Serão apresentados os resultados quando a viga apenas tem a força de ancoragem e o peso próprio aplicados e o caso em que, além destas, ainda tem as forças resultantes da ponte rolante. Os valores das tensões são apresentados em kPa.

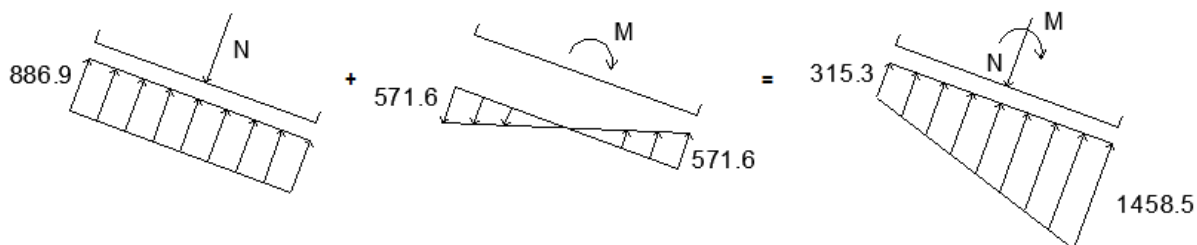


Fig. 6.16 – Diagrama de tensões normais quando a viga está descarregada

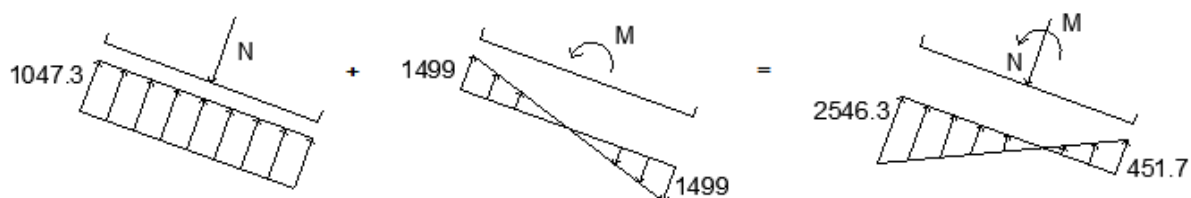


Fig. 6.17 – Diagrama de tensões normais quando a viga está carregada

Observando os diagramas verifica-se que a peça vai estar sujeita à tracção, como já tinha sido determinado anteriormente. É necessário determinar a tensão de compressão máxima (σ_c) a que a peça vai estar sujeita para equilibrar a força de compressão (N) aplicada na viga. Para isso vai considerar-se

que as tensões de tracção são nulas e que a viga está comprimida na secção indicada pelo diagrama triangular apresentado na figura 6.18, onde se apresenta o esquema de cálculo.

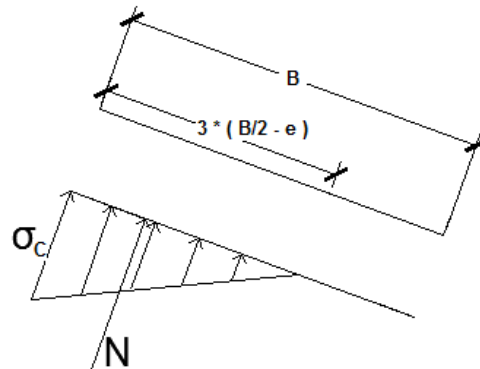


Fig. 6.18 – Esquema de cálculo da tensão de compressão para $\theta = 20^\circ$

Para calcular a tensão de compressão recorreu-se à expressão 6.8 e os resultados obtidos são apresentados no quadro 6.31.

$$N = \frac{1}{2} \times 3 \times \left(\frac{B}{2} - e \right) \times \sigma_c \quad (6.8)$$

Em que, e é a excentricidade e B representa o comprimento do lado da secção que vai estar em contacto com o maciço rochoso.

Quadro 6.31 – Resultados obtidos para a tensão de compressão para $\theta = 20^\circ$

B [m]	3.19
e [m]	0.761
N [kN]	3340.9
σ_c [kPa]	2670.6

Para assegurar a estabilidade da peça irão ser calculadas pregagens cujo objectivo é absorver a força de tracção resultante. Na figura 6.19 representa-se um esquema de cálculo que sintetiza a informação, sendo mais fácil compreender o cálculo a efectuar.

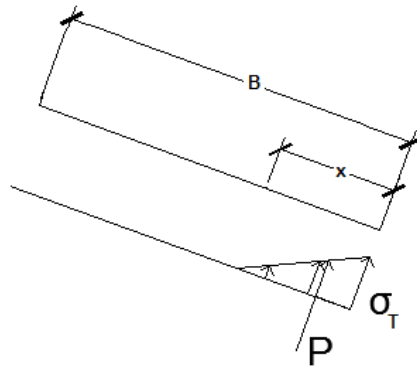


Fig. 6.19 – Esquema de cálculo da força a absorver para a pregagem para $\theta = 20^\circ$

No quadro 6.32 apresentam-se os resultados obtidos da aplicação da expressão 6.9 e que resulta do diagrama de tensões de tracção a que a viga vai estar sujeita.

$$P = \frac{1}{2} \cdot x \cdot \sigma_T \quad (6.9)$$

Em que σ_T representa a tensão de tracção actuante na viga, P a força da pregagem a determinar e x o comprimento da secção que está traccionada (esta distância foi determinada segundo o diagrama de tracções apresentado na figura 6.17).

Quadro 6.32 – Resultados obtidos para estabilizar a peça para $\theta = 20^\circ$

B [m]	3.19
x [m]	0.48
σ_T [kPa]	451.7
P [kN]	108.4

Analisando os resultados obtidos constata-se que irá estar instalada uma tensão de compressão de, aproximadamente, 2.7 MPa e que a resultante da tensão de tracção que terá de ser absorvida por armadura apresenta o valor de 110 kN, aproximadamente.

6.3.2.2. Para $\theta = 0^\circ$

Será feita uma análise idêntica à anterior sendo o objectivo de cálculo o mesmo, determinar a força de pregagem necessária e a tensão normal de compressão da peça. Os resultados irão ser apresentados da mesma forma que anteriormente foi feito. Igualmente, os resultados das tensões calculadas vêm em kPa.

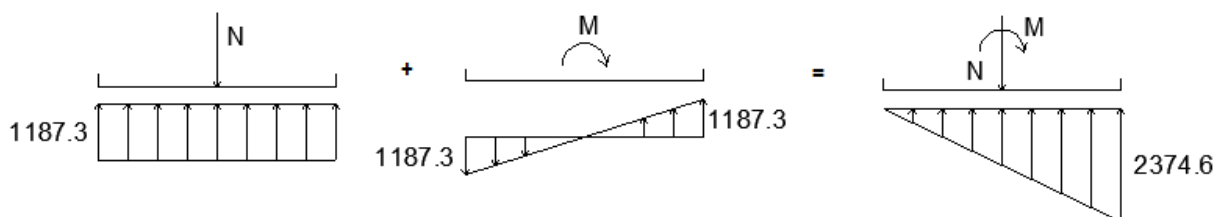


Fig. 6.20 – Diagrama de tensões normais quando a viga está descarregada

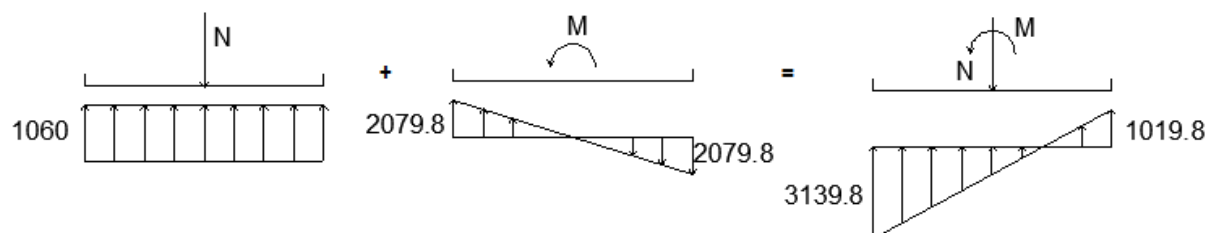


Fig. 6.21 – Diagrama de tensões normais quando a viga está carregada

As conclusões obtidas através da verificação dos diagramas das tensões normais na interface betão – rocha são as mesmas que foram referidas para a secção anteriormente analisada. É, então, necessário proceder à determinação da tensão de compressão instalada na viga considerando que as tensões de tracção são nulas. Seguidamente é apresentado o esquema de cálculo e os resultados obtidos recorrendo à expressão 6.8.

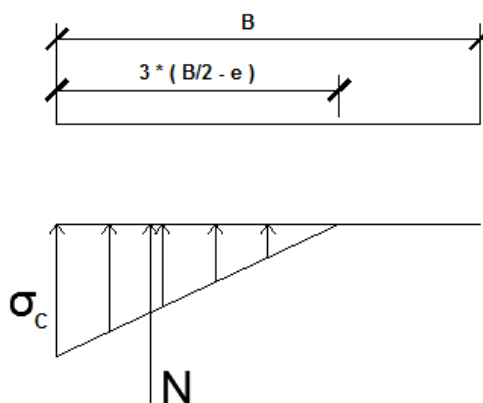


Fig. 6.22 – Esquema de cálculo da tensão de compressão para $\theta = 0^\circ$

Quadro 6.33 – Resultados obtidos para a tensão de compressão para $\theta = 0^\circ$

B [m]	3
e [m]	0.981
N [kN]	3179.9
σ_c [kPa]	4084.6

Agora serão apresentados os dados relativos ao cálculo da força da pregagem para esta secção. Conforme feito anteriormente, determina-se a força de tracção a absorver através da expressão 6.9 e apresentam-se os resultados no quadro 6.34.

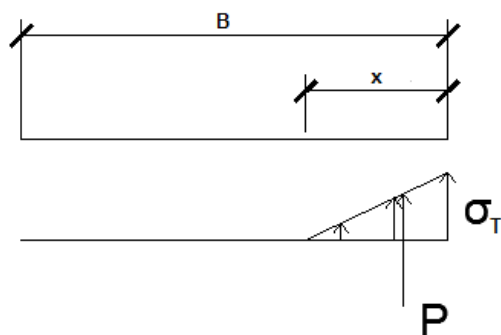


Fig. 6.23 – Esquema de cálculo da força a absorver para a pregagem para $\theta = 0^\circ$

Quadro 6.34 – Resultados obtidos para estabilizar a peça para $\theta = 0^\circ$

B [m]	3
x [m]	0.74
σ_T [kPa]	1019.8
P [kN]	377.3

Comparando com os resultados da secção anterior, esta apresenta uma maior tensão normal de compressão, 4.1MPa aproximadamente, e um valor também maior da força a ser absorvida por armadura, sendo o seu valor de, aproximadamente, 380 kN.

6.3.3. DIMENSIONAMENTO DA PREGAGEM

As pregagens são elementos estruturais menos complexos quando comparados com as ancoragens, por isso a encomenda deste tipo de sistema de suporte não exige a mesma antecedência que as ancoragens. Sendo assim, o dimensionamento da pregagem será feito considerando que a força de tracção que esta tem que absorver é de 110 kN, aproximadamente. Em obra, caso não se verifique que a superfície de contacto entre a viga de suporte dos caminhos de rolamentos e o maciço rochoso seja inclinada 20° com a vertical, rapidamente se poderá corrigir o valor da força de tracção e consequentemente o dimensionamento da pregagem.

Para dimensionar este sistema de suporte considerou-se o uso de ancoragens do tipo *Dywidag Threadbar Anchor* instalando-as de forma a funcionarem como armadura para absorver a resultante das forças de tracção. Na figura 6.24 podem ver-se as características deste tipo de ancoragens, podendo, face aos requisitos impostos, escolher a que melhor se adequa à solução em estudo. Na figura 6.25 apresenta-se o esquema de uma ancoragem permanente deste tipo de sistema de suporte que vai ser adoptado.

threadbar	grade	cross sectional area	yield load	working load related to yield load	ultimate load	working load related to ultimate load
dia.	$f_{t0.1k} / f_{tk}$	A	$P_{t0.1k} = f_{t0.1k} \cdot A$	$P_{t0.1k} / 1.75$	$P_{tk} = f_{tk} \cdot A$	$P_{tk} / 2.0$
[mm]	[N/mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
26.5	835/1030	551	460	263	568	284
32	835/1030	804	671	384	828	414
36	835/1030	1018	850	486	1048	524
26.5	900/1030 ¹⁾	551	496	283	568	284
32	900/1030 ¹⁾	804	724	414	828	414
36	900/1030 ¹⁾	1018	916	523	1048	524
26.5	1080/1230	551	595	340	678	339
32	1080/1230	804	868	496	989	495
36	1080/1230	1018	1099	628	1252	626

¹⁾ St 900/1030 (WR) 26.5 dia. - 36 dia. on request

Fig. 6.24 – Dywidag Threadbar Anchors [17]

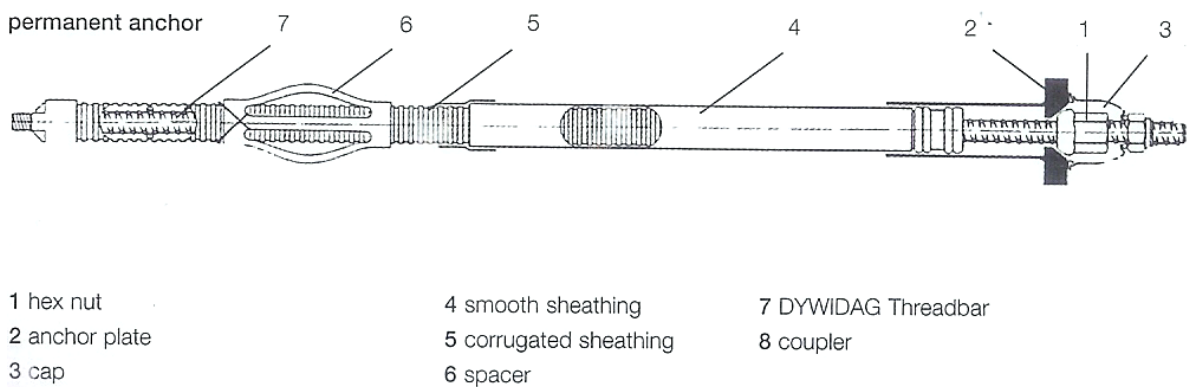


Fig. 6.25 – Esquema de uma ancoragem permanente do tipo Threadbar Anchor [17]

Sendo a força mínima da pregagem que vai ser necessário instalar de 110 kN, resulta da figura 6.24 que a melhor solução a adoptar é um sistema de pregagens com um *threadbar* de 26.5 mm pois assegura uma força em serviço de 263 kN. O espaçamento entre pregagens a adoptar será de 2 m.

6.4. ANCORAGEM

Depois de terem sido feitos os estudos atrás referidos, foi possível escolher a ancoragem a usar recorrendo a um catálogo da *Dywidag – Systems International*, que lista os vários tipos de ancoragens que executa e as suas características mecânicas correspondentes.

6.4.1. ESCOLHA DO SISTEMA DE ANCORAGENS

O tipo de ancoragem a adoptar será *Dywidag Multistrand Anchors*, que apresenta algumas vantagens. Em primeiro lugar é um sistema que vai ao encontro dos requisitos estruturais da obra, isto é, este sistema oferece uma gama de valores elevados para a força a instalar na ancoragem. Em segundo lugar, apresenta vantagens práticas no que diz respeito a uma eventual rotura da armadura por corrosão, ou seja, se um cabo romper não implica que a estrutura global da ancoragem esteja imediatamente em risco. Por último, este sistema apresenta facilidade de transporte da armadura.

A figura 6.26 corresponde a uma tabela do sistema *Multistrand Anchors* à qual se recorreu para escolher o número de cabos necessários consoante a força que é necessário aplicar e a que está disponível para cada solução. A figura 6.27 ilustra o esquema de uma ancoragem permanente deste sistema de suporte que vai ser adoptado.

number of strands	cross sectional area A [mm ²]		yield load $P_{t0.1k} = f_{t0.1k} \cdot A$ [kN]		working load related to yield load $P_{t0.1k} / 1.75$ [kN]		ultimate load $P_{tk} = f_{tk} \cdot A$ [kN]		working load related to ultimate load $P_{tk} / 2.0$ [kN]	
	0.6"	0.62"	0.6"	0.62"	0.6"	0.62"	0.6"	0.62"	0.6"	0.62"
2	280	300	440	471	251	269	496	531	248	266
3	420	450	659	707	377	404	743	797	372	398
4	560	600	879	942	502	538	991	1062	496	531
5	700	750	1099	1178	628	673	1239	1328	620	664
6	840	900	1319	1413	754	807	1487	1593	743	797
7	980	1050	1539	1649	879	942	1735	1859	867	929
8	1120	1200	1758	1884	1005	1077	1982	2124	991	1062
9	1260	1350	1978	2120	1130	1211	2230	2390	1115	1195
10	1400	1500	2198	2355	1256	1346	2478	2655	1239	1328
12	1680	1800	2638	2826	1507	1615	2974	3186	1487	1593
15	2100	2250	3297	3533	1884	2019	3717	3983	1859	1991
19	2660	2850	4176	4475	2386	2557	4708	5045	2354	2522
22	3080	3300	4836	5181	2763	2961	5452	5841	2726	2921
25	3500	3750	5495	5888	3140	3364	6195	6638	3098	3319
31	4340	4650	6814	7301	3894	4172	7682	8231	3841	4115
35	4900	5250	7693	8243	4396	4710	8673	9293	4337	4646
46	6440	6900	10111	10833	5778	6190	11399	12213	5699	6107
59	8260	8850	12968	13895	7410	7940	14620	15665	7310	7832

further steel grades, dimensions and Removable DYWIDAG Strand Anchors on request

Fig. 6.26 – Dywidag Multistrand Anchors [17]

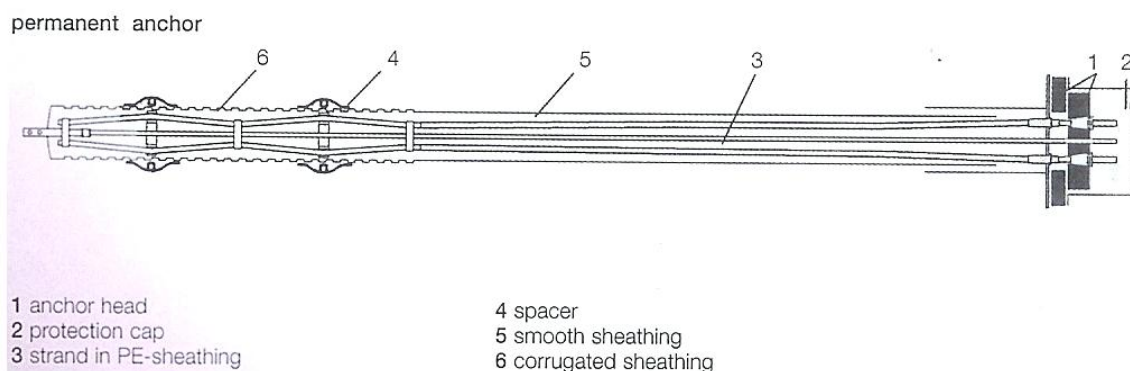


Fig. 6.27 – Esquema de uma ancoragem permanente do tipo Multistrand Anchor [17]

A força de ancoragem mínima que vai ser necessário instalar para corresponder aos requisitos em relação às cargas a que a viga vai estar sujeita é de 3930 kN/m. Analisando a figura 6.26, conclui-se que a melhor solução a adoptar é um sistema de ancoragem com 31 cabos de 0.62” pois assegura uma força em serviço de 4172 kN. As ancoragens terão um espaçamento de 1m umas das outras.

6.4.2. COMPRIMENTOS LIVRE E FIXO DA ANCORAGEM

Este é o último passo no dimensionamento de uma ancoragem: a determinação dos seus comprimentos livre e fixo. Em seguida são apresentados os resultados obtidos na determinação de cada um destes parâmetros bem como o método usado na sua determinação.

6.4.2.1. Determinação do comprimento livre

Para um melhor desempenho da ancoragem, o bolbo de selagem deve ser fixado fora da zona perturbada pelo maciço rochoso. Procurou-se que o comprimento livre tenha um valor que ultrapasse a distância desde a face da escavação até ao fim da zona do maciço que se encontra plastificada.

Para avaliar a zona de plastificação do maciço rochoso recorreu-se ao programa informático Phase 2, onde se desenvolveu um modelo para análise do comportamento do maciço da envolvente da caverna da central hidroeléctrica de Picote II. Este modelo efectuado pelo programa de cálculo automático simplificado, serve apenas para verificar as zonas de plastificação no maciço envolvente na proximidade da abóbada e dos hasteais.

Adoptou-se para o efeito uma secção de escavação similar à da caverna adoptada para a central de Picote, adaptando-se a forma da abóbada para a solução considerada em que as vigas são suspensas e ancoradas directamente no terreno.

Nas figuras 6.28 e 6.29 podem ver-se o modelo de cálculo e a forma da caverna adaptada, bem como as fases de escavação definidas pela linha a cinzento. Nas figuras 6.30 e 6.31 apresentam-se os parâmetros mecânicos inseridos no programa.

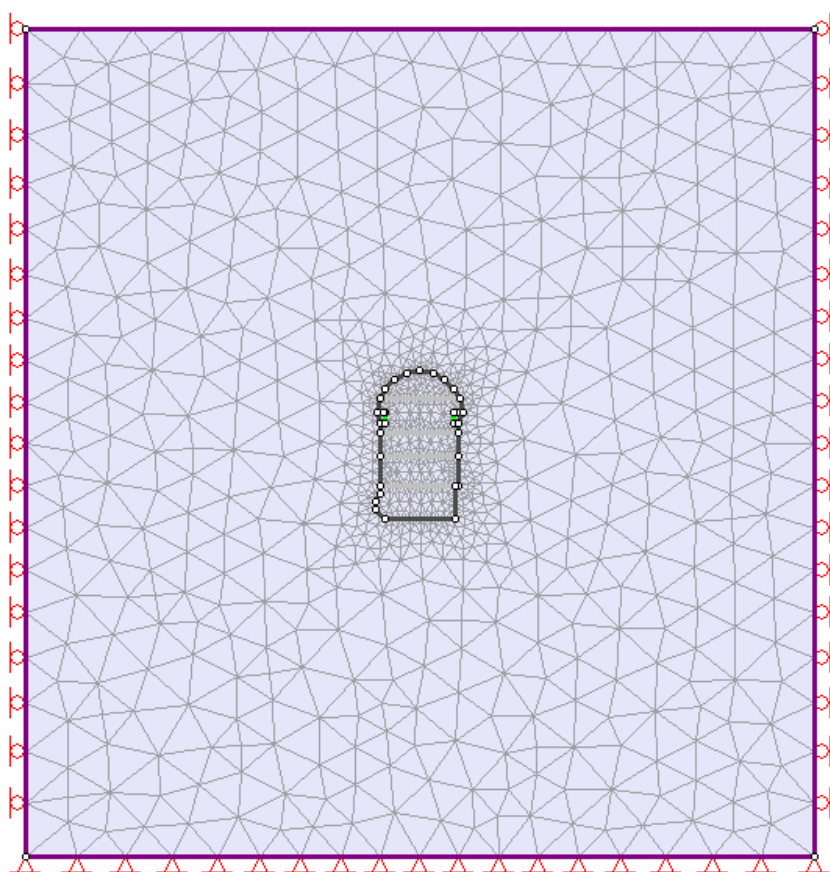


Fig. 6.28 – Modelo de cálculo definido no Phase 2

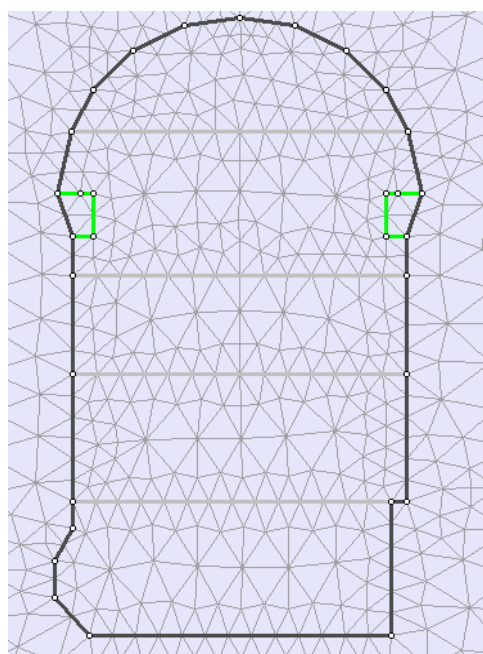


Fig. 6.29 – Forma da caverna definida no Phase 2

Define Material Properties

☐ maciço rochoso ☒ betão ☐ Material 3 ☐ Material 4 ☐ Material 5 ☐ Material 6 ☐ Mat...

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: v1z: v2z:

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

Phi b: Air Entry (MPa):

☐ Show only properties used in model

Fig. 6.30 – Características do maciço rochoso

Field Stress Properties

Field Stress Type: ☐ Use actual ground surface ☐ Use effective stress ratio

Ground Surface Elevation (m):

Unit Weight of Overburden (MN/m3):

Total Stress Ratio (horiz/vert in plane):

Total Stress Ratio (horiz/vert out-of-plane):

Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +):

Fig. 6.31 – Acções a que o maciço rochoso vai estar sujeito

Depois de estabelecida a forma geométrica da caverna e atribuídas as características do maciço rochoso determinadas no capítulo cinco, procedeu-se à identificação das zonas de plastificação para determinar o comprimento livre da ancoragem. Como as ancoragens são dimensionadas para uma situação definitiva, esta verificação das zonas plastificadas terá de ser fundamentada num modelo que considere a escavação total da caverna.

A figura 6.32 representa a tensão de desvio do maciço na fase de escavação da secção inteira e os elementos plastificados (representados por cruces e bolas). Como se pode verificar, o bolbo de selagem, para $\alpha = 25^\circ$, pode então ser ancorado a partir de um comprimento mínimo de 19.7 m da face de escavação, pois é a partir deste valor que o maciço não plastifica.

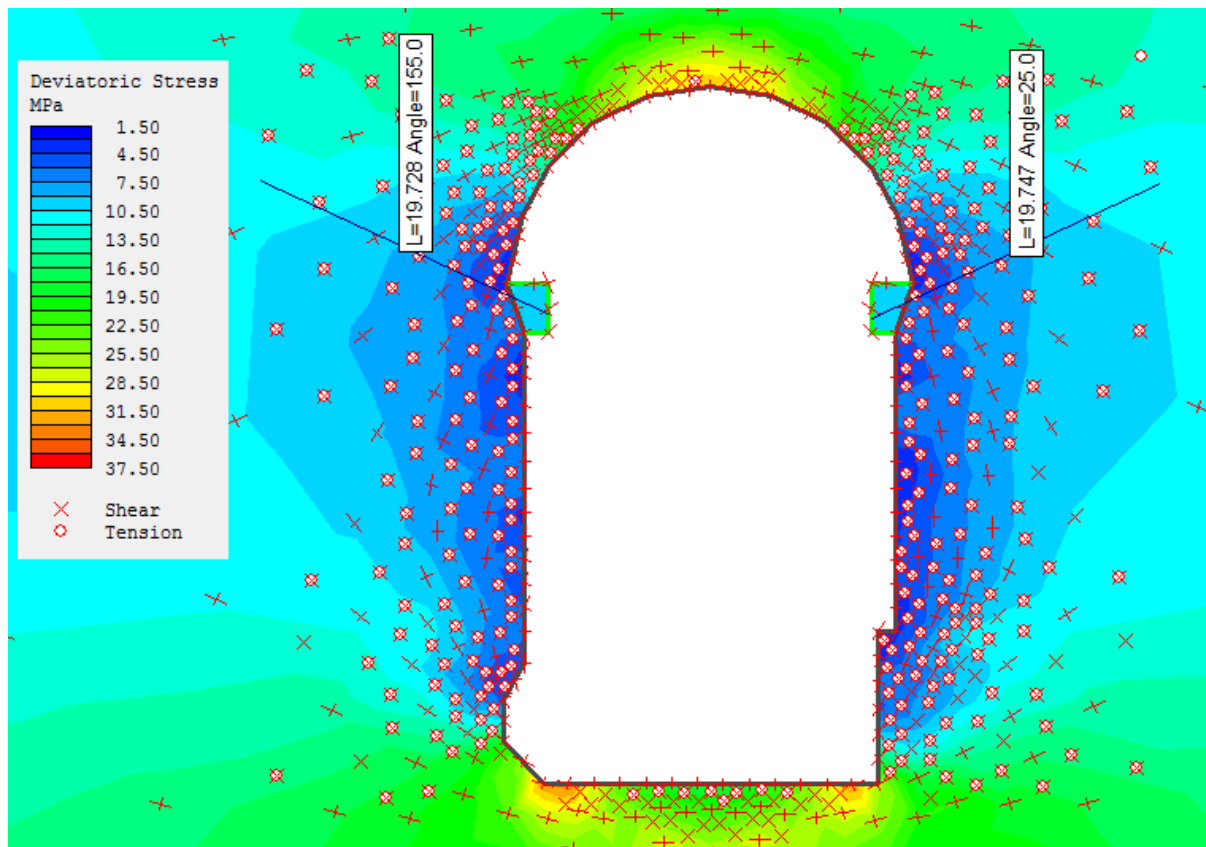


Fig. 6.32 – Zona de plastificação do maciço na fase de escavação interessada para o estudo

Com base no que foi dito e na análise da figura admite-se então um comprimento livre da ancoragem de 20m.

6.4.2.2. Determinação do comprimento fixo

Como já foi referido no capítulo quatro, a força da ancoragem é transmitida para o maciço através do bolbo de selagem. Como é sabido, a distribuição das tensões de tracção ao longo do comprimento de selagem da ancoragem não apresenta um comportamento uniforme, pois não cresce proporcionalmente ao comprimento de selagem, passando a partir de um certo valor deste a ser pouco eficaz um aumento do mesmo.

Além da rotura da ancoragem por corrosão da armadura, pode também ocorrer a rotura da ancoragem por arranque do bolbo de selagem. As ancoragens convencionais estão normalmente limitadas a um comprimento fixo de 10 metros. O aumento do valor do comprimento fixo não se irá traduzir num ganho na capacidade resistente da ancoragem, porque o aumento do valor da carga produzirá um progressivo destacamento do betão no extremo final do bolbo de selagem, devido à concentração de tensões.

O comprimento fixo, ou seja, o comprimento do bolbo de selagem foi determinado recorrendo a “*Recommandations des tirants d’ancrage*”. Estas considerações de origem francesa afirmam que o comprimento do bolbo de selagem corresponde a:

$$L_{\text{fixo}} = \text{máx}(L_1, 5m) \quad (6.10)$$

Em que L_1 é o comprimento calculado através da expressão:

$$F = P_{\text{furo}} \times L_1 \times \text{resist.unit.ao corte da int erface calda / rocha} \quad (6.11)$$

Em que F representa a força da ancoragem, em kN, P_{furo} o perímetro do furo da ancoragem, em metros e a resistência unitária ao corte da interface calda/rocha vem expressa em kPa.

Para determinar o perímetro do furo da ancoragem foi necessário determinar o valor do seu diâmetro que é função do número de varões que são instalados. Na impossibilidade de obtenção de um valor, foi admitido um diâmetro de 35 cm.

O valor da resistência da interface calda/rocha foi calculado através da expressão:

$$\text{resist.unit.ao corte da int erface calda / rocha} = \min \left(\frac{1}{30} \sigma_{c, \text{rocha}}, \frac{1}{30} \sigma_{c, \text{calda}} \right) \quad (6.12)$$

Em que σ_c corresponde à resistência à compressão da rocha ou da calda de cimento.

Determinado o perímetro do furo e a resistência da interface calda rocha, apresenta-se no quadro seguinte os parâmetros envolvidos na expressão 6.11 e o resultado da mesma.

Quadro 6.35 – Resultados obtidos para o comprimento fixo da ancoragem

F [kN]	4172
P_{furo} [m]	1.1
$\sigma_{c, \text{rocha}}$ [MPa]	67
$\sigma_{c, \text{calda}}$ [MPa]	25
Resistência unitária ao corte da interface calda rocha [MPa]	0.83(3)
L_1 [m]	4.55

Então considerando a expressão 6.10, conclui-se que o comprimento fixo mínimo a adoptar para a ancoragem em questão é de 5m.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi feito um estudo do contributo do projecto geotécnico para a concepção de cavernas de centrais hidroeléctricas, avaliando-se o caso particular das vigas de suporte dos caminhos de rolamentos. Após ter sido feita uma apresentação dos vários tipos de soluções adoptadas em vários projectos de centrais hidroeléctricas em Portugal e no resto do mundo, foi feita uma apresentação do caso de estudo onde se propõe uma solução alternativa para aquela que foi adoptada na central hidroeléctrica do reforço de potência de Picote.

Conforme já foi descrito, a solução projectada para a caverna de Picote consiste num arco de betão que incorpora as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos e a solução alternativa proposta consiste em suspender e ancorar as vigas de suporte dos caminhos de rolamentos das paredes da caverna. Com o intuito de se poder comparar ambas as soluções, procedeu-se a um estudo de caso onde se avaliou a secção transversal da viga a adoptar, bem como as características do tipo de ancoragem a instalar para fazer face aos requisitos estruturais impostos.

No desenvolvimento do projecto da solução alternativa, concluiu-se que a melhor secção transversal é aquela em que a superfície de contacto da viga com o maciço rochoso é mais inclinada ($\theta = 20^\circ$). Quando comparada com as outras soluções estudadas, a esta secção trapezoidal correspondem, para iguais valores de inclinação da ancoragem, menores valores da força necessária para estabilizar a estrutura. Pode então concluir-se que é bastante favorável que a superfície de contacto entre a viga e o maciço rochoso seja inclinada, pois assim é possível criar uma reacção que melhor contrarie o movimento vertical da viga.

A central hidroeléctrica de Picote tem um vão de 23 m, o que em conjunto com os equipamentos hidráulicos de grandes dimensões que necessitam ser instalados, conduzirá ao uso de uma ponte rolante de grandes dimensões e com uma enorme capacidade de carga. As forças da ancoragem necessárias para suportar as acções de uma ponte destas dimensões são, como se pode comprovar ao longo deste estudo, muito elevadas.

A solução desenvolvida conduziu à selecção de ancoragens com uma capacidade resistente de cerca de 4200 kN espaçadas de 1 m. Tal valor é muito elevado sendo extremamente difícil a execução de ancoragens satisfazendo esse requisito, pelo que na prática a solução seria, no caso em análise, de difícil viabilidade.

Foi exactamente por esta razão que não foi considerado este tipo de concepção quando foi elaborado o projecto para a caverna da central de Picote. Os projectistas avaliaram as forças a que a viga de suporte dos caminhos de rolamentos iria estar sujeita e, analisadas as conclusões, excluíram esta hipótese.

Porém, a solução adoptada é também alvo de alguma polémica. Muitos autores consideram que este tipo de concepção não é a mais lógica do ponto de vista geotécnico, pois esta solução leva a um aumento das zonas plastificadas do maciço e consequente aumento da necessidade de suporte. Contudo, devido ao estado de tensão do maciço (tensões horizontais quatro vezes maiores que as verticais), os projectistas viram-se obrigados a sobrepor o aspecto estrutural ao geotécnico, apresentando assim a solução do arco de betão na abóbada. Esta concepção garante um suporte definitivo de grande eficiência e durabilidade, com o objectivo de suportar a ponte rolante que permite a movimentação dos equipamentos necessários para o bom funcionamento do aproveitamento hidroeléctrico.

Para a central de Picote e nas condições do maciço rochoso da zona de escavação da caverna, a solução a adoptar é definitivamente a de arco em betão na abóbada.

Apesar de não ser adequada à caverna em estudo, a solução de vigas ancoradas e suspensas do maciço apresenta bastantes vantagens. Ao longo deste trabalho foram sendo referidas as vantagens deste tipo de abordagem, sendo de salientar, neste momento, que este tipo de construção permite a execução da obra num menor espaço de tempo, quando comparado com outro tipo de soluções; contribui para uma maior flexibilidade do planeamento construtivo e apresenta-se como uma solução mais económica.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Hoek, E., Brown, E. T., *Underground Excavations in Rock*. FN Spon, London, 1990.
- [2] Stacey, T. R., Page, C. H., *Practical handbook for underground rock mechanics*. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 1986.
- [3] Hanna, T. H., *Foundations in tension: ground anchors*. McGraw- Hill Book Company, Clausthal-Zellerfeld, 1982.
- [4] Securitas, B, *Recommandations: concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage*. Editions Eyrolles, Paris, 1972.
- [5] Matos Fernandes, M., *Mecânica dos solos, II Volume*. FEUP, Porto, 1995.
- [6] Matos Fernandes, M., *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP, Porto, 1990.
- [7] Apontamentos de Geologia da Engenharia, FEUP, 2008.
- [8] Hoek, E., *Practical Rock Engineering*. www.rocscience.com.
- [9] Relatório da EDP, Projecto, Volume V – Apêndices A.1 – Estudos Geológicos e Geotécnicos.
- [10] Relatório da EDP, Projecto, Volume V – Memória Descritiva.
- [11] Aproveitamentos Hidroeléctricos de Alto Lindoso e Touvedo – EDP.
- [12] Centro de Produção Douro – EDP.
- [13] Bernardo, T., *Projecto Geotécnico das Obras da Caverna da Central do Reforço de Potência de Picote*. Dissertação de Mestrado/Doutoramento, FEUP, 2008.
- [14] Raposo, N., *Pré – Dimensionamento de Estruturas de Contenção Ancoradas*. Dissertação de Mestrado/Doutoramento, FEUP.
- [15] Eurocódigo 7.
- [16] EN 1537.
- [17] www.dywidag-systems.com.
- [18] <http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Anchored%20crane%20beams%20in%20hydroelectric%20caverns.PDF>, Maio, 2009.
- [19] http://www.rocscience.com/hoek/pdf/13_Design_of_large_underground_caverns.pdf, Maio, 2009.
- [20] <http://www.liv.ac.uk/seismic/teaching/chapter13.pdf>, Maio, 2009
- [21] <http://www.rocscience.com/hoek/references/H1989a.pdf>, Maio, 2009
- [22] <http://www.rocscience.com/hoek/references/H1981.pdf>, Maio, 2009
- [23] <http://www.sbmashsystems.com/anchorman/pdfs/GATP12.pdf>, Junho, 2009
- [24] http://www.wtec.org/loyola/compce/03_08.htm, Junho, 2009
- [25] <http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/if99015.pdf>, Junho, 2009
- [26] <http://www.sbmashsystems.com/anchorman/pdfs/GATP12.pdf>, Junho, 2009
- [27] http://www.dywidag-systems.com/uploads/media/DSI-DYWIDAG_Geotechnics_Strand_Anchors_01.pdf, Junho, 2009

- [28] <ftp://imgs.ebuild.com/woc/C880668.pdf>, Junho, 2009
- [29] http://www.delftcluster.nl/website/files/Duurzaam_Beheer/Dr._B._Elsener.pdf, Junho, 2009
- [30] <http://www.dywidag-systems.com/references/details/article/ponte-europe-coimbra-portugal.html>, Junho, 2009
- [31] <http://www.dywidag-systems.com/uk/products/multi-stage-strand-anchors/overview.html>, Junho, 2009

ANEXOS

A.1 – DESCRIÇÃO DE ENSAIOS ¹

- **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 cilíndrico metálico, muito rígido, ao qual se fixa pelas extremidades, e é no interior deste cilindro que se situa o sistema eléctrico de medição.

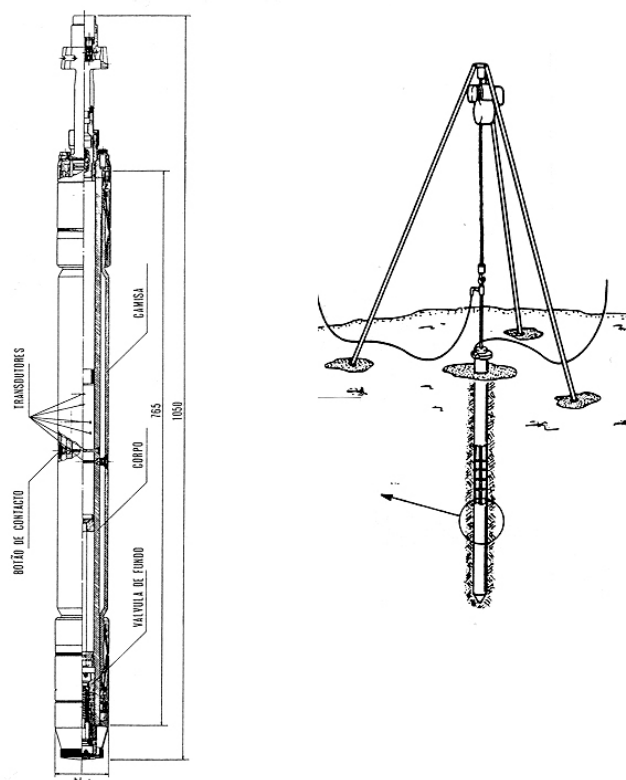


Fig. A.1 – Dilatómetro BHD desenvolvido pelo LNEC

¹ Este capítulo foi retirado na íntegra dos Apontamentos de Geologia da Engenharia da FEUP [7]

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 defórmetro 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:

1. 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;
2. 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;
3. Colagem à parede do furo de pequeno diâmetro do extensómetro tridimensional convenientemente orientado;
4. Leitura inicial dos extensómetros eléctricos contidos no STT;
5. 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);
6. Leitura final dos extensómetros contidos no STT;
7. Cálculo do estado de tensão com base na diferença de leituras referidas em 4 e 6.

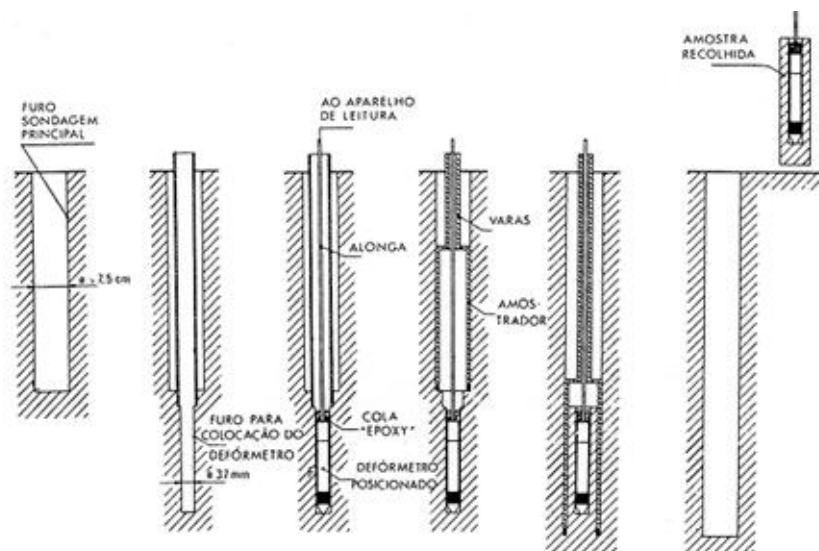


Fig. A.2 – Determinação do estado de tensão "in situ" pela técnica do defómetro tridimensional (STT)

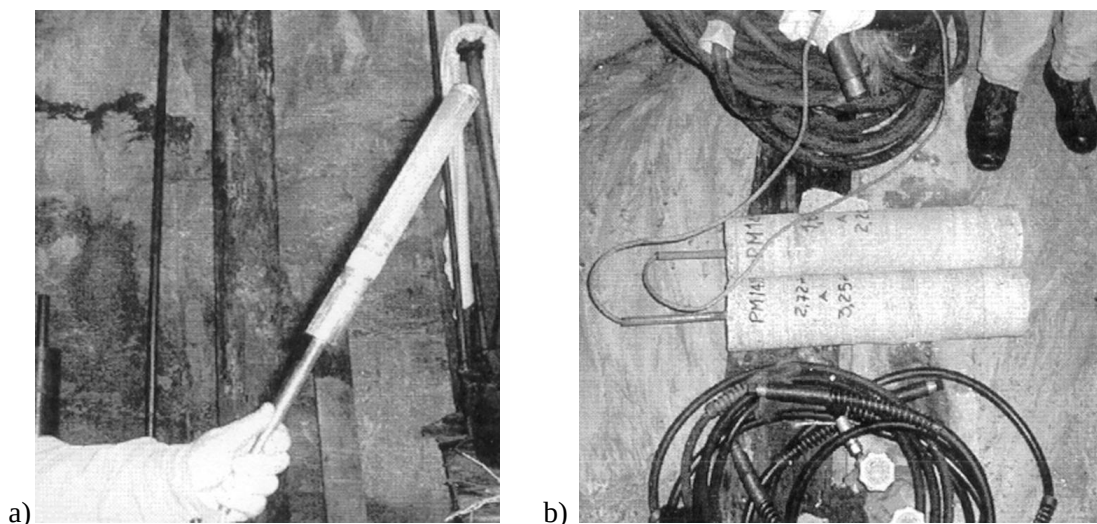


Fig. A.3 – Ensaio STT: a) defómetro antes de colocado no furo; b) exemplares após sobrecarotagem

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.

- **Ensaio SFJ**

A primeira das metodologias referida utiliza um macaco plano de pequena área (SFJ) e de pequena espessura, construído em chapa de aço ou cobre, que permite a aplicação de uma pressão uniforme nas paredes de um rasgo aberto no maciço rochoso por um disco de serra diamantado. Os rasgos podem ser abertos em paredes de túneis, de galerias ou de poços que previamente terão de ser escavados, o que constitui uma forte condicionante para a realização deste tipo de ensaio.

A técnica do método SFJ pode ser sucintamente descrita da seguinte forma:

1. Colocam-se numa superfície a estudar, depois de previamente aplanada, pares de bases de medida entre as quais se medem as distâncias;
2. Com serra de disco diamantado abre-se um rasgo entre as bases, libertando-se assim a tensão normal existente no plano do rasgo. Como consequência varia a distância entre as bases de medida;
3. Introduz-se um macaco plano de forma apropriada que preenche o rasgo e introduz-se óleo sob pressão no macaco, medindo-se a distância entre bases até que se obtenha a posição inicial;
4. A pressão introduzida no macaco para se obter o retorno à posição inicial é a tensão normal existente na faceta correspondente ao rasgo aberto.

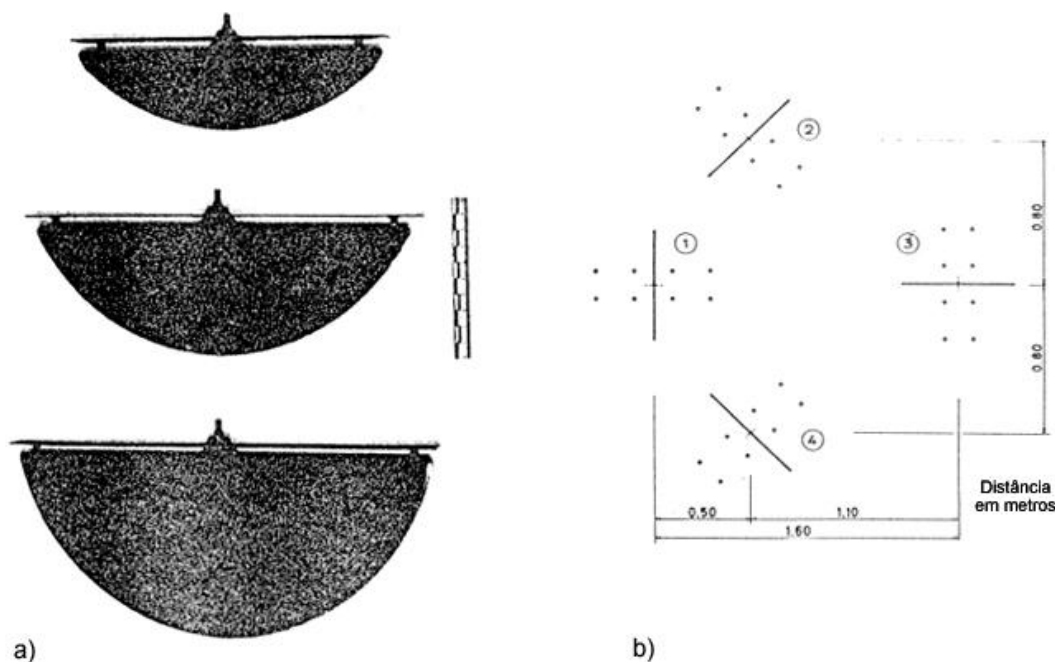


Fig. A.4 – Determinação do estado de tensão “in situ” com macacos planos de pequena área (SFJ): a) SFJ com diversas dimensões; b) esquema com roseta de rasgos e pontos de medição

A execução de três ensaios do tipo descrito com rasgos formando uma roseta permite a determinação do estado de tensão no ponto do plano em causa. Normalmente utilizam-se quatro rasgos em roseta a 45°, o que permite por meio do ensaio superabundante uma verificação dos resultados obtidos. Se o estudo do plano referido se repetir em mais dois planos com orientação diferente do primeiro poder-se-á determinar o estado de tensão completo no ponto considerado.

A.2 – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO ²

• 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.

² Este capítulo foi retirado e adaptado dos Apontamentos de Geologia da Engenharia da FEUP [7]

O valor numérico do índice Q apresenta um largo campo de variação, entre 10⁻³ e 10³, e é determinado pela expressão seguinte:

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

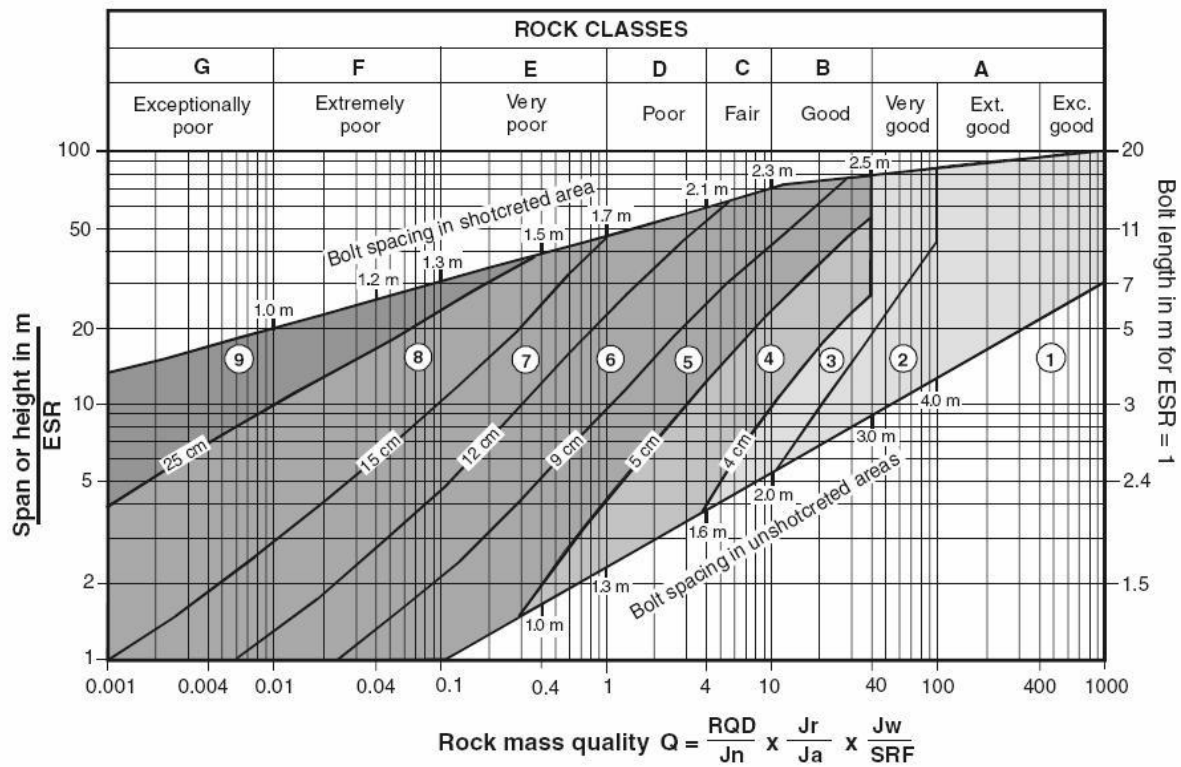
Os parâmetros da expressão de Barton têm o significado indicado nas Tabela 5.12 a Tabela 5.17.

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 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 da água, que tem um efeito adverso na resistência ao escorregamento das descontinuidades.

Refira-se que o sistema Q considera os 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 Figura 5.5 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.



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Unsupported 2) Spot bolting 3) Systematic bolting 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | <ul style="list-style-type: none"> 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting 9) Cast concrete lining |
|---|---|

Fig. A.5 – Classes de suporte definidas para o sistema Q (Grimstad e Barton, 1993)