

# Uso de Valores Médios e Valores Característicos em Escavações em Calcários

**ROBERTO LUÍS MIRANDA ALVES**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e Matos

---

Co-Orientador: Eng. Mário Durão

JUNHO DE 2013

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão

*"No meio da dificuldade encontra-se a oportunidade"*

*Albert Einstein*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao Prof. Doutor António Campos e Matos pela ajuda e orientação que deu no decorrer deste trabalho, disponibilizando todo o seu conhecimento e meios à disposição.

Ao Eng. Mário Durão, coorientador deste trabalho, por toda a ajuda, conhecimento transmitido e dedicação que tornou possível este trabalho.

A todos os funcionários da empresa GEG, que sempre se mostraram disponíveis para me ajudar e pelo bom ambiente de trabalho proporcionado.

A todos os meus amigos que sempre estiveram e estão comigo, que me incentivaram e ajudaram durante a realização deste trabalho, a eles o meu mais sincero obrigado.



## RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo o estudo da comparação do uso dos valores médios e valores característicos em escavações em calcários.

Quando se está na presença de um maciço fortemente heterogêneo, a obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade que caracterizam o terreno pode ser de difícil definição; uma possível solução passa por recorrer à análise estatística dos dados obtidos. Assim, é efetuado um tratamento estatístico dos valores da resistência à compressão uniaxial, para se obterem os parâmetros do terreno, tendo sido considerados valores médios e valores característicos, com a finalidade de estudar a diferença nos esforços atuantes sobre a estrutura.

No Eurocódigo 7 estão presentes os princípios e regras para o dimensionamento geotécnico e os fatores a serem considerados no projeto geotécnico; fatores esses aplicados através das abordagens de cálculo.

Em função das características do terreno e das condicionantes do local da obra, o método escolhido para a escavação foi o método “*top-down*”, ao abrigo de paredes moldadas.

Tendo presente as potencialidades do método dos elementos finitos, foi realizada a modelação da estação, onde se obteve os esforços nas paredes da estação para os diversos casos de estudo. Após a modelação, o trabalho passa para uma fase de análise dos esforços que atuam nas paredes moldadas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Valores Médios, Valores Característicos, Análise Estatística, Escavação, Top-Down, Eurocódigo 7, Método dos Elementos Finitos.



## **ABSTRACT**

The presente work aims to study the comparison of mean values and characteristic values in excavations in limestones.

When we are in the presence of a strongly heterogeneous rock masses, obtaining the strength and deformability parameters that characterize the ground can be difficult to define; a possible solution is to use statistical analysis of data. Thus, a statistical approach is made by values of the uniaxial compressive strength to obtain the ground parameters, having considered the characteristic values and mean values, in order to study the differences in acting forces on the structure.

Eurocode 7 presents the principles and rules for geotechnical and factors to be considered in geotechnical design and these factors are applied through design approaches.

Due the ground characteristics and constraints of the site, the chosen method for excavation was top-down method, under diaphragm walls.

Mindful the potential of finite element method, metro station model was performed, where the forces on the station walls were obtained. After modeling, the work moves to analyse and compare the forces in diaphragm walls.

**KEYWORDS:** Mean values, Characteristic Values, Excavation, Top-Down, Eurocode 7, Finite Element Model.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>1</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>3</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>5</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>19</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	19
1.2. OBJETIVOS.....	20
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	20
<b>2 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS</b> .....	<b>23</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	23
2.2. CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	23
2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI .....	23
2.2.2. CLASSIFICAÇÃO DE DEERE (RQD) .....	24
2.3. CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS .....	27
2.3.1. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE BARTON – Q (ÍNDICE DE QUALIDADE) .....	27
2.3.2. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI – RMR (“ <i>ROCK MASS RATING</i> ”) .....	34
2.4. ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA (GSI) .....	38
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	42
<b>3 CRITÉRIO DE CEDÊNCIA DE HOEK-BROWN</b> .....	<b>43</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	43
3.2. CRITÉRIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO.....	43
3.3. PROPRIEDADES DA ROCHA INTACTA .....	46
3.4. INFLUÊNCIA DO TAMANHO DA AMOSTRA .....	48
3.5. LIMITAÇÕES DO SISTEMA GSI, VARIABILIDADE NOS PARÂMETROS .....	49
<b>4 ANÁLISE DE VALORES DE CÁLCULO FORNECIDOS PELO EUROCÓDIGO 7</b> .....	<b>51</b>
4.1. INTRODUÇÃO .....	51
4.2. EUROCÓDIGO 7 .....	51
4.3. DIMENSIONAMENTO .....	52
4.3.1. A QUESTÃO DO VALOR CARACTERÍSTICO DE UMA PROPRIEDADE RESISTENTE DO TERRENO .....	52
4.3.2. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS.....	55

4.4. APLICAÇÃO DO EUROCÓDIGO 7 AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) .....	59
<b>5 CASO DE ESTUDO (MODELAÇÃO).....</b>	<b>61</b>
5.1. PROGRAMA COMERCIAL ROCLAB® .....	61
5.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	61
5.2.1. PROGRAMA COMERCIAL PLAXIS® .....	62
<b>5.3. MODELAÇÃO .....</b>	<b>64</b>
5.3.1. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DA SECÇÃO DE ESTUDO.....	64
5.3.2. ESTRUTURAS DE SUPORTE CONSIDERADAS .....	70
5.3.3. MÉTODO <i>TOP-DOWN</i> .....	71
5.3.4. VISUALIZAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO.....	73
5.3.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	76
<b>5.4. RESULTADOS .....</b>	<b>82</b>
5.4.1. MODELO 1 .....	82
5.4.2. MODELO 2 .....	86
<b>6 CONCLUSÃO.....</b>	<b>93</b>
6.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	93
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	95
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>99</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo do Cálculo do RQD .....	26
Figura 2 - Classes de suporte estimadas para o sistema de classificação Q.....	33
Figura 3 - Gráfico do Índice de Resistência Geológica .....	40
Figura 4 - Gráfico do Índice de Resistência Geológica para rochas sedimentares .....	41
Figura 5 - Envoltórios de rotura de Hoek-Brown em função das tensões principais (a) e da tensão normal e tangencial (b). (Adaptado de Vallejo et al., 2004) .....	45
Figura 6 - Transição entre a matriz rochosa e o maciço rochoso muito fraturado (Adaptada de Hoek et al.,1980).....	49
Figura 7 - Esquema da caracterização do terreno (adaptado de Bond and Harris, 2008) .....	53
Figura 8 - Curva de distribuição estatística .....	54
Figura 9 - Caracterização de parâmetros geotécnicos (adaptado de Bond and Harris, 2008).....	54
Figura 10 - - Elementos de 6 nós e 15 nós no software Plaxis e respetivos pontos de tensões.....	63
Figura 11 - Localização topográfica do Qatar (Google Earth).....	64
Figura 12 - Simsima Limestone.....	65
Figura 13 - Simsima Limestone.....	65
Figura 14 - Rus Formation.....	66
Figura 15 - Equipamento para a realização do ensaio à compressão uniaxial ( <a href="http://www.pdig.pt">http://www.pdig.pt</a> ) ....	67
Figura 16 - Exemplo do layout obtido no programa Roclab .....	69
Figura 17 - Corte transversal tipo da seção de estudo .....	70
Figura 18 - Etapas da construção de paredes moldadas.....	72
Figura 19 - Modelo de cálculo utilizado para a escavação .....	74
Figura 20 - Malha de elementos finitos e condições fronteira.....	75
Figura 21 - Fase inicial da escavação .....	77
Figura 22 - Fase 2 .....	77
Figura 23 - Fase 3 .....	78
Figura 24 - Fase 4 .....	78
Figura 25 - Fase 5 .....	79
Figura 26 - Fase 6 .....	79
Figura 27 - Estrutura completa .....	80

Figura 28 - Campo de fluxo na fase final da escavação .....	81
Figura 29 - Deslocamentos horizontais Caso 2 .....	82
Figura 30 - Deslocamentos horizontais Caso 1 .....	83
Figura 31 - Diagramas das envolventes de esforços na parede moldada para os Casos 1 e 2 .....	83
Figura 32 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas.....	84
Figura 33 - Diagramas das envolventes de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 1 .....	84
Figura 34 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 1 .....	85
Figura 35 - Diagramas das envolventes de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 2 .....	85
Figura 36 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 2 .....	86
Figura 37 - Deslocamentos horizontais do terreno Caso 1.....	87
Figura 38 - Deslocamentos horizontais do terreno Caso 2.....	87
Figura 39 - Deslocamentos horizontais registados na parede moldada.....	88
Figura 40 - Diagramas envolventes de esforços nas paredes moldadas para os Casos 1 e 2 .....	89
Figura 41 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para os Casos 1 e 2.....	89
Figura 42 - Diagramas das envolventes de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 1 .....	90
Figura 43 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 1 .....	90
Figura 44 - Diagramas das envolventes de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 2 .....	91
Figura 45 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 2 .....	91



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Graus de Alteração de Maciços Rochosos.....	25
Quadro 2 - Graus de Fraturação de um Maciço Rochoso .....	25
Quadro 3 - Classificação RQD de Maciços Rochosos.....	26
Quadro 4 - RQD - Designação da Qualidade da Rocha - Q1 .....	28
Quadro 5 - Jn - Índice das Famílias de Diáclases - Q2 .....	28
Quadro 6 - Jr - Índice de Rugosidade das Diáclases - Q3 .....	29
Quadro 7 - Ja- Grau de Alteração das Descontinuidades - Q4 .....	30
Quadro 8 - Jw - Índice das Condições Hidrogeológicas - Q5.....	31
Quadro 9 - SRF - Fator de Redução de Tensões - Q6.....	32
Quadro 10 - Índice de Segurança ESR para Obras Subterrâneas.....	34
Quadro 11 - Resistência à Compressão Uniaxial da Rocha Intacta.....	35
Quadro 12 - RQD .....	35
Quadro 13 - Espaçamento das Descontinuidades.....	36
Quadro 14 - Condição das Descontinuidades - Opção a) .....	36
Quadro 15 - Condição das Descontinuidades - Opção b) .....	37
Quadro 16 - Influência da Água .....	37
Quadro 17 - Orientação das Descontinuidades.....	37
Quadro 18 - Orientação das Descontinuidades.....	38
Quadro 19 - Classificação RMR.....	38
Quadro 20 - Valores da constante mi para a matriz rochosa (Hoek e Brown, 1997) .....	45
Quadro 21 – Quadro rácio MR.....	47
Quadro 22 - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações.....	57
Quadro 23 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo.....	57
Quadro 24 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para as estruturas de suporte....	58
Quadro 25 - Quadro síntese da análise estatística da resistência à compressão uniaxial considerando a distribuição normal .....	68
Quadro 26 - Dados introduzidos no programa Roclab .....	69
Quadro 27 - Parâmetros do terreno obtidos no programa Roclab.....	70

Quadro 28 - Rigidez axial e à flexão das paredes moldadas.....	71
Quadro 29 - Rigidez axial das escoras e comprimento equivalente .....	71
Quadro 30 - Parâmetros de resistência do terreno para os dois modelos.....	74
Quadro 31 - Faseamento construtivo considerado no Modelo 1 .....	80
Quadro 32 - Faseamento da escavação no programa Plaxis .....	81

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas

A – Área da seção inicial, transversal à aplicação da força

a – Constante do método de Hoek-Brown

$C_d$  – Valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização

$c'$  – Coesão em tensões efetivas

E – Módulo de Elasticidade

EA- Rigidez axial

EI – Rigidez à flexão

$E_d$  – Valor de cálculo do efeito das ações

$E_i$  – Módulo de deformabilidade intacto (Roclab)

$E_{rm}$  – Módulo de deformabilidade (Roclab)

$E_{ur}$  – Módulo de elasticidade descarga-carga

$E_0$  – Módulo de elasticidade perfeita

F – Força aplicada na rotura

$F_d$  – Valor de cálculo de uma ação

$F_k$  – Valor característico de uma ação

$F_{rep}$  – Valor representativo de uma ação

$G_{dst,d}$  – Valor de cálculo das ações permanentes destabilizantes na verificação relativa ao levantamento global

$G_{stb,d}$  – Valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes na verificação relativa ao levantamento global

H – Profundidade do estrato (em metros)

Ja – Grau de alteração das discontinuidades

$J_n$  - Índice das famílias de diáclases

$J_r$  – Índice de rugosidade das diáclases

$J_v$  – Índice volumétrico

$J_w$  – Índice das condições hidrogeológicas

$K_0$  – Coeficiente de impulso em repouso

m – Constante de Hoek-Brown para maciços rochosos

$m_b$  – Constante de massa de Hoek-Brown para maciços rochosos

$m_i$  – Constante da rocha intacta de Hoek-Brown

Q – Índice de qualidade

$Q_{dst,d}$  – Valor de cálculo das ações variáveis verticais destabilizantes na verificação relativa ao levantamento global

$R_d$  – Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação

s – Constante do método de Hoek-Brown

$X_d$  – Valor de cálculo de uma propriedade de um material

$X_k$  – Valor característico de uma propriedade de um material

Letras Gregas

$\gamma_c$  – Coeficiente parcial para a coesão em tensões efetivas

$\gamma_{cu}$  – Coeficiente parcial para a resistência não drenada

$\gamma_E$  – Coeficiente parcial para o efeito de uma ação

$\gamma_F$  – Coeficiente parcial para uma ação

$\gamma_G$  – Coeficiente parcial para uma ação permanente

$\gamma_M$  – Coeficiente parcial para um parâmetro do solo (propriedade de um material), tendo também em conta incertezas inerentes aos modelos

$\gamma_Q$  – Coeficiente parcial para uma ação variável

$\gamma_{qu}$  – Coeficiente parcial para a resistência à compressão uniaxial

$\gamma_R$  – Coeficiente parcial para uma capacidade resistente

$\gamma_{R,e}$  – Coeficiente parcial para a capacidade resistente passiva de terras

$\gamma_{R,h}$  – Coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente ao deslizamento

$\gamma_{R,v}$  – Coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente do terreno ao carregamento

$\gamma_s$  – Coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral de uma estaca

$\gamma_{S,d}$  – Coeficiente parcial para as incertezas na modelação dos efeitos das ações

$\gamma_{\varphi'}$  – Coeficiente parcial para o ângulo de atrito interno ( $\text{tg } \varphi'$ )

$\gamma_\gamma$  – Coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$\sigma_c$  – Resistência à compressão uniaxial

$\sigma_{cd}$  – Resistência à compressão

$\sigma_{ci}$  – Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

$\sigma'_f$  – Tensão normal na faceta onde ocorre a rotura

$\sigma'_{h0}$  – Tensão horizontal efetiva de repouso

$\sigma'_{v0}$  – Tensão vertical efetiva de repouso

$\sigma'_1$  – Máxima tensão efetiva principal de cedência

$\sigma'_3$  – Mínima tensão efetiva principal de cedência

$\sigma_{50}$  – Resistência à compressão uniaxial de uma amostra de 50 mm

$\Psi$  – Ângulo de dilatância

T – Tensão tangencial

$T_f$  – Tensão tangencial na faceta onde ocorre a rotura

#### Abreviaturas

ELU – Estados limites últimos

ESR – “Excavation Support Ratio”

GEO – Limite de rotura do terreno

GSI – Índice de Resistência Geológica

MEF – Método dos elementos finitos

OCR – Razão de sobreconsolidação

PLT – “Point Load Test”

RMR – “Rock Mass Rating”

RQD – “Rock Quality Designation”

SLS – Estados limites de utilização

SRF – Fator de redução de tensões

STR – Limite de rotura estrutural

UCS – resistência à compressão uniaxial

UPL – Estado limite de levantamento global



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização do espaço subterrâneo desempenha, no desenvolvimento das cidades atuais, um papel de grande importância, dado que os espaços são alvo de uma ocupação cada vez mais intensiva. Assim, para a concretização de uma rede de transportes públicos moderna e eficiente, nomeadamente com a implantação de uma rede de metro, o uso do subsolo tem-se tornado nos últimos anos a opção escolhida.

A realização de grandes escavações tem conhecido um notável desenvolvimento nos últimos anos, pois fatores como a saturação do tráfego, a valorização dos terrenos e a limitação da altura das construções têm vindo a determinar a necessidade de um aproveitamento intensivo do espaço subterrâneo.

Atualmente grande parte das escavações são realizadas ao abrigo de paredes moldadas ou paredes de estacas de betão armado que constituem além da estrutura provisória que permite a realização da escavação, parte ou a totalidade da estrutura definitiva.

No caso de estudo desta dissertação, que consistiu numa estação de metro situada no Qatar, a estrutura de contenção utilizada foi por paredes moldadas, tendo sido o método “*top-down*” o escolhido para a realização da escavação.

O dimensionamento de paredes moldadas e os sistemas de suporte requerem a consideração da interação solo-estrutura. O uso da análise recorrendo ao método de elementos finitos é comum nos dias de hoje, existindo vários softwares comerciais disponíveis para o projetista, tendo sido utilizado, nesta dissertação, o programa comercial PLAXIS®.

Com o grande desenvolvimento dos meios tecnológicos e dos avanços que se têm verificado em Engenharia Civil, cada vez mais, as escavações são realizadas em zonas em que os maciços são menos resistentes, tornando-se de grande importância a caracterização dos maciços, nomeadamente a caracterização dos parâmetros de resistência do terreno. Contudo, a obtenção dos parâmetros de resistência do maciço nem sempre é fácil, quer seja pela dificuldade em realizar os ensaios adequados, devido à fraca qualidade das amostras obtidas ou resultado da forte heterogeneidade dos maciços. Nos dias de hoje, existem programas de análise numérica, como por exemplo o programa Roclab, que permitem a obtenção de estimativas das propriedades de resistência e deformabilidade do maciço, a partir dos dados da rocha intacta.

Na escolha dos valores a adotar para a caracterização do maciço, e sobretudo quando se está na presença de maciços fortemente heterogêneos, obtêm-se nos ensaios um grande número de dados com uma gama alargada de valores, tornando por vezes complexa a escolha de um valor que caracterize o terreno. Uma possível solução para a seleção desse valor passa pela utilização de métodos estatísticos,

isto é, através do tratamento estatístico dos dados dos ensaios, obtêm-se os valores a considerar para os parâmetros de resistência do maciço.

A caracterização do maciço corresponde assim ao processo de deduzir os valores adequados para parâmetros geotécnicos a partir dos resultados de testes de laboratório ou de campo. Em última instância, estes valores serão utilizados em cálculos de projeto, após a aplicação de coeficientes parciais apropriados para atender a incertezas nos dados, coeficientes esses que se encontram no Eurocódigo 7, bem como as metodologias de cálculo.

O método de dimensionamento do Eurocódigo 7 baseia-se no método do estado limite, isto é, a verificação de que a ocorrência de todos os estados limites últimos (ELU) e de utilização (SLS) é suficientemente improvável. Os ELU são verificados usando cálculos que envolvem a aplicação de coeficientes parciais, coeficientes esses que são acomodados em três abordagens de cálculo, que por sua vez se dividem em duas combinações possíveis.

## **1.2. OBJETIVOS**

No presente trabalho, o grande objetivo consiste na modelação e análise do comportamento da estrutura de uma estação de metro, comparando os esforços atuantes nas paredes moldadas, quando se faz variar o valor da resistência à compressão uniaxial (UCS), valores esses que foram obtidos recorrendo ao tratamento estatístico dos dados dos ensaios à compressão uniaxial. Assim, consideraram-se dois casos, o valor médio da resistência à compressão uniaxial (Caso1) e o valor característico da resistência à compressão uniaxial (Caso2), que consiste na seleção do valor médio de valores dos parâmetros geotécnicos com um nível de confiança de 95%, com a finalidade de observar as diferenças nos esforços nas paredes consoante o valor utilizado.

Foram ainda alvo de comparação, as duas combinações (Combinação 1 e Combinação 2) da Abordagem de Cálculo 1, presente no Eurocódigo 7, com vista a analisar as diferenças que se obtêm da utilização de uma ou outra combinação e de qual é mais condicionante em termos de dimensionamento.

Serão ainda abordadas algumas questões que têm sido tema de debate por parte da comunidade Geotécnica, como por exemplo a validade da caracterização do terreno atribuindo um só valor a toda a extensão do maciço, a contribuição da resistência da rocha intacta para a caracterização do maciço. Também a dificuldade em aplicar as bases do dimensionamento do Eurocódigo 7 ao método dos elementos finitos vai ser tema deste trabalho, pois cada vez mais se recorre aos métodos numéricos para o dimensionamento de estruturas geotécnicas, não sendo ainda claro a forma correta de se efetuar o dimensionamento pelo Eurocódigo 7 utilizando o método dos elementos finitos.

## **1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE**

Este trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos.

No presente Capítulo é efetuado um enquadramento geral do trabalho e é feita uma breve descrição do conteúdo dos vários capítulos.

No Capítulo 2 é feita uma revisão das várias classificações geológicas e geotécnicas de maciços rochosos, que habitualmente são utilizados, inclusive por vezes em simultâneo.

O Capítulo 3 aborda o critério de cedência de Hoek- Brown, onde se apresentam as bases do critério, o sistema GSI e as suas limitações.

No Capítulo 4 é feita uma apreciação do Eurocódigo 7, focando os princípios em que se baseia, bem como as regras de aplicação e métodos de dimensionamento.

No Capítulo 5 faz-se uma breve descrição do projeto. Nele se descrevem as características gerais da escavação nomeadamente a localização, geometria, condições geológicas e faseamento construtivo adotado. É neste capítulo que se estimam os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço e faz-se uma apresentação do método dos elementos finitos (MEF) utilizado neste trabalho. São também apresentados os resultados das modelações efetuadas.

Por último, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.



# 2

## CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

### 2.1. INTRODUÇÃO

No dimensionamento de uma obra subterrânea, a classificação dos maciços é o ponto de partida para o desenvolvimento do projeto, pois todo o processo de dimensionamento é influenciado pelas características do terreno. Esta classificação pretende definir os parâmetros que caracterizam os maciços rochosos, permitindo aos projetistas adotar soluções construtivas de acordo com as características dos maciços rochosos, e assim reduzir os potenciais riscos de ocorrência de acidentes durante a construção e vida útil da obra.

### 2.2. CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

Quando se pretende fazer o estudo de uma dada formação rochosa, com vista a fornecer informações para a realização de uma obra subterrânea, é frequente iniciá-lo por uma classificação geológica, que embora não seja absoluta para fins de engenharia, é bastante útil, pois permite a obtenção rápida de informação implícita na classificação.

Para além da designação litológica das formações, ao realizar-se a classificação dos terrenos, apresenta-se por norma uma descrição da qualidade do material constituinte em termos do seu estado de alteração e de fracturação e também de outras condições locais, como por exemplo as hidrológicas. No entanto, é de referir que estas informações são em parte subjetivas, uma vez que sendo esta baseada na observação, dependem da opinião do observador.

#### 2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI

O primeiro autor a publicar sobre a classificação de maciços rochosos para o projeto de estruturas de suporte de túneis data do ano de 1946, e foi proposto por *Terzaghi*.

Embora não seja um método adequado para os métodos modernos de suporte, a classificação de Terzaghi introduz alguns conceitos de condições da rocha nos quais são descritas, de forma clara e concisa, as características que controlam o comportamento de maciços rochosos.

Assim, apresenta-se uma descrição, nas características dos maciços de comportamento dominante, sobretudo em situações onde a principal ação é resultado do efeito da gravidade. [1]

- **Rocha intacta** não contém diáclases nem fendas. Se romper ou quebrar, quebra ao longo de rocha sólida. Ao avaliar danos devido a explosões, lascas ou pedaços podem cair do teto várias horas ou dias após a explosão;

- **Rocha estratificada** consiste na particularização de estratos de pouca ou nenhuma resistência contra a separação ao longo dos limites entre estratos. Os estratos podem ou não estar ou ser enfraquecidos por diáclases transversais. Neste tipo de rocha, a ocorrência de lascas é frequente;
- **Rocha moderadamente desmanchada ou repartida** contém diáclases e fissuras mas os blocos entre as diáclases estão desenvolvidos juntos ou estão interligados para que as paredes laterais não necessitem de estrutura de suporte. Tanto a ocorrência de lascas como o “*popping*” podem ser encontrados;
- **Rocha em blocos e imperfeita** consiste em rocha quimicamente intacta ou em fragmentos quase quimicamente intactos que são separáveis na totalidade uns dos outros e interligados de forma imperfeita. Nestes casos, as paredes laterais precisam de estrutura de suporte;
- **Rocha britada** mas quimicamente intacta tem aspetos de elementos de brita. Se a maioria dos fragmentos são pequenos como grãos de areia e a cimentação já ocorreu, as rochas esmagadas abaixo do nível freático exibem propriedades de areia aquífera;
- **Rocha esmagada** avança lentamente para o túnel sem a percepção de aumento de volume. Um pré-requisito para este tipo de rocha é uma elevada percentagem de partículas microscópicas de mica e argila com fraca capacidade de expansão;
- **Rocha expansiva** avança para o túnel principalmente com grande expansão. A expansibilidade está limitada às rochas que contêm argila fortemente expansível.

#### 2.2.2. CLASSIFICAÇÃO DE DEERE (RQD)

Como já foi referido anteriormente, as características de qualidade de maciços rochosos são principalmente consequência do seu estado de alteração e de fracturação.

O estado de alteração é habitualmente indicado considerando a sua descrição baseada em métodos expeditos de observação, e divide-se, geralmente, em graus de alteração, de modo a pormenorizar a informação observada. Regra geral consideram-se cinco graus de alteração dos maciços rochosos conforme está esquematizado no Quadro 1 [2].

Quadro 1 - Graus de Alteração de Maciços Rochosos

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

Quando se efetuam sondagens com recuperação contínua de amostra é habitualmente medida a percentagem de recuperação que resulta das operações de furação. Esta percentagem é obtida multiplicando por cem o quociente entre a soma dos comprimentos de todos os tarolos obtidos e o comprimento do trecho furado. Ainda que não exista nenhuma tabela de classificação de rochas baseada neste indicador, é sabido que para percentagens superiores a 80% o maciço é pouco alterado, logo de boa qualidade, e quando as percentagens são inferiores a 50% o maciço diz-se muito alterado, logo de fraca qualidade. Tal como o estado de alteração do maciço, o estado de fracturação de um maciço rochoso, que avalia o espaçamento entre diáclases, encontra-se dividido em graus de classificação, que se apresenta no Quadro 2. [2]

Quadro 2 - Graus de Fracturação de um Maciço Rochoso

Classificação	Intervalo entre Fracturas (cm)	Descrição
F1	> 200	Muito afastadas
F2	60 – 200	Afastadas
F3	20 – 60	Medianamente afastadas
F4	6 – 20	Próximas
F5	< 6	Muito próximas

Tendo por base estes dois estados, alteração e fracturação, em 1967, *Deere* desenvolveu um sistema de classificação baseado num índice para estimar uma quantificação da qualidade dos maciços rochosos, a partir das sondagens com recuperação contínua de amostra, o RQD (“Rock Quality Designation”). Este índice define-se como sendo a percentagem de material intacto com mais de 10 centímetros de comprimento no total da amostra. A sua determinação deve ser efetuada em sondagens com diâmetro superior a 55 milímetros e realizadas com amostradores de parede dupla ou tripla.

São apresentados no Quadro 3 os valores da classificação RQD e a respetiva qualidade do maciço. Na Figura 1 encontra-se um exemplo de cálculo do RQD, no caso de uma amostra com 2 metros contendo algumas fraturas. [2]

Quadro 3 - Classificação RQD de Maciços Rochosos

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

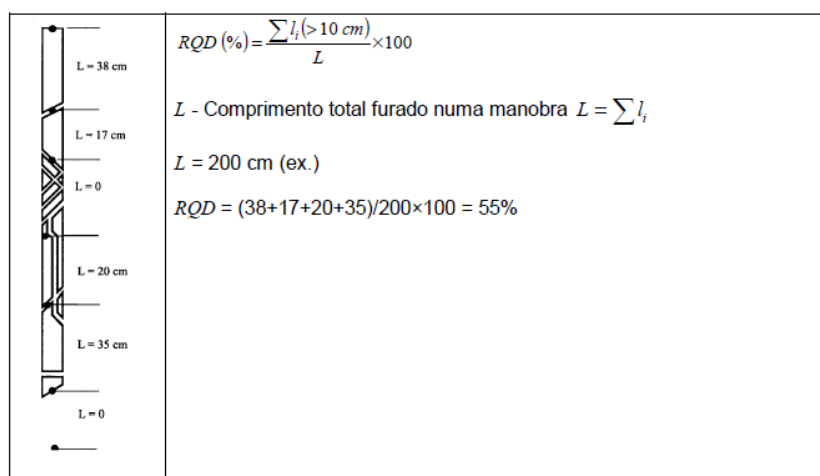


Figura 1 - Exemplo do Cálculo do RQD

Caso não exista a possibilidade de obter a recolha de amostras por sondagem mas existem descontinuidades visíveis no maciço ou em escavações, poder-se-á estimar o RQD recorrendo à relação proposta por *Palmström*, em 1982, através do índice volumétrico,  $J_v$ , que consiste no somatório do número de descontinuidades por unidade de comprimento. Assim o RQD pode ser obtido através da expressão (1).

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v \quad (1)$$

De salientar que embora o índice RQD seja um parâmetro útil para a classificação de maciços rochosos “*in situ*”, este é limitado, uma vez que ao realizarem-se sondagens pode frequentemente

ocorrer fracturação do material devido ao processo de sondagem ou devido à descompressão do material ao ser retirado do maciço, o que torna importante distinguir quais as fraturas já existentes no maciço e quais as que resultam da extração do material.

## 2.3. CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

### 2.3.1. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE BARTON – Q (ÍNDICE DE QUALIDADE)

Baseando na avaliação de um grande número de escavações subterrâneas, em 1974, *Barton* et al. apresentou uma proposta de uma classificação de maciços rochosos que tem por base um índice de qualidade *Q*, sustentado na análise de 6 fatores considerados importantes na caracterização do comportamento dos maciços rochosos. Este método ficou conhecido como a Classificação de Barton [1].

O valor do índice *Q* apresenta uma variação entre  $10^{-3}$  e  $10^3$  e é definido pela expressão (2).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2)$$

Os três quocientes que constituem a expressão (2) correspondem a três aspetos do maciço rochoso:

- O primeiro quociente,  $RQD/J_n$  caracteriza a estrutura do maciço e define a medida do bloco unitário. Este valor pode variar entre 0,5 e 200 e dá uma ideia geral do tamanho dos blocos.
- O quociente  $J_r/J_a$  descreve as descontinuidades e o seu enchimento segundo a rugosidade e o grau de alteração. É um quociente crescente com o aumento da rugosidade e decrescente com o grau de alteração das paredes em contacto direto, situações em correspondência com o aumento da resistência ao corte. Também diminui quando as descontinuidades estão preenchidas com argila ou abertas;
- O fator  $SRF$  caracteriza a tensão no maciço rochoso em profundidade ou as tensões originadas pela expansibilidade em formações incompetentes de comportamento plástico. A sua análise é feita a partir da ocorrência de zonas de deslizamento, de alteração localizada ou pela evidência de libertação de tensões. Por sua vez,  $J_w$  é a medida da pressão de água que contraria o efeito na resistência ao escorregamento das descontinuidades. Este quociente representa o estado de tensão no maciço rochoso;

O significado dos parâmetros que fazem parte da expressão de Barton é apresentado nos Quadros 4 a 9.

Quadro 4 - RQD - Designação da Qualidade da Rocha - Q1

	Descrição	RQD	Notas
A	Muito mau	0 - 25	Quando RQD for <10 (incluindo 0) considera-se um valor nominal de 10 no cálculo de Q
B	Mau	25 - 50	
C	Médio	50 - 75	
D	Bom	75 - 90	Intervalos de 5 no RQD têm precisão suficiente (100, 95, 90)
E	Muito bom	90 - 100	

Quadro 5 - Jn - Índice das Famílias de Diáclases - Q2

	Descrição	Jn	Notas
A	Nenhuma ou poucas descontinuidades	0,5 - 1,0	Nas interseções utilizar 3 x Jn
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 de descontinuidades esparsas	12	Nas embocaduras utilizar 2 x Jn
H	Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciços muito fraturados	15	
I	Rocha esmagada, tipo terroso	20	

Quadro 6 - Jr - Índice de Rugosidade das Diáclases - Q3

Descrição		Jr	Notas
a) Contato entre as paredes de rocha das discontinuidades b) Contato entre as paredes de rocha antes de 10 cm de escorregamento			1. As descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão
A	Juntas descontínuas	4	
B	Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas	3	2. Adicionar 1,0 se o espaçamento médio da família de discontinuidades mais relevante for maior que 3m.
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	3. Jr igual a 0,5 pode ser usado para discontinuidades polidas e planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direção de menor resistência
c) Não há contato entre as paredes de rocha no escorregamento			
H	Zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contato entre as paredes	1,0	
I	Zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contato entre as paredes	1,0	

Quadro 7 - Ja- Grau de Alteração das Descontinuidades - Q4

	Descrição	Jr	$\phi$ (°)
a) Contato entre as paredes de rocha das descontinuidades			
A	Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis	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, outras, e pequenas quantidades de argilas expansivas	4,0	8 - 16
b) Contato entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento			
F	Paredes com partículas de areia e rocha desintegrada	4,0	25 - 30
G	Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5mm)	6,0	16 - 24
H	Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5mm)	8,0	12 - 16
I	Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite; o valor de Já depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água	8 - 12	6 - 12
c) Não há contato 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 de material argiloso)	6,8 ou 8 - 12	6 - 24
K	Zonas ou bandas siltosas ou areno-argilosas, com pequena fração de argila	5,0	---
L	Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições de material argiloso)	10, 13, 13 - 20	6 - 24

Quadro 8 - Jw - Índice das Condições Hidrogeológicas - Q5

	Descrição	Jw	Pressão da água (MPa)	Notas
A	Escavações secas ou caudal afluído pequeno, < 5 l/min localmente	1,0	< 0,1	Os fatores nos casos C e F são estimados para condições naturais; o parâmetro Jw deverá ser aumentado caso sejam efetuadas drenagens
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 excecionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0,2 - 0,1	> 1	
F	Caudal excecionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0,1 - 0,05	> 1	

Quadro 9 - SRF - Fator de Redução de Tensões - Q6

Descrição		SRF	Notas	
a) Zonas de fraqueza intercetando 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 atravessar	
A	Zonas de fraqueza frequente, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; rocha envolvente muito solta (qualquer profundidade)	10		
B	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades de escavação inferiores a 50 m)	5,0	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 fraturados e sem argila.	
C	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades de escavação superiores a 50 m)	2,5		
D	Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente comprimida (todas as profundidades)	7,5		
E	Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades de escavação inferiores a 50 m)	5,0		
F	Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidades de escavação superiores a 50 m)	2,5		
G	Juntas abertas, rocha muito fraturada e descomprimida (todas a profundidades)	5,0		
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha			$\sigma_c / \sigma_1$	$\sigma_t / \sigma_1$
H	Tensões baixas, próximo da superfície	2,5	> 200	> 13
I	Tensões médias	1	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 das 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: a atividade química expansiva devida à presença de água

O	Pressão de expansão moderada	5 - 10
P	Pressão de expansão elevada	10 - 15

A partir da classificação de Barton, existem sugestões para o tipo de estruturas de suporte a instalar para assegurar a estabilização dos maciços rochosos envolvidos nas obras subterrâneas. A Figura 2 mostra um gráfico que estima o tipo de suporte necessário, função do quociente entre o vão, diâmetro ou altura de escavação e um indicador de segurança definido em função do tipo de obra, ESR (“Excavation Support Ratio”), cujas características estão apresentadas no Quadro 10.

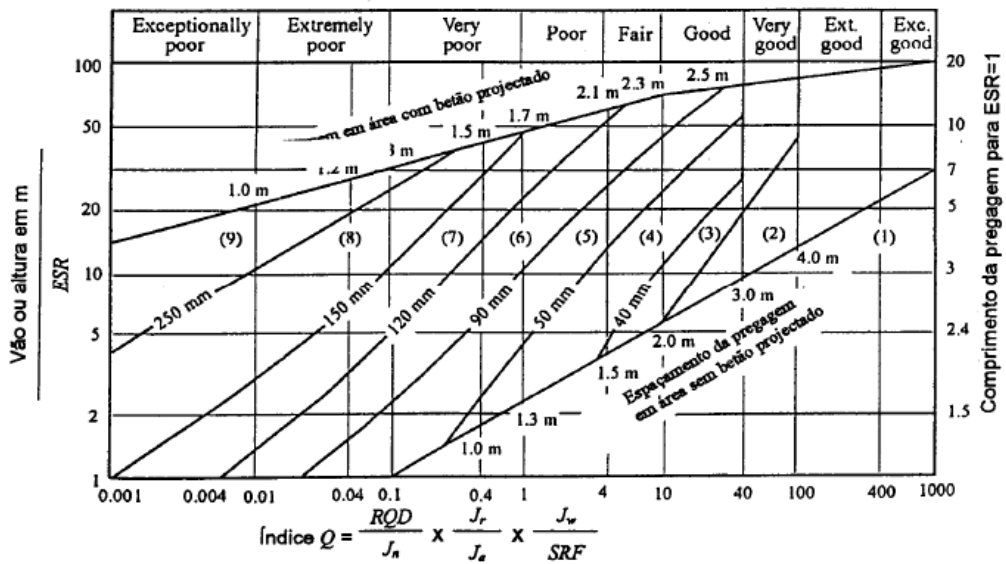


Figura 2 - Classes de suporte estimadas para o sistema de classificação Q

Quadro 10 - Índice de Segurança ESR para Obras Subterrâneas

Classe	Tipo de escavação	ESR
A	Cavidades minerais temporárias	3 - 5
B	Poços verticais de seção circular	2,5
	Poços verticais de seção quadrada ou retangular	2,0
C	Cavidades minerais definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (exceto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6
D	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodoferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1,3
E	Centrais subterrâneas, túneis rodoferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1,0
F	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminho-de-ferro, fábricas	0,8

### 2.3.2. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI – RMR (“*ROCK MASS RATING*”)

Bieniawski, baseando-se em dados recolhidos ao longo da sua experiência em obras subterrâneas, publicou em 1976, a sua classificação de maciços rochosos, o sistema RMR (“*Rock Mass Rating*”), hoje em dia muito utilizada e divulgada, tendo vindo a ser refinada à medida que aumenta a experiência da utilização deste método em obras.

Esta classificação baseia-se na atribuição de diferentes pesos a parâmetros que o autor considerou serem mais importantes e significativos no comportamento dos maciços. Assim, o índice RMR é o somatório dos diversos pesos atribuídos aos respetivos parâmetros [1].

Os parâmetros considerados por Bieniawski são os seguintes:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- RQD (“*Rock Quality Designation*”);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Influência da água;
- Orientação das descontinuidades.

Para a utilização desta classificação é necessário a divisão do maciço rochoso em várias regiões estruturais, ou zonas, para serem classificadas separadamente. Cada zona tem particularidades diferentes das vizinhas, daí a necessidade de efetuar o zonamento.

Nos Quadros 11 a 17 são apresentadas as diversas características e pesos a utilizar nos seis parâmetros que integram a classificação.

O Quadro 18 mostra a classificação do maciço rochoso com base no RMR, dadas estimativas quanto à coesão e ângulo de atrito do maciço rochoso e também indicações dos períodos de tempo em que os suportes de sustentação da escavação deverão ser colocados, sob o risco de ocorrer a rotura da abertura.

Quadro 11 - Resistência à Compressão Uniaxial da Rocha Intacta

Carga Pontual (Mpa)	Compressão uniaxial (MPa)	Peso
Ver compressão uniaxial	<1	0
Ver compressão uniaxial	1 - 5	1
Ver compressão uniaxial	5 - 25	2
1 - 2	25 - 50	4
2 - 4	50 - 100	7,0
4 - 10	100 - 250	12,0
>10	>250	15

Quadro 12 - RQD

RQD (%)	Peso
< 25	3
25 - 50	8
50 - 75	13
75 - 90	17
90 - 100	20

Quadro 13 - Espaçamento das Descontinuidades

Espaçamento	Peso
< 60 mm	5
60 - 200 mm	8
200 - 600 mm	10
0,6 - 2,0 m	15
> 2,0 m	20

Quadro 14 - Condição das Descontinuidades - Opção a)

Comprimento da descontinuidade (m)	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
Peso	6	4	2	1	0
Separação / abertura (mm)	Nenhuma	< 0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 5,0	> 5,0
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

Quadro 15 - Condição das Descontinuidades - Opção b)

Condição	Peso
Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm	0
Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1 - 5 mm	10
Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas	20
Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes ligeiramente alteradas	25
Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes rocha não alteradas	30

Quadro 16 - Influência da Água

Caudal por 10 m de comprimento de túnel	Relação pressão da água versus tensão principal máxima	Condições gerais	Peso
> 125 l/min	> 0,5	Entrada de água	0
25 - 125 l/min	0,2 - 0,5	Escorrimentos	4
10 - 25 l/min	0,1 - 0,2	Húmido	7
< 10 l/min	< 0,1	Água intersticial	10
nenhum	0	Completamente seco	15

Quadro 17 - Orientação das Descontinuidades

Elementos de apoio à determinação de pesos						
Direção perpendicular ao eixo do túnel				Direção paralela ao eixo do túnel		Inclinação
Abertura do túnel no sentido da inclinação	Abertura do túnel no sentido inverso da inclinação					
Inclinação	Inclinação		Inclinação	Inclinação		
45 - 90°	20 - 45°	45 - 90°	20 - 45°	45 - 90°	20 - 45°	0 - 20°
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável

Quadro 18 - Orientação das Descontinuidades

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

Quadro 19 - Classificação RMR

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

## 2.4. ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA (GSI)

Em 1994, Hoek introduziu o Índice de Resistência Geológica (GSI) que consiste num sistema para estimar a resistência de um maciço rochoso, sujeito a diferentes condições geológicas.

A resistência de um maciço rochoso depende das propriedades das partes de rocha intacta e da liberdade dessas partes deslizarem e rodarem sob diferentes estados de tensão. Esta liberdade é controlada pela forma geométrica das partes de rocha intacta assim como da condição das superfícies das descontinuidades. Uma parte de rocha angular com superfícies de descontinuidades limpas e rugosas vai ser mais resistente do que uma parte da rocha com características mais arredondadas e com a superfície das descontinuidades preenchidas por material fraco e alterado [6].

O Índice de Resistência Geológica (GSI), introduzido por Hoek e mais tarde por Hoek, Kaiser e Bawden, fornece um número que, quando combinado com as propriedades da rocha intacta, pode ser usado na estimativa da redução da resistência da massa rochosa para diferentes condições geológicas. Este sistema representa-se sob a forma de gráfico e apresenta-se na Figura 7 para maciços rochosos fraturados, e na Figura 8 para maciços rochosos heterogéneos.

O GSI é um parâmetro estimado e não exato e preciso. Assim sendo, as características do maciço rochoso podem ser calculadas recorrendo aos parâmetros e expressões de (3) a (7), que vão ser utilizados na fórmula do critério de rotura de Hoek e Brown. Se o valor do GSI for superior a 25, isto é, se o maciço rochoso for de mediana a boa qualidade, é aplicado o critério original de Hoek e Brown através das expressões (4) e (5). Se o valor do GSI for inferior a 25, logo rocha de fraca qualidade, é aplicado o critério modificado utilizando as expressões (6) e (7).

$$m_b = m_i \times e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)} \quad (3)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)} \quad (4)$$

$$a = 0,5 \quad (5)$$

$$s = 0 \quad (6)$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (7)$$

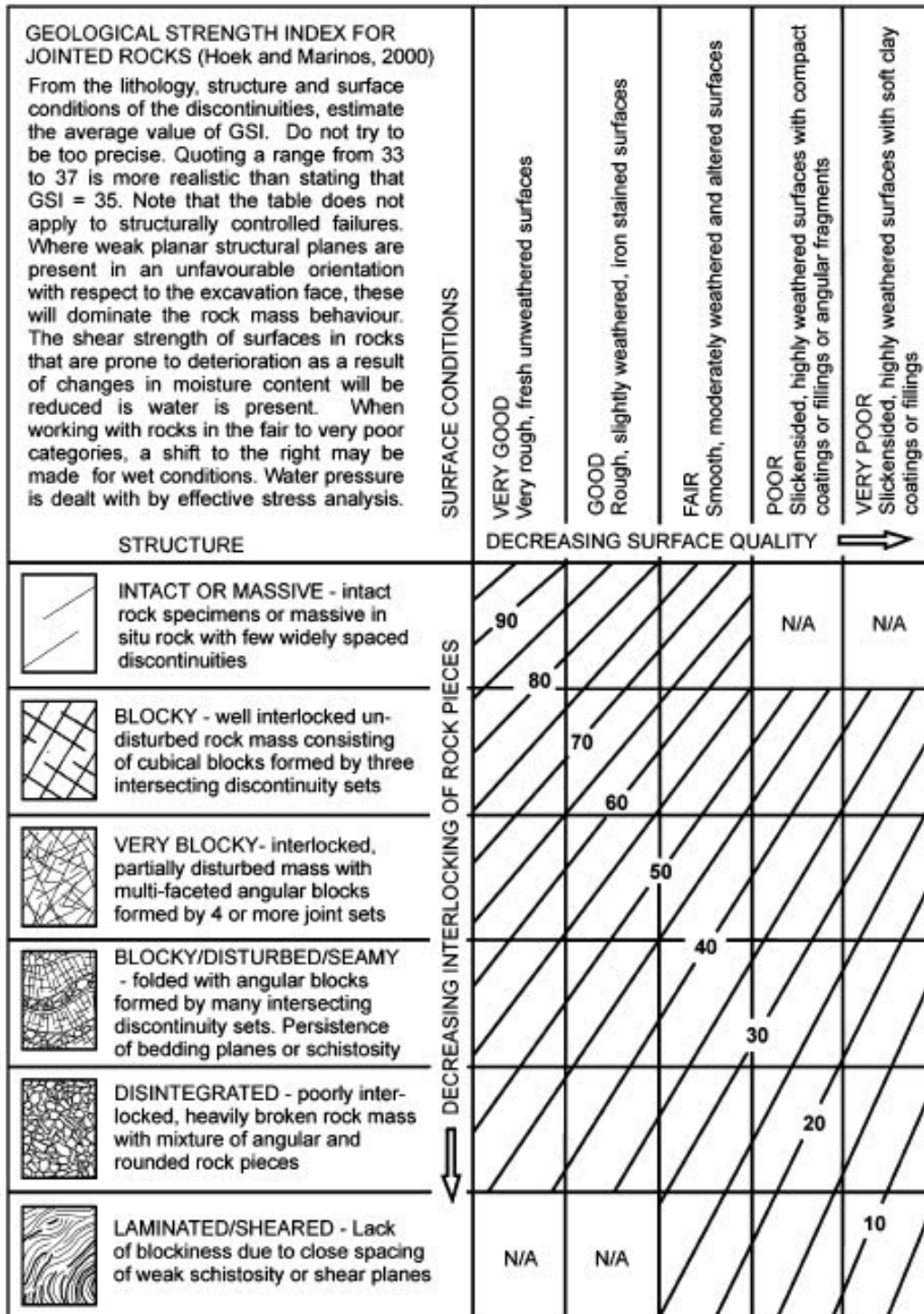


Figura 3 - Gráfico do Índice de Resistência Geológica

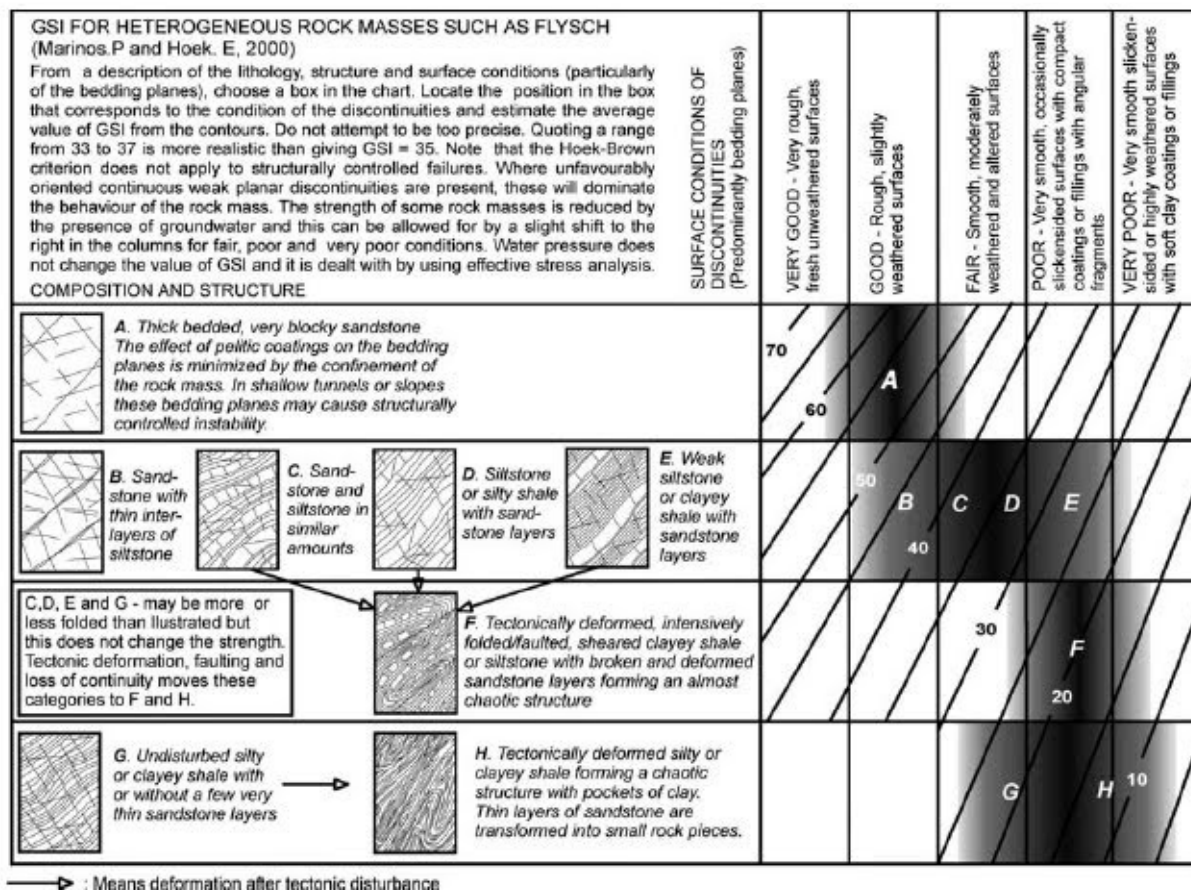


Figura 4 - Gráfico do Índice de Resistência Geológica para rochas sedimentares

Nos anos que antecederam à introdução do sistema GSI, a aplicação no terreno do critério de Hoek-Brown era baseado numa correlação com a classificação RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski, feita em 1976. No entanto esta correlação não é de todo confiável, particularmente para maciços rochosos fracos e para rochas com particularidades litológicas que não podem ser acomodadas ao sistema RMR. É por isso recomendado, nestes casos, que o valor GSI seja estimado diretamente através dos gráficos das figuras acima mencionadas.

Uma questão que se coloca é se os tarolos das sondagens podem ser usados para estimar o valor do GSI. A utilização de sondagens com recuperação é o melhor recurso para a obtenção de dados em profundidade, contudo há que ter em conta a necessidade da extrapolação da informação unidimensional obtida nos tarolos para a tridimensionalidade do maciço rochoso, não sendo impedimento para ser bastante utilizado por engenheiros experientes [3].

Como é referido por Hoek [3], a decisão mais importante a ser tomada no uso do sistema GSI é se este deve ou não ser utilizado. Se o espaçamento das discontinuidades é grande quando comparado com as dimensões do túnel, as tabelas GSI e o critério de cedência de Hoek-Brown não deverão ser utilizados e as discontinuidades devem ser estudadas individualmente. Se por outro lado o espaçamento das

descontinuidades é pequeno comparado com o tamanho da estrutura em causa, então as tabelas GSI poderão ser usadas com confiança.

## **2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Qualquer obra subterrânea de engenharia tem como base os elementos e classificações apresentados anteriormente, classificações estas que embora não possam ser definidas e implementadas universalmente, são utilizadas e aplicadas, preferencialmente conjugadas entre si.

A realização de uma grande escavação, como a construção de uma estação de metro subterrânea, é um ato de engenharia complexo, que envolve grandes riscos e onde é necessário uma segurança e um fator de segurança aceitáveis para a sua execução, pois além de por em causa o maciço e as estruturas que estejam acima da escavação, também é necessário atestar a segurança dos meios humanos e mecânicos que contribuem para a realização da obra.

É por esse motivo que as classificações acima apresentadas devem continuar a ser utilizadas e aperfeiçoadas, para garantir um melhor enquadramento em termos de projeto, segurança, custos e risco.

## 3

**CRITÉRIO DE CEDÊNCIA DE HOEK-BROWN****3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

No dimensionamento de obras subterrâneas são necessárias estimativas de confiança das resistências características das massas rochosas, e nesse sentido, Hoek e Brown propuseram um método de obter estimativas da resistência de massas rochosas, baseado numa avaliação da interligação dos blocos rochosos e no estado das superfícies de descontinuidade entre os blocos. Este método foi sendo atualizado e modificado ao longo dos anos, à medida que o método foi sendo utilizado e apareceram problemas que não tinham sido considerados na formulação original. A aplicação deste método a massas rochosas de fraca qualidade exigiu algumas mudanças, e originou o desenvolvimento de uma nova classificação chamada Índice de Resistência Geológica (GSI). [3].

**3.2. CRITÉRIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO**

Em 1980, Hoek e Brown propuseram uma relação entre as tensões principais máximas e mínimas, para determinar a rotura em rochas intactas e fraturadas. O critério de cedência foi desenvolvido para estimar a tensão de cisalhamento de uma massa rochosa fraturada. Hoek e Brown experimentaram uma série de curvas parabólicas para encontrar uma que desse uma boa aproximação com a teoria original de *Griffith* e que se ajustasse às condições de rotura em rochas frágeis submetidas a tensões de compressão, o processo utilizado por Hoek e Brown para derivar o critério de rotura foi um método puro de tentativa e erro [4]. Os dados de entrada são a resistência à compressão uniaxial e dois parâmetros ( $m$  e  $s$ ), que estão relacionados com o tipo e a qualidade da rocha.

A lei que rege o critério de Hoek e Brown foi a primeira lei que associa a geologia ao modelo mecânico de comportamento das rochas. É um critério de rotura não linear e é mais adequado para avaliar o valor da resistência da matriz rochosa. É assim um método que permite uma maior aproximação ao comportamento mecânico real das rochas.

O critério de rotura generalizado para maciços rochosos com descontinuidades, definido por Hoek e Brown, define-se pela expressão (8) [3]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (8)$$

em que  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  correspondem à máxima e mínima tensões efetivas principais na cedência,  $m_b$  é o valor da constante  $m$  de Hoek-Brown para a massa rochosa,  $s$  e  $a$  são constantes que dependem das características da massa rochosa e  $\sigma_{ci}$  é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

As tensões normais e de corte estão relacionadas com as tensões principais através das seguintes equações:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (9)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (10)$$

Em que,

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b \left( m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s \right)^{a-1} \quad (11)$$

Para a utilização do critério de Hoek-Brown na estimativa da resistência e deformabilidade de massas rochosas fraturadas, é necessário a obtenção de três propriedades da massa rochosa:

- A resistência à compressão uniaxial  $\sigma_{ci}$  da rocha intacta
- O valor da constante de Hoek-Brown  $m_i$  da rocha intacta
- O valor do índice de resistência geológica, GSI, da massa rochosa

Como se observa na equação do critério de Hoek-brown, a resistência ao corte depende da tensão confinante, da coesão (representado pela resistência à compressão uniaxial) e do tipo de litogia, onde  $m_i$  pode ser visto como uma correção que depende do tipo de rocha.

O valor de  $\sigma_{ci}$  deve ser determinado através de ensaios de laboratório. O parâmetro  $m_i$  pode obter-se a partir da bibliografia ou, quando não for possível, através dos ensaios triaxiais. No Quadro 20 apresentam-se os valores máximos de  $m_i$  para diferentes litologias. Uma vez que este parâmetro permanece constante durante a meteorização, o comportamento de corte é essencialmente controlado pelas taxas de redução da resistência à compressão, que estão diretamente relacionadas com a coesão.

Recorrendo à equação do critério de rotura de Hoek-Brown pode-se desenhar a envolvente de rotura (Figura 4).

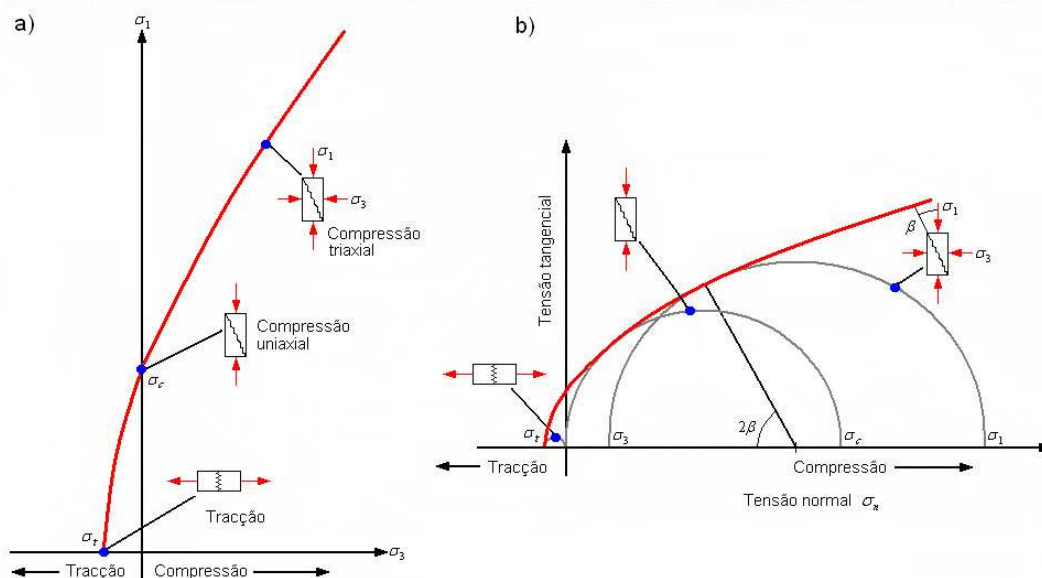


Figura 5 - Envolturas de rotura de Hoek-Brown em função das tensões principais (a) e da tensão normal e tangencial (b). (Adaptado de Vallejo et al., 2004)

Quadro 20 - Valores da constante  $m_i$  para a matriz rochosa (Hoek e Brown, 1997)

Tipo de rocha	Valor da constante $m_i$			
Sedimentares clásticas	Conglomerado	(22)	Lutito	4
	Arenito	19	Grauváque	(18)
	Limolito	9		
Sedimentares não clásticas	Calcário margoso	7	Calcário micrítico	8
	Brecha calcária	(20)	Gesso	16
	Calcário esparítico	(10)	Anidrito	13
Metamórficas	Mármore	9	Gneisse*	33
	Quartzito	24	Xisto*	4 – 8
	Migmatito	(30)	Filito*	(10)
	Anfibolito	25 – 31	Ardósia*	9
	Milonito	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorito	(28)
	Riolito	(16)	Andesito	19
	Granodiorito	(30)	Gabro	27
	Dacito	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Conglomerado	(20)	Tufo calcário	(15)
	Brecha	(18)		

\*Valores obtidos através de ensaios em matriz rochosa com direcção de aplicação da carga normal aos planos de foliação. O valor de  $m_i$  será diferente se a rotura ocorre a favor dos planos de fraqueza

### 3.3. PROPRIEDADES DA ROCHA INTACTA

Considerando as partes da rocha intacta que constituem a massa rochosa, a equação (8) pode-se simplificar para [3] :

$$\sigma'_{1} = \sigma'_{3} + \sigma'_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_{3}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (12)$$

A relação entre as duas tensões principais na rotura para uma dada rocha é definida por duas constantes, a resistência à compressão uniaxial  $\sigma_{ci}$  e uma constante  $m_i$ .

É de salientar que a gama e valores da menor tensão principal ( $\sigma'_{3}$ ) para além do qual estes testes são executados, é crítica na determinação da confiança dos valores para as duas constantes. Derivando os valores originais de  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$ , Hoek e Brown utilizaram uma gama de  $0 < \sigma'_{3} < 0.5\sigma_{ci}$  e, de forma a ser consistente, é essencial que a mesma gama seja usada em quaisquer ensaios triaxiais em laboratório em provetes de rocha intacta.

Posteriormente a obtenção dos resultados dos ensaios triaxiais, estes podem ser analisados para determinar a resistência da rocha intacta  $\sigma_{ci}$  e a constante  $m_i$ , como descrito por Hoek e Brown [3]. Nesta análise, a equação (12) é reescrita para a seguinte forma:

$$y = m\sigma_{ci}x + s\sigma_{ci} \quad (13)$$

Onde  $x = \sigma'_{3}$  e  $y = (\sigma'_{1} - \sigma'_{3})^2$

No caso de  $n$  amostras a resistência à compressão uniaxial,  $\sigma_{ci}$ , e a constante  $m_i$  e o coeficiente  $r^2$  são calculados da seguinte forma:

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y}{n} - \frac{[\sum xy - (\sum x \sum y/n)]}{[\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)]} \quad (14)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \frac{[\sum xy - (\sum x \sum y/n)]}{[\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)]} \quad (15)$$

$$r^2 = \frac{[\sum xy - (\sum x \sum y/n)]^2}{[\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)][\sum y^2 - ((\sum y)^2/n)]} \quad (16)$$

Quadro 21 – Quadro rácio MR

	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates 300-400	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400	Claystones 200-300
			Breccias 230-350		Greywackes 350	Shales 150-250 *
						Marls 150-200
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone 400-600	Sparitic Limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
Evaporites			Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**		
Organic					Chalk 1000+	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750*	
	Foliated*			Schists 250-1100*	Phyllites /Mica Schist 300-800*	Slates 400-600*
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite+ 300-550	Diorite+ 300-350 Granodiorite+ 400-450		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)**		Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)**	Tuff 200-400	

Quando se está na presença de maciços fortemente heterogéneos, sendo que muitas obras de engenharia civil estão situadas em locais onde ocorrem este tipo de materiais, a obtenção das propriedades da rocha torna-se mais difícil, quer pela dificuldade em obter uma amostra de rocha intacta quer pela variabilidade de valores obtidos dos parâmetros de resistência do maciço, consequência da grande diversidade de materiais que, por vezes, compõem a massa rochosa.

### 3.4. INFLUÊNCIA DO TAMANHO DA AMOSTRA

No mundo da geotecnia, tem sido tema de discussão a influência do tamanho da amostra sobre a resistência da rocha, assumindo-se geralmente que se verifica uma redução na resistência com o aumento do tamanho da amostra. Com base na análise de dados publicados, Hoek e Brown defendem que a resistência à compressão uniaxial  $\sigma_{ci}$  de um provete de rocha de diâmetro  $d$  milímetros relaciona-se com a resistência à compressão uniaxial  $\sigma_{c50}$  de uma amostra de diâmetro 50 milímetros através da expressão (17). [3]

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left( \frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad (17)$$

O critério de cedência de Hoek-Brown, dado que assume o comportamento dos maciços rochosos como isotrópicos, deveria ser aplicado apenas aos maciços rochosos em que existe um número suficiente de descontinuidades pouco espaçadas, com superfícies de características idênticas, em que se verifica um comportamento isotrópico envolvendo cedência das descontinuidades. No caso da estrutura a ser analisada é grande e os blocos comparativamente pequenos, é válida a utilização do critério.

Por outro lado, quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza que a estrutura em estudo, ou quando uma das descontinuidades apresenta características muito diferentes das restantes, não é viável a utilização do critério de Hoek-Brown [3].

Apesar da resistência do maciço rochoso ter sido menos estudada do que a resistência da rocha intacta e das descontinuidades, vários estudos comprovam que a resistência é significativamente reduzida com o aumento do tamanho da amostra. Esta diminuição da resistência com o acréscimo da amostra deve-se ao aumento do número de descontinuidades pré-existentes no maciço.

Hoek [5] defende que quando se trata de massas rochosas em grande escala, a resistência irá atingir um valor constante quando a dimensão das amostras de rocha são suficientemente pequenas em relação ao tamanho total da estrutura a ser considerada. Esta sugestão é demonstrada na Figura 6, que mostra a transição de um modelo isotrópico, através de um maciço altamente anisotrópico em que a rotura é controlada por uma ou duas descontinuidades, a um maciço rochoso fortemente fraturado.

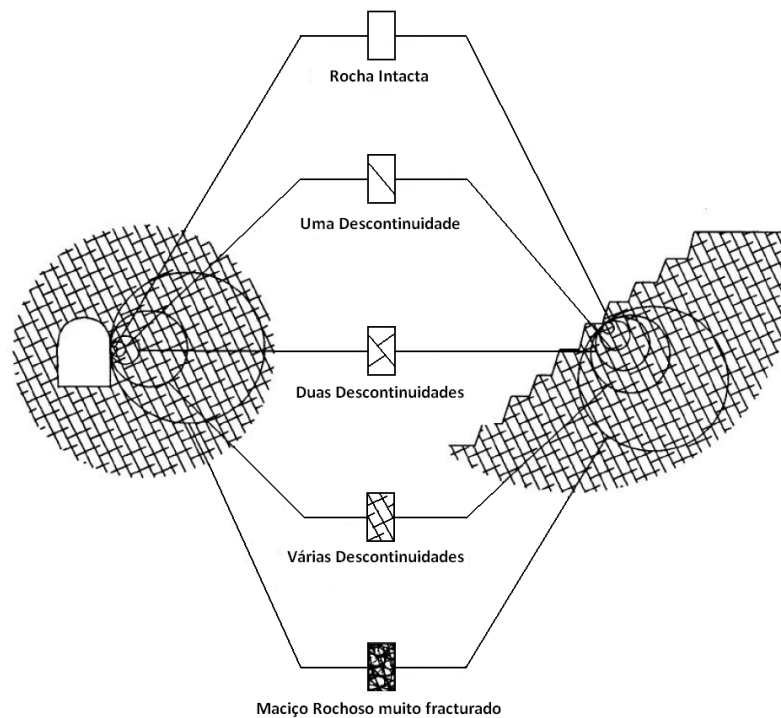


Figura 6 - Transição entre a matriz rochosa e o maciço rochoso muito fraturado (Adaptada de Hoek et al.,1980)

### 3.5. LIMITAÇÕES DO SISTEMA GSI, VARIABILIDADE NOS PARÂMETROS

Uma das maiores fontes que está na origem do erro na aplicação do critério de Hoek-Brown é o equívoco da contribuição da resistência da rocha intacta  $\sigma_{ci}$ , em que o papel é quase equivalente ao do GSI na avaliação das propriedades da massa rochosa. Os autores incentivam a prestar especial atenção à resistência dos fragmentos de rocha intacta que compõe o maciço rochoso. A medição da resistência intacta pode ser obtida recorrendo a realização de ensaios de compressão uniaxial (UCS), por exemplo, ou o Point Load Test (PLT).

Muitos engenheiros sugerem que a classificação GSI deveria ser mais numérica, de modo a que os parâmetros de entrada possam ser “medidos” a partir do núcleo ou da rocha exposta em vez de estimada a partir de observações geológicas, que como se baseiam na observação e opinião do observador são mais suscetíveis de erros. Assim, têm sido ou estão a ser desenvolvidos métodos quantitativos para estimar o GSI, sem no entanto negligenciar a lógica básica expressa pelo gráfico/ábaco GSI.

Miranda [6] refere que o valor determinístico de definição do GSI (ou qualquer outro índice de sistema empírico) para um maciço rochoso não é realístico. Na utilização do GSI, o valor a atribuir ao maciço deve ser alvo de tratamento estatístico. No entanto, quando estamos perante um maciço rochoso extenso, existe uma grande variabilidade nos valores de GSI obtidos, pelo que a opção de adotar um só valor para caracterizar o maciço poderá não ser a melhor solução.

Devido às incertezas e dificuldades focadas neste capítulo no que se refere à obtenção de um valor do GSI que retrate corretamente um maciço em estudo, em grande parte porque este valor é obtido com base na observação e opinião do observador, pode levar a uma má estimativa das características resistentes do maciço (resistência e deformabilidade). Aliando este facto à não obtenção de uma amostra de rocha intacta, a caracterização do maciço rochoso torna-se bastante mais complexo, dotando os resultados de um elevado grau de incerteza, em que a solução passa por se ser mais conservativo nos cálculos que por sua vez leva a um aumento significativo dos custos da obra.

# 4

## ANÁLISE DE VALORES DE CÁLCULO FORNECIDOS PELO EUROCÓDIGO 7

### 4.1. INTRODUÇÃO

Todos os projetos de obras de engenharia civil têm aspetos geotécnicos (embora o seu grau de relevância seja muito variável), desde obras de aterro para uma barragem ou uma infraestrutura de transporte até edifícios ou pontes fundadas em rocha muito resistente.

Tradicionalmente o dimensionamento de estruturas geotécnicas baseava-se na aplicação de métodos determinísticos, mediante a consideração para ações de valores médios (para as ações geotécnicas) ou característicos (para outras ações transmitidas ou de superestruturas), de valores nominais para os dados geométricos e de estimativas cautelosas para as propriedades dos geomateriais, e mediante a adoção de coeficientes de segurança globais, estabelecidos de acordo com a experiência do meio técnico e/ou com o julgamento do projetista.

Visando a harmonização dos formatos de verificação da segurança entre as obras geotécnicas e as estruturas, os eurocódigos, em geral, e a norma europeia EN 1990 – Bases de Projeto (2001) e o Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico, em particular, vieram alterar significativamente o enquadramento do cálculo e os métodos de avaliação da segurança das estruturas geotécnicas.

No Eurocódigo 7 são explicitamente introduzidas formas alternativas (simples ou em combinação) aos métodos de cálculo de verificação dos estados limites, permitindo-se a adoção de medidas prescritas, a realização de modelos experimentais e de ensaios de carga e a aplicação de um método observacional.

### 4.2. EUROCÓDIGO 7

O Eurocódigo 7 (EC7) enquadra-se na normalização em engenharia geotécnica e insere-se no programa de Eurocódigos estruturais.

Tem como finalidade a garantia de qualidade, isto é, o estabelecimento de parâmetros objetivos para a certificação de qualidade. Visa também o estabelecimento de bases harmonizadas para a cooperação e entendimento entre todas as entidades envolvidas (dono de obra, projetista, gestão da qualidade, controlo técnico).

O EC 7 é constituído por três partes. A primeira parte (EN 1997-1 2004) está relacionada com as regras gerais do dimensionamento geotécnico e descreve os princípios gerais do dimensionamento e os

requisitos que garantem a segurança, a utilização e a durabilidade das estruturas suportadas. A segunda parte diz respeito a ensaios de laboratório e a terceira a ensaios de campo. O EC 7 deve ser usado em combinação com o Eurocódigo 0 respeitantes às bases do dimensionamento estrutural, com o Eurocódigo 1 relacionado com ações em estruturas e com outros eurocódigos do dimensionamento dos materiais.

### 4.3. DIMENSIONAMENTO

Uma estrutura, geotécnica ou outra, deve ser projetada e executada de tal forma que: *i*) suporte todas as ações e influências suscetíveis de ocorrer durante a execução e a utilização (requisito de resistência estrutural), e *ii*) permaneça apta para a utilização requerida (requisito de funcionalidade) durante todo o seu período de vida útil (requisito de durabilidade), com adequado grau de fiabilidade e de modo económico.

A filosofia do Eurocódigo 7 consiste num dimensionamento baseado no conceito dos estados limites. Destes há que distinguir entre os chamados Estados Limites Últimos, estados associados com o colapso ou com outras formas similares de rotura, e os chamados Estados Limites de Utilização-estados para além dos quais determinados requisitos de funcionamento da estrutura deixam de se verificar.

No âmbito desta forma de abordagem são utilizados coeficientes parciais de segurança que afetam os valores característicos quer das ações quer dos parâmetros resistentes dos materiais, para passar os respetivos valores de cálculo,  $F_d$  e  $X_d$ :

$$F_d = \gamma_F * F_k \quad (19)$$

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (20)$$

Em que:

-  $F_k$  é o valor característico da ação,

-  $\gamma_F$  representa o coeficiente parcial de segurança para a ação, que tem em conta possíveis desvios desfavoráveis do valor da mesma,

-  $X_k$  é o valor característico da propriedade do material,

-  $\gamma_M$  é o coeficiente de segurança parcial do material, que tem em conta possíveis desvios desfavoráveis em relação ao valor característico.

#### 4.3.1. A QUESTÃO DO VALOR CARACTERÍSTICO DE UMA PROPRIEDADE RESISTENTE DO TERRENO

O valor característico de uma propriedade de um material é definido no Eurocódigo 1 como “o valor dessa propriedade correspondente a determinada probabilidade de não ser atingido numa hipotética série ilimitada de ensaios; tal valor corresponde geralmente a um percentil especificado da distribuição estatística admitida para essa propriedade” [7].

Já o Eurocódigo 7, por outro lado, refere que “se se usarem métodos estatísticos, o valor característico [da propriedade de um terreno] pode ser obtido de tal forma que a probabilidade de

ocorrência de um valor mais desfavorável controlando a ocorrência de um estado limite não seja superior a 5%”[8].

Esta controvérsia à volta do conceito referido e da sua introdução no dimensionamento geotécnico é compreensível, na medida em que o número disponível de determinações experimentais das propriedades resistentes do solo é reduzido, contrariamente ao que se verifica com os parâmetros alusivos aos materiais estruturais, em que o valor característico tem significado e determinação estatísticos bem conhecidos.

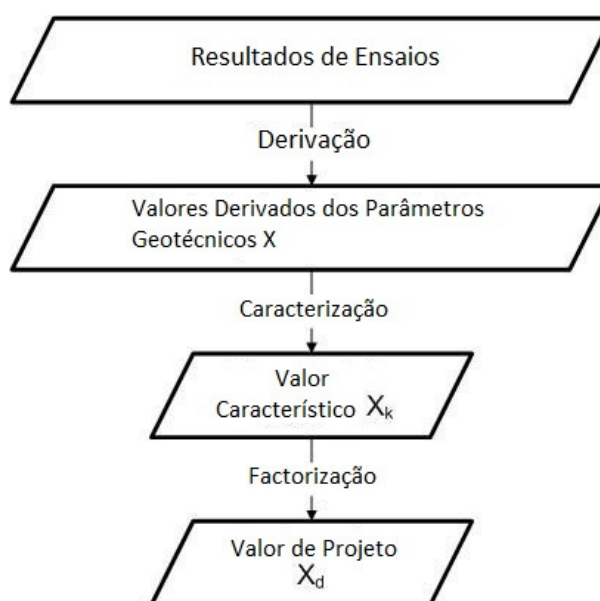


Figura 7 - Esquema da caracterização do terreno (adaptado de Bond and Harris, 2008)

#### 4.3.1.1. Métodos Estatísticos para a Caracterização do Solo

O Eurocódigo 7, o ponto 2.4.5.2 (11) define que: “*Se se utilizarem métodos estatísticos, o valor característico deverá ser deduzido de forma a que a probabilidade calculada de que o valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração seja mais desfavorável não exceda 5%*”, e acrescenta “*A este respeito, uma estimativa cautelosa do valor médio do conjunto limitado de valores dum parâmetro geotécnico com nível de confiança de 95%; no caso de rotura local, uma estimativa cautelosa do valor mínimo é a correspondente ao percentil 5%*”.

Assim, um fator importante na escolha do valor característico de um parâmetro do terreno é a avaliação da quantidade de terreno que é relevante para a ocorrência do estado limite.

A rotura de parte do terreno pode não levar a que um estado limite seja excedido pela estrutura. Por exemplo, as tensões são muitas vezes redistribuídas de zonas com tensões muito elevadas para zonas adjacentes com tensões bastante mais reduzidas. Devido a isto, é o valor médio da resistência do material (ou outra propriedade do material relevante) que regula a ocorrência do estado limite. O valor característico  $X_k$ , deve assim, ser selecionado como uma estimativa cautelosa do valor médio espacial

de  $X$  que representa o volume relevante de terreno, que como refere o Eurocódigo 7, requer um nível de confiança de 95% desse valor médio de  $X$ .

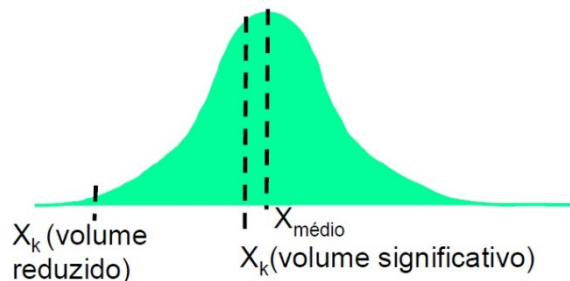


Figura 8 - Curva de distribuição estatística

A Figura 11 resume as diversas formas pelas quais se pode escolher o valor característico  $X_k$  de acordo com o Eurocódigo 7. Na maioria das situações, é feita uma estimativa cautelosa a partir de valores derivados do parâmetro geotécnico  $X$ , e quando houver dados suficientes, os métodos estatísticos podem ser utilizados para selecionar um valor com nível de confiança de 95%. Na ausência de dados, pode recorrer-se às tabelas padrão de valores característicos presentes no Eurocódigo 7, com prudência. Em todos os casos, o valor obtido deve ser confrontado com a experiência em casos anteriores semelhantes.

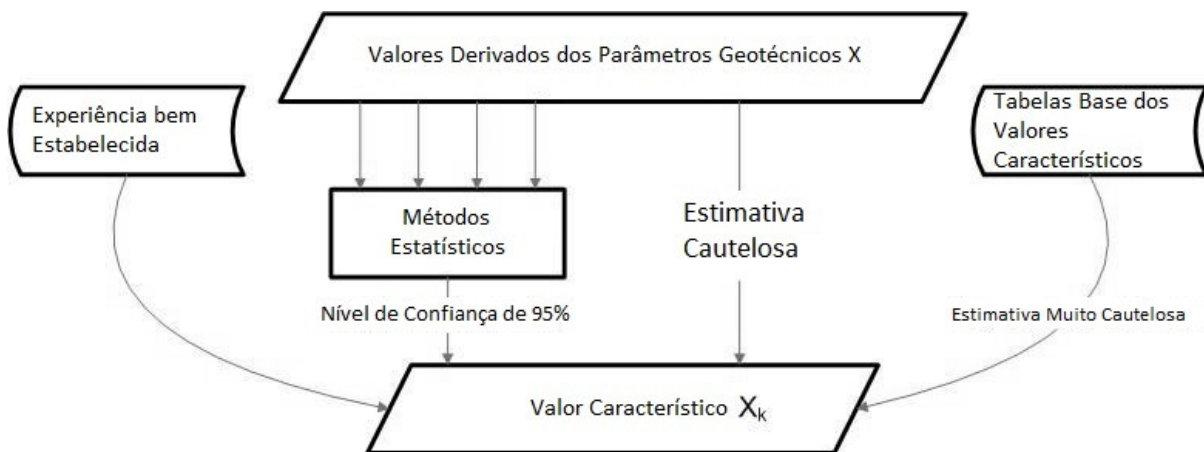


Figura 9 - Caracterização de parâmetros geotécnicos (adaptado de Bond and Harris, 2008)

#### 4.3.1.2. Conclusão

A análise estatística dos dados geotécnicos é um complemento útil para a avaliação do valor característico em engenharia. Contudo, para que os resultados estatísticos façam sentido, devem ser seguidas algumas regras simples[9]:

- Utilizar apenas métodos estatísticos se houver dados suficientes
- Aplicar os princípios físicos simples para escolher quais os dados a excluir;
- Analisar os conjuntos de dados de forma independente e dependente;
- Ao combinar dados, proceder com precaução na escolha das correlações;
- Escolher o resultado fazendo uma interpretação e análise dos resultados, e não só baseado em valores estatísticos, mas fazer uma ponderação se o valor escolhido é plausível de ser utilizado no caso em questão.

A seleção dos valores característicos do terreno é das tarefas mais importantes que um engenheiro geotécnico se depara em projeto. Embora os coeficientes parciais proporcionem um bom grau de confiabilidade, estes podem não compensar os erros grosseiros de interpretação das condições operacionais no terreno.

#### 4.3.2. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

O Eurocódigo 7 recomenda que quando tal seja relevante deve ser feita a verificação de que não sejam excedidos os seguintes estados limites[8]:

- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU);
- Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou muros de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR);
- Rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO);
- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global originado por pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL);
- Levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causados por gradientes hidráulicos (HYD).

O EC7 chama a atenção para o facto de frequentemente o estado limite GEO é o crítico no que respeita ao estabelecimento das dimensões dos elementos estruturais envolvidos em fundações ou estruturas de suporte, e por vezes, no que respeita à capacidade resistente dos elementos estruturais.

Em relação à utilização dos coeficientes parciais, devem ser utilizados para situações persistentes ou transitórias e os valores estão definidos no Anexo A do Eurocódigo 7.

##### 4.3.2.1. Cálculo Estados Limites Últimos

A verificação da segurança relativamente aos Estados Limites Últimos baseia-se na seguinte condição fundamental:

$$E_d \leq R_d \quad (21)$$

Em que,  $E_d$  representa o valor de cálculo do efeito das ações, enquanto  $R_d$  é o valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação.

O modo como são aplicadas as expressões de  $E_d$  e  $R_d$  deve ser determinado recorrendo a uma de três abordagens de cálculo sugeridas no Eurocódigo 7, Abordagem de Cálculo 1, Abordagem de Cálculo 2 e Abordagem de Cálculo 3, assegurando que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para qualquer uma das combinações de conjuntos de coeficientes parciais. A diferença entre elas está relacionada com o modo como distribuem os coeficientes parciais pelas ações, pelas propriedades dos materiais e pelas capacidades resistentes. Tal deve-se, em parte, a diferentes abordagens quanto ao modo como são tidas em consideração as incertezas na modelação dos efeitos das ações e das capacidades resistentes [8].

As Abordagens de Cálculo definem como e quais os fatores parciais de segurança são distribuídos entre as ações, as propriedades do terreno e as resistências

Nesta dissertação foi adotada a Abordagem de Cálculo 1, que corresponde á abordagem adotada em Portugal, que se pode obter a partir de uma das duas combinações seguintes:

$$\text{Combinação 1} = A1 + M1 + R1 \quad (22)$$

$$\text{Combinação 2} = A2 + M2 + R1 \quad (23)$$

Como se pode observar, a Abordagem de Cálculo 1 considera separadamente duas formas de analisar a rotura do terreno e da estrutura ao contemplar dois conjuntos de combinações. Os coeficientes parciais são aplicados numa fase precoce para os valores das ações e parâmetros de resistência do terreno, exceto quando os coeficientes são aplicados às resistências calculadas.

Esta abordagem de cálculo exige que sejam efetuadas as duas análises, Combinação 1 e 2, a não ser que seja óbvio qual delas é crítica. Tem a desvantagem de requerer mais trabalho por parte do projetista, mas dado que a maioria dos cálculos são realizados por um computador, o cálculo de um segundo caso não apresenta grande dificuldade.

A Combinação 1 geralmente condiciona o dimensionamento estrutural e concentra-se em aplicar os coeficientes parciais às ações, enquanto os parâmetros do terreno se mantêm inalterados. Já a Combinação 2 governa o dimensionamento geotécnico, sendo menos restritiva na factorização das ações, mas aplica fatores de redução aos parâmetros de resistência do terreno.

#### 4.3.2.2. Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO)

No ponto A3.1 presente no Anexo A do Eurocódigo 7, na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos A1 ou A2 dos seguintes coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ) ou para efeitos das ações ( $\gamma_E$ ) [8]:

- $\gamma_G$  para as ações permanentes desfavoráveis ou favoráveis;
- $\gamma_Q$  para as ações variáveis desfavoráveis ou favoráveis.

De seguida apresenta-se o quadro que contém os valores recomendados pelo Eurocódigo 7 para os coeficientes parciais, para os conjuntos A1 e A2.

Quadro 22 - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações

Ação	Símbolo	Conjunto	
		A1	A2
Permanente	Desfavorável	1,35	1,0
	Favorável	1,0	1,0
Variável	Desfavorável	1,5	1,3
	Favorável	0	0

#### 4.3.2.3. Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ )

Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos M1 ou M2 dos seguintes coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) e cujos valores se encontram no Quadro 23 [8]:

- $\gamma_{\varphi'}$  para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efetivas;
- $\gamma_{c'}$  para a coesão em tensões efetivas;
- $\gamma_{cu}$  para a resistência ao corte não drenada;
- $\gamma_{qu}$  para a resistência à compressão uniaxial;
- $\gamma_{\gamma}$  para o peso volúmico.

Quadro 23 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas <sup>a</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1

<sup>a</sup> Este coeficiente é aplicado a  $\tan \varphi'$

#### 4.3.2.4. Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para estruturas de suporte

No que respeita à verificação de estados limites relativos a estruturas de suporte, o Eurocódigo 7 sugere no ponto A.3.3.5 que deve ser aplicado um dos conjuntos R1, R2 ou R3 dos coeficientes parciais descritos no Quadro 24 para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) [8].

Quadro 24 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para as estruturas de suporte

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Capacidade resistente ao deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Capacidade resistente passiva de terras	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

#### 4.3.2.5. Estado Limite de levantamento global (UPL)

Ocorre flutuação quando a pressão na água dos poros instalada sob a estrutura ou sob um estrato de terreno de baixa permeabilidade se torne mais elevada do que a tensão total vertical média (devido à estrutura e/ou aos outros estratos de terreno sobrejacentes) [8].

A verificação de segurança relativamente ao estado limite por rotura global (flutuação) efetua-se de acordo com o preconizado no EC 7, em que se impõe a verificação da seguinte condição:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (24)$$

Em que,  $G_{dst,d}$  representa o valor de cálculo das ações permanentes com carácter desestabilizador;  $Q_{dst,d}$  é o valor de cálculo das ações variáveis com carácter desestabilizador,  $G_{stb,d}$  representa o valor de cálculo das ações permanentes com carácter estabilizador, e ainda  $R_d$  que neste caso corresponde ao valor de cálculo de qualquer capacidade resistente em adicional ao levantamento global.

Os valores de cálculo anteriores obtêm-se multiplicando os valores característicos das forças pelos respetivos coeficientes parciais de segurança que se encontram no ponto A.4 do Anexo A do EC7. Estes assumem os seguintes valores: 0,90 para ações permanentes com carácter estabilizador; 1,00 para ações permanentes com carácter desestabilizador e, finalmente, 1,50 para ações variáveis com carácter desestabilizador.

No entanto, o Anexo Nacional no ponto e) NA-2.4.7.1(6) refere que, sempre que em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global (UPL), exista escoamento sob a estrutura ou sob o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada, deve ser introduzido um coeficiente de modelo com um valor  $\gamma_{S,d} = 1,10$  na determinação dos valores de cálculo das ações verticais destabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água do terreno. Tal determinação deve ser efetuada através de [8]:

$$F_d = \gamma_{S;d} \gamma_F F_{rep} \quad (25)$$

#### 4.3.2.6. Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação relativamente aos estados limites de utilização no terreno ou numa secção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d \quad (26)$$

Em que,  $E_d$  representa o valor de cálculo do efeito das ações e  $C_d$  corresponde ao valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização.

Para manter as deformações aquém dos limites de aptidão para a utilização requeridos, como refere o ponto 2.4.8(4) do EC7, poderá ser feita a verificação de que é mobilizada uma fração suficientemente baixa da resistência do terreno, desde que esta abordagem simplificada se restrinja a situações de projeto em que não seja requerido um valor da deformação para a verificação do estado limite de utilização, e que exista experiência comprovada comparável com o terreno, estrutura e método de construção semelhantes [8]

#### 4.4. APLICAÇÃO DO EUROCÓDIGO 7 AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

A análise de elementos finitos é cada vez mais poderosa e comumente utilizada, na análise e dimensionamento de estruturas, por isso é essencial que os códigos de práticas, neste caso o Eurocódigo 7, forneça regras compatíveis com a sua utilização.

O projeto de estruturas com o EC7 exige que se satisfaçam as condições impostas pelos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização. A ferramenta tradicionalmente utilizada para resolver o problema é o método de equilíbrio limite. Alternativamente, também é possível o dimensionamento pelo EC7 com recurso a métodos numéricos baseados em métodos dos elementos finitos. No entanto surgem algumas questões quando se utilizam métodos numéricos para dimensionamentos pelo EC7.

Os modelos de elementos finitos são bastante úteis na medida em que incluem a interação solo-estrutura, através da consideração do terreno como um meio contínuo em contacto com a estrutura e impondo uma compatibilidade de deslocamentos na interface entre o terreno e a parede. No entanto, como a análise é realizada em estado plano de deformação, esta não tem em conta o efeito tridimensional da redistribuição.

Um problema que se coloca nas análises numéricas prende-se com o facto da Abordagem de Cálculo/Combinação 1 requer que as ações permanentes desfavoráveis sejam fatorizadas por um fator parcial de segurança, como por exemplo, as pressões de terras que atuam numa estrutura de contenção. Isto, evidentemente, não é tido em conta nas análises numéricas, uma vez que as pressões de terras não são um parâmetro de entrada mas sim um resultado da análise.

O EC7 também afirma que ao invés de aplicar os coeficientes parciais às ações, podem ser empregues sobre os efeitos da ação, como por exemplo os momentos fletores, solução esta que se utiliza quando se pretende o dimensionamento através da Combinação 1. Este método é simples com o método dos elementos finitos porque a análise é realizada com cargas e parâmetros do terreno, sendo o fator parcial introduzido no final da análise, quando são definidos os momentos fletores.

O cálculo da Combinação 2 com métodos numéricos, dado que os coeficientes parciais são aplicados aos parâmetros de resistência do terreno (geralmente reduz-se a resistência do terreno e aumenta-se o valor das cargas variáveis), ou seja, quando são colocados os parâmetros de entrada no programa de cálculo, estes já estão fatorizados e em seguida a análise realiza-se de forma habitual.

Um problema que pode surgir da aplicação da Combinação 2 ao método dos elementos finitos resulta do facto de se proceder à minoração das características de resistência do terreno, com apenas um pequeno fator aplicado às ações, podendo levar a que, caso as características do terreno apresentem valores baixos, com a aplicação dos fatores parciais esses valores se tornem ainda mais baixos podendo conduzir a que não seja possível a modelação com MEF[9].

# 5

## CASO DE ESTUDO (MODELAÇÃO)

### 5.1. PROGRAMA COMERCIAL ROCLAB®

Um dos maiores entraves que se verifica na geotecnia é o problema da determinação de dados das propriedades do maciço rochoso, isto é, os dados de resistência e deformabilidade para uma variedade de maciços rochosos e grandes variações nas condições geológicas. A utilidade dos programas de análise numérica na elaboração dos modelos é fortemente condicionada caso os dados nos quais se baseiam não são de confiança. Assim, o programa Roclab (RocScience, 2002; Hoek et al., 2002) é um software desenvolvido com vista a obtenção rápida de estimativas das propriedades do maciço a partir de dados da rocha intacta (laboratoriais ou estimados), tais como a resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ), a constante  $m_i$ , GSI, peso específico da rocha.

O “Roclab” baseia-se no critério de rotura de Hoek-Brown ( Hoek et al. 2002), bem como do módulo de deformabilidade do mesmo. É possível ainda calcular com o recurso a este software os parâmetros equivalentes para o critério de Mohr-Coulomb e inclusive visualizar graficamente os efeitos da alteração dos parâmetros do maciço rochoso, nas envolventes de rotura.

### 5.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico utilizado para obter soluções aproximadas de Equações Diferenciais Parciais, que embora estas sejam passíveis de se obter por um método analítico, nem sempre é possível a obtenção de uma solução para essas equações. Em geotecnia este método é uma mais-valia na medida em que permite a definição de um meio contínuo com diferentes condições fronteira, proporcionando uma grande versatilidade de utilização em diversos problemas.

Com a utilização do MEF em escavações profundas, pretende-se determinar tensões e deformações que surgirão no meio contínuo devido à escavação e aplicação de medidas de suporte, entre outras. O MEF tem por base a definição do domínio do problema na fronteira de escavação, e a divisão deste domínio num conjunto de elementos discretos e interligados em pontos nodais.

No entanto estas técnicas de modelagem possuem uma premissa que poderá invalidar a sua utilização, pois a qualidades dos resultados destes métodos dependem da fiabilidade dos dados fornecidos.

A utilização de modelos matemáticos baseados no método dos elementos permite efetuar de forma particularmente adequada a análise da interação solo-estrutura, isto é, a interdependência entre pressões de terras, esforços mobilizados e deformações estruturais. A consideração do estado de

tensão inicial no maciço não oferece, quaisquer dificuldades. Fornece ainda informações sobre o estado de deformação no maciço envolvente, o que é de especial utilidade nas estruturas usadas para suportar grandes escavações em meio urbano, nas quais a minimização dos movimentos associados à escavação é uma condicionante do projeto [10].

#### 5.2.1. PROGRAMA COMERCIAL PLAXIS®

O programa de elementos finitos PLAXIS® é uma ferramenta eficiente para análises tensão - deformação em estados de deformação plana e axissimétrica. No próprio programa já estão implementados vários modelos constitutivos para diferentes materiais geotécnicos e permite a utilização de diversos critérios de rotura. Os resultados obtidos com o auxílio deste método são fiáveis e precisos. Segundo Fortunato [11], este método sintetiza-se em cinco passos principais:

- Discretização do meio contínuo:

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

- Seleção das funções de forma:

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

- Formulação das equações:

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

Estes processos conduzem sempre à equação que rege o comportamento de um sistema solicitado por um conjunto de forças exteriores:

$$[K]\{q\} = \{Q\} \quad (29)$$

Na equação apresentada,  $[K]$  representa a matriz de rigidez,  $\{Q\}$  representa o valor das forças nodais e por fim  $\{q\}$  representa o valor dos deslocamentos nodais. O método dos deslocamentos é o mais utilizado para resolver os problemas geotécnicos. Este proporciona um número de equações e largura de banda na matriz de rigidez inferior ao preconizado por outros métodos. Por outro lado este método apresenta a vantagem de estabelecer funções de aproximação que satisfazem as condições de compatibilidade.

- Formação da matriz de rigidez global:

Será calculada uma matriz de rigidez  $[K]$ , para os elementos constituintes da estrutura. Essa matriz é obtida das leis constitutivas dos materiais e das funções de interpolação. É importante referir que neste processo se assegura a condição física fundamental de manter a estrutura contínua, que é o mesmo que dizer que, existe compatibilidade de deslocamentos nos pontos nodais em elementos adjacentes. O sistema de equações diferenciais tem uma só solução se se impuserem as condições de fronteira do domínio.

- Determinação das incógnitas do sistema:

No método dos deslocamentos as incógnitas serão os deslocamentos. Com o conhecimento destes valores poder-se-á calcular as tensões e as deformações.

O software Plaxis baseia-se no método dos elementos finitos em duas dimensões e a malha existente no programa é unicamente triangular. Pode optar-se assim por dois tipos de configuração na escolha do número de nós, a configuração de seis nós por elemento ou a configuração de 15 nós por elemento, como se encontra representado na Figura 12.

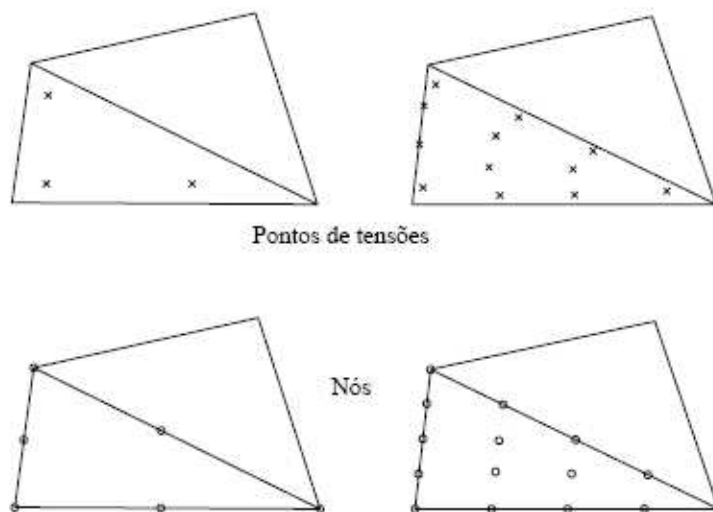


Figura 10 - - Elementos de 6 nós e 15 nós no software Plaxis e respetivos pontos de tensões

### 5.3. MODELAÇÃO

#### 5.3.1. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DA SECÇÃO DE ESTUDO

O Qatar é uma península que se estende na Península Arábica apontando em direção ao norte do Golfo Pérsico. Em termos geológicos, com a sua posição na orla da Península Arábica, insere-se na bacia do Golfo da Arábia (Figura 13).



Figura 11 - Localização topográfica do Qatar (Google Earth)

O terreno na área do projeto é formado principalmente por Simsima Limestone, Midra Shale e da chamada Rus Formation. Os Limestones (calcários) constituem a maior parte da superfície e a estratificação e a litologia não são exatamente conhecidas. Possui uma consistência fina, granulada, com cores que vão desde o bege ao castanho amarelado. Não possui camadas bem definidas, contendo calcário cristalino e rocha dolomítica com um elevado número de cavidades e fissuras irregulares, que são muitas vezes preenchidas por siltitos.



Figura 12 - Simsima Limestone

As camadas de Midra Shale, têm uma cor castanho amarelado e contém várias camadas de resíduos salinos, essencialmente constituídos por gesso e anidrita. As camadas inferiores encontram-se por vezes soltas devido à circulação de águas subterrâneas. É também frequente a presença de fósseis nestas formações.



Figura 13 - Simsima Limestone

As camadas de Rus Formation estão subjacentes às camadas de Midra Shale e caracterizam-se pela existência de grandes cavernas e contém calcário dolomítico.



Figura 14 - Rus Formation

No que diz respeito às condições hidrológicas, não existem cursos de água ou lagos no Qatar. A precipitação fraca, o sol forte e as condições do vento causam grande aridez, no entanto verifica-se uma grande quantidade de águas subterrâneas. A camada que contém a água subterrânea situa-se entre os 5 e 50 metros de profundidade. Em média, a camada de Simsima Limstone tem uma espessura média de mais de 20 metros e subjacente a esta encontra-se a camada de Mídra Shale que funciona como camada de vedação. As camadas encontram-se saturadas e são “alimentadas” pela chuva sazonal e pela fonte permanente fornecida pelo Golfo Pérsico. Estas águas subterrâneas contêm quantidades muito elevadas de sulfatos, tendo um efeito corrosivo sobre o betão e o aço.

Além do efeito corrosivo dos sulfatos, também a temperatura da água, na ordem dos 28° C tem um efeito corrosivo elevado sobre o betão.

#### 5.3.1.1. Ensaios realizados

O processo de ensaios foi vasto, desde ensaios realizados *in situ* a ensaios de laboratório, no entanto, os dados utilizados neste trabalho provêm exclusivamente de ensaios à compressão uniaxial, realizados em laboratório, tendo-se obtido a resistência à compressão uniaxial dos maciços,  $\sigma_c$ , cujos resultados se encontram em anexo. O ensaio consiste em aplicar a um provete de rocha de geometria regular, previamente preparado, uma força axial compressiva, entre os pratos de uma prensa, até o levar à rotura.

O valor da tensão de rotura, é definido como sendo a resistência à compressão uniaxial da rocha, dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (30)$$

Onde:

$\sigma_c$  - resistência à compressão uniaxial (N/m<sup>2</sup>);

F – força aplicada na rotura (N);

A – área da secção inicial, transversal à aplicação da força (m<sup>2</sup>).



Figura 15 - Equipamento para a realização do ensaio à compressão uniaxial (<http://www.pdig.pt>)

#### 5.3.1.2. Análise estatística dos parâmetros geotécnicos

Dada a grande quantidade e variabilidade de resultados obtidos para a resistência à compressão uniaxial do maciço em estudo, e pretendendo obter um valor que caracterizasse a resistência do terreno, procedeu-se a uma análise estatística dos dados dos ensaios à compressão uniaxial.

A estatística é a ciência que apresenta processos próprios para recolher, apresentar e interpretar adequadamente conjuntos de dados. Assim, para o tratamento dos dados, recorreu-se à estatística descritiva, como o nome indica, pretende descrever os dados e tem como objetivo sintetizar uma série de valores da mesma natureza, conseguindo isolar as estruturas e padrões mais relevantes e estáveis patenteados pelo conjunto dos dados objeto de estudo.

Os principais resultados obtidos desta análise estão descritos no Quadro 25, podendo o ficheiro com a análise completa ser consultado em anexo.

Quadro 25 - Quadro síntese da análise estatística da resistência à compressão uniaxial considerando a distribuição normal

Estrato	Valor Médio (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Nível de Confiança 95%	Valor Médio com intervalo de confiança de 95% (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
Simsima Limestone	15,73	9,89	3,25	12,48	63
Midra Shale	9,81	7,02	4,46	5,35	72
Rus Formation	6,03	3,09	1,20	4,83	51

Quando se tem um grande número de dados, torna-se por vezes difícil a escolha de um valor que caracterize corretamente o maciço, ou seja, deve optar-se pelo valor médio ou fazer-se uma estimativa cautelosa como refere o Eurocódigo 7 e considerar o parâmetro geotécnico com nível de confiança de 95%?

Assim sendo, e com vista a analisar as diferenças nos esforços obtidos nas paredes considerando um ou outro caso, vão ser considerados dois casos: o Caso 1 em que se considera o valor médio da resistência à compressão uniaxial e o Caso 2 em que o valor considerado é o valor característico da resistência à compressão uniaxial, valor este correspondente à estimativa cautelosa com um nível de confiança de 95%.

### 5.3.1.3. Parâmetros geotécnicos

Neste ponto descrevem-se as características dos maciços presentes na secção em estudo. As propriedades dos maciços foram obtidas recorrendo ao programa Roclab, que tem como inputs a resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ), o valor GSI, a constante  $m_i$ , o fator de perturbação do maciço D e o rácio dos módulos MR.

De seguida encontra-se um exemplo do layout obtido no programa Roclab das propriedades da formação Simsima Limestone, incluindo as envolventes de rotura, considerando o valor médio da resistência à compressão uniaxial.

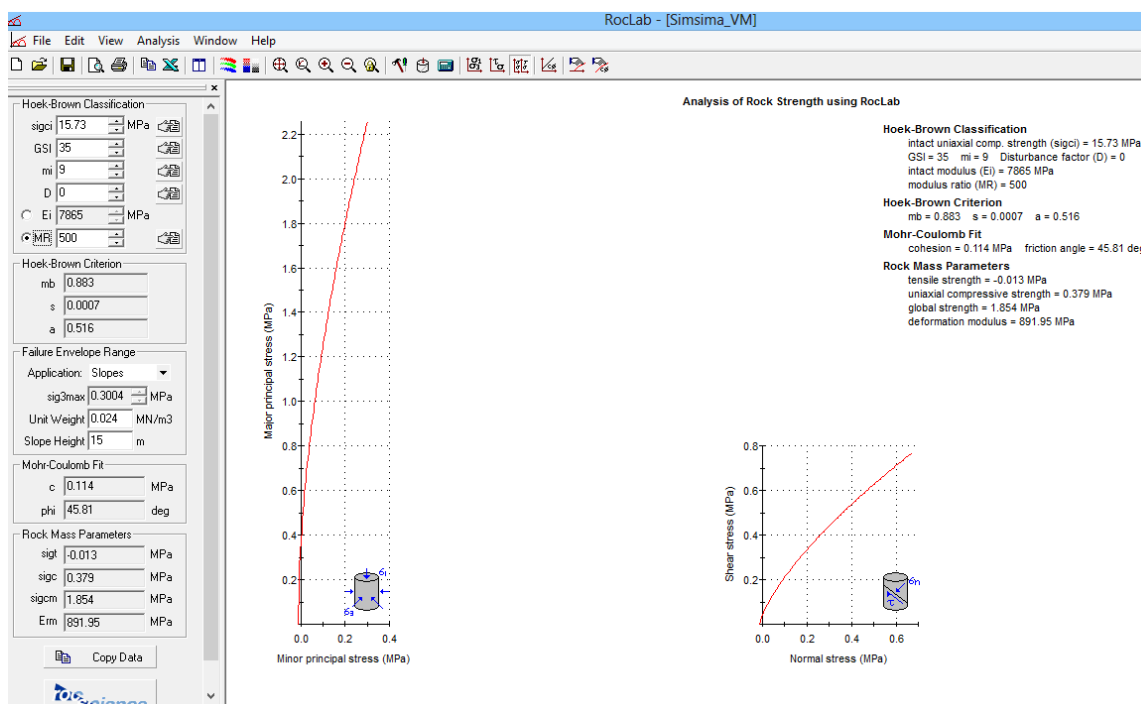


Figura 16 - Exemplo do layout obtido no programa Roclab

No quadro seguinte encontram-se os dados introduzidos no Roclab para se obterem as características dos maciços.

Quadro 26 - Dados introduzidos no programa Roclab

	Estrato	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	MR	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	H (m)
Caso1	Simsima Limestone	15,73	35	9	0	500	23	15
	Midra Shale	9,80	40	6	0	250	22	19
	Rus Formation	6,03	30	9	0	1000	21	36
Caso2	Simsima Limestone	12,48	35	9	0	500	23	15
	Midra Shale	5,32	40	6	0	250	22	19
	Rus Formation	4,83	30	9	0	1000	21	36

Os parâmetros introduzidos, tendo por base o estudo geológico e geotécnico efetuado na zona da estação a implantar e no caso dos valores de  $m_i$ , e do MR, estes foram obtidos pela consulta dos quadros propostos por Hoek e que estão contidos no programa Roclab.

Quadro 27 - Parâmetros do terreno obtidos no programa Roclab

	Estrato	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu'$	k (m/s)	$\sigma_{3max}$ (MPa)	Ei (MPa)	Em (MPa)	OCR
Caso1	Aterro	18	19	0,3	1x10 <sup>-5</sup>	-	-	30	1
	Simsima Limestone	23	24	0,3	4x10 <sup>-5</sup>	0,30	7865	891	1
	Midra Shale	22	23	0,3	1x10 <sup>-7</sup>	0,34	2451	391	1
	Rus Formation	21	22	0,3	5x10 <sup>-6</sup>	0,58	6030	490	1
Caso2	Aterro	18	19	0,3	1x10 <sup>-5</sup>	-	-	30	1
	Simsima Limestone	23	24	0,3	4x10 <sup>-5</sup>	0,29	6240	550	1
	Midra Shale	22	23	0,3	1x10 <sup>-7</sup>	0,32	1327	212	1
	Rus Formation	21	22	0,3	5x10 <sup>-6</sup>	0,57	4830	393	1

5.3.2. ESTRUTURAS DE SUPORTE CONSIDERADAS

Para a realização da escavação e como medida de contenção do terreno e de suporte foi adotada uma solução recorrendo a paredes moldadas, e foi utilizado o método *Top-Down* para a execução da escavação.

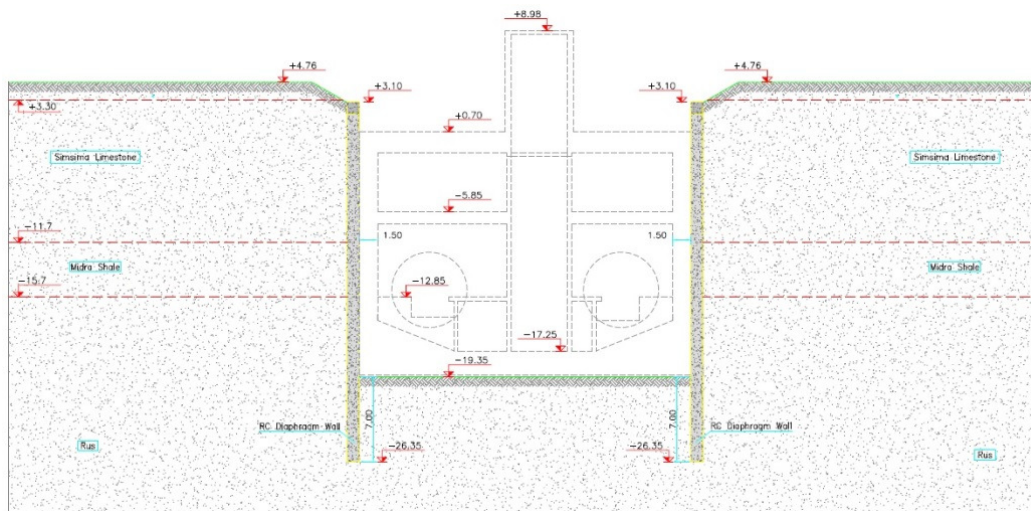


Figura 17 - Corte transversal tipo da seção de estudo

Assim, a escavação compreende paredes moldadas, nas quais se considerou uma espessura de 1m, no caso em que se considera o nível freático semelhante ao que se verifica no terreno, valor este de 1m que é exigido no projeto e optou-se por uma espessura de 0,8m para o caso em que não se considera a presença de água no terreno, ou seja o terreno é seco. A parede tem 29,45 metros de comprimento,

com uma ficha de 7 metros e o peso volúmico considerado foi de  $25 \text{ kN/m}^3$ . Os valores utilizados são os constam no projeto, daí a sua utilização.

Para modelar a parede, utilizou-se o elemento barra (no software PLAXIS denominado “plate”) onde se atribuiu um comportamento elástico linear, tendo-se considerado um módulo de elasticidade (E) de 34 GPa, uma vez que o projeto exigia a utilização de betão da classe C35/45, sendo este o valor considerado pelo Eurocódigo 2 para a referida classe de betão.

Deste modo, os valores da rigidez axial e da rigidez à flexão encontram-se expressos no Quadro 28.

Quadro 28 - Rigidez axial e à flexão das paredes moldadas

Espessura (m)	E (GPa)	EA (MN/m)	EI (MN.m <sup>2</sup> /m)
0,8	34	27200	1451
1	34	34000	2893

Em relação ao sistema de escoramento adotado, a instalação das escoras no programa Plaxis corresponde na realidade às lajes da estação, e portanto, a cota de posicionamento das escoras coincide com o ponto médio da cota das várias lajes que compõe a estação. O valor da rigidez considerada para as escoras é o que mais se aproxima da rigidez da laje.

Assim, no programa de cálculo automático as lajes foram materializadas recorrendo à simulação de escoras com o elemento “fixed-end-anchor”, atribuindo-se um comportamento elástico para o elemento, que permite que este experimente trações e compressões. Admitiu-se um espaçamento entre escoras de 1 metro.

Quadro 29 - Rigidez axial das escoras e comprimento equivalente

Elemento	Espessura da Laje (m)	EA (MN/m)	Lequivalente (m)
Laje -17,25	2,0	68000	13,6
Laje -15,06	1,0	34000	4,34
Laje -5,85	1,0	34000	13,6
Laje +0,70	1,750	59500	13,6

### 5.3.3. MÉTODO *TOP-DOWN*

O processo construtivo adotado para a construção da estação foi o método “*Top-Down*” (de cima para baixo), que como o nome indica, é um método em que as paredes são escoradas com as lajes definitivas dos pisos enterrados que vão sendo construídas à medida que a escavação progride. As escavações só se iniciam após a execução das paredes moldadas, que constituem não só a estrutura provisória que permite a realização da escavação, mas também parte ou a totalidade da estrutura definitiva. Após a construção das paredes executa-se a cobertura, solidarizada com as paredes. Essa parte poderá requerer uma pequena escavação já que frequentemente o nível da cobertura não coincide com a cota da superfície do terreno natural.

Este processo permite uma poupança significativa do tempo total de construção, sendo por isso bastante utilizado em projetos em que o fator tempo tem grande importância e também quando é essencial minimizar os movimentos do terreno.

Outra grande vantagem da utilização deste método é que não é necessário esperar até que à conclusão da construção de toda a estrutura para se proceder ao reenchimento da cobertura. O facto de a cobertura ser executada numa fase inicial vai permitir a rápida restituição dos serviços à superfície sejam eles de telecomunicações, saneamento e também o restabelecimento do trânsito pedestre e automóvel.

De seguida apresenta-se um resumo com as várias etapas do processo de construção das paredes moldadas:

1. Construção de muros guia para definir a posição das paredes moldadas;
2. Escavação por remoção do terreno com recurso a balde de maxilas ou hidrofresa para formar o painel. A escavação é estabilizada por enchimento com lama bentonítica para apoiar a parede da escavação;
3. Colocação da armadura no painel e posterior betonagem do painel;

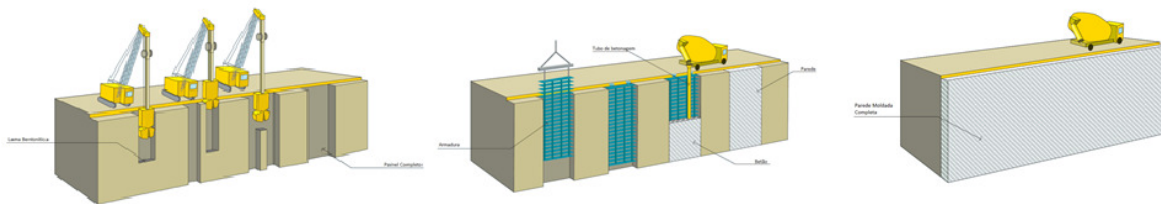


Figura 18 - Etapas da construção de paredes moldadas

Após a construção das paredes moldadas, as fases seguintes que compreendem o método *Top-Down* são as seguintes:

4. Construção da laje de cobertura;
5. Escavação e construção do próximo nível inferior de laje, repetindo-se este processo para baixo até a laje de fundo estar construída;
6. As paredes laterais são construídas para cima, seguido da remoção dos suportes intermédios (caso tenha sido necessário a sua utilização).

É necessário deixar uma abertura nas diversas lajes que vão sendo construídas em locais estratégicos, afim de permitir a passagem de materiais e equipamentos para os níveis inferiores, bem como para possibilitar a remoção dos materiais resultantes da escavação, sendo estas fechadas no final da construção.

Em síntese ficam algumas vantagens e desvantagens deste método de escavação:

Vantagens:

- Permite, potencialmente, proporcionar um melhor controlo dos movimentos do terreno;

- Lajes permanentes constituem uma ação de suporte contínua muito superior à dos suportes isolados diminuindo a necessidade de reforço adicional, levando a uma poupança dos custos;
- A necessidade de um extenso escoramento é eliminada, conduzindo a uma diminuição de tempo e novamente dos custos;
- Uma parte substancial do recobrimento pode ser colocada numa fase inicial, ajudando a isolar o ambiente dos efeitos da escavação subsequente. Com a escavação a processar-se sob a proteção da laje de teto, os efeitos adversos da construção sob condições atmosféricas severas são amplamente eliminados;
- A poluição sonora e poeiras são significativamente reduzidas.

Desvantagens:

- Devem ser criadas aberturas temporárias em todas as lajes, exceto na laje de fundo, sendo necessário algum escoramento para o posterior correto preenchimento das aberturas;
- Dificuldade na movimentação de terras que leva a um abrandamento na taxa de escavação quando comparada com a velocidade associada a escavações abertas e convencionais;
- O confinamento da área impõe limitações no acesso às atividades de construção.

#### 5.3.4. VISUALIZAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO

Com o objetivo de analisar a influência que a água tem na estrutura, nomeadamente nas paredes moldadas, foram considerados dois modelos:

- Modelo 1, que recria a situação real de escavação, em que é considerada a presença da água e percolação, em que o nível freático na zona da escavação vai sendo rebaixado, em função do avanço da escavação;
- Modelo 2, em que se considera o nível freático sempre abaixo da base da escavação, não sendo alterado durante todo o processo de escavação e considerando as pressões da água hidrostáticas. Este modelo pretende comparar as alterações nos esforços das paredes da estrutura quando se utiliza o Caso 1 ou o Caso 2, sem o fator condicionante da água.

Para ambos os casos, e antes de inserir os valores dos parâmetros de resistência do terreno no programa PLAXIS, foram fatorizados recorrendo às Combinações 1 e 2 da Abordagem de Cálculo 1 preconizada pelo EC7 no ponto 2.4.7.3.4.2. Realizaram-se modelos considerando uma e outra combinação (Combinação 1 e Combinação 2), com vista a estudar a diferença nos esforços e verificar qual a combinação mais condicionante.

Quadro 30 - Parâmetros de resistência do terreno para os dois modelos

	Estrato	Modelo 1/Modelo 2 (Comb1)		Modelo 2 (Comb2)	
		$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Caso1	Aterro	33	5	27	4
	Simsima Limestone	45	114	39	91
	Midra Shale	39	107	33	86
	Rus Formation	31	109	26	87
Caso2	Aterro	33	5	27	4
	Simsima Limestone	43	92	37	74
	Midra Shale	34	79	29	63
	Rus Formation	29	100	24	80

A análise foi efetuada em estado plano de deformação. A seção considerada está definida num plano vertical que é perpendicular as faces da escavação.

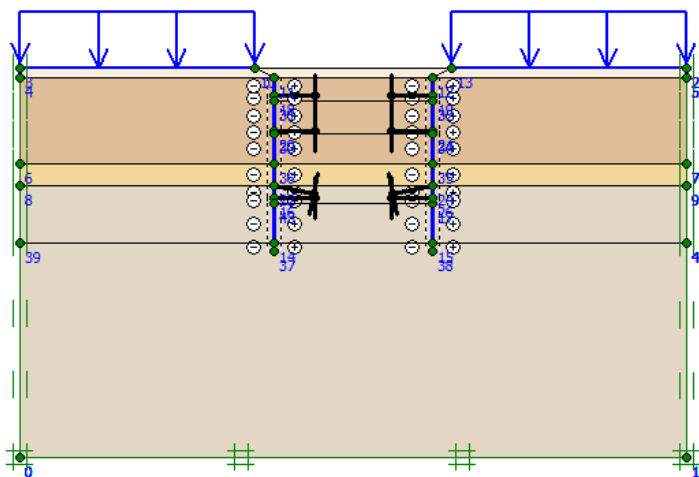


Figura 19 - Modelo de cálculo utilizado para a escavação

Na Figura 22 apresenta-se o modelo de cálculo utilizado, onde é possível identificar os três horizontes geotécnicos que caracterizam a zona de implantação da estação.

É de realçar que se prolongou a interface em 1,5 m para além do fundo da cortina. Deste modo, e não atribuindo a essa interface características que minorem a resistência ( $R_{inter}=1$ ), facilita a convergência de resultados nessa zona. Este procedimento está de acordo com Brinkgreve [12]. Com estes ajustes tenta-se obter melhores resultados junto da parede moldada e modelar de forma mais harmoniosa as transições entre materiais com diferentes características, dado que aumenta a flexibilidade da malha de elementos finitos e impede o aparecimento de tensões irrealisticamente elevadas.

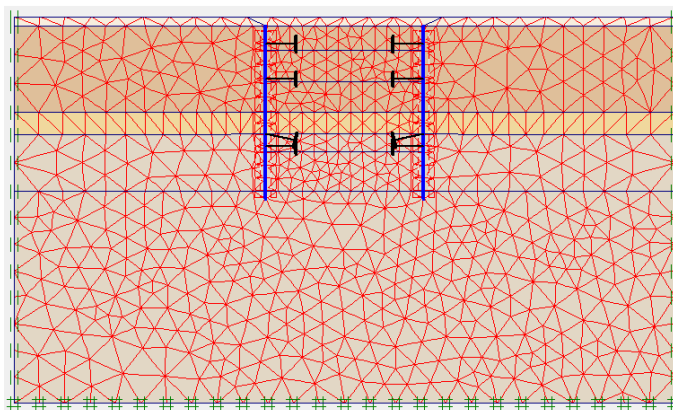


Figura 20 - Malha de elementos finitos e condições fronteira

A malha de elementos finitos para esta modelação foi criada com a opção “*very fine*” do PLAXIS de modo a ser uma malha suficientemente bem discretizada em todo o domínio. De salientar que a malha é ainda mais refinada junto da parede moldada de forma a se obter melhores resultados relativamente aos esforços e deslocamentos na cortina.

Em relação às condições fronteira, foram definidas nas extremidades, verticais e horizontal, fronteiras com um comprimento de  $2H$  (em que  $H$  corresponde à altura de escavação), de forma a não influenciar a análise da escavação e aí admite-se deslocamentos horizontais nulos.

A malha é constituída por 1472 elementos de 15 nós, que tal como já foi referido, é refinada em áreas onde pode ser esperado elevado gradiente de tensões, nomeadamente próximo das paredes.

Com vista a recriar o estado de tensões *in situ* existente antes de se iniciar a escavação, foi introduzida uma sobrecarga à superfície resultante da passagem de veículos, tendo sido considerada para o efeito uma carga uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$ , que para a Combinação 1 foi considerado o valor de  $11 \text{ kN/m}^2$  e na Combinação 2 toma o valor de  $13 \text{ kN/m}^2$ .

#### 5.3.4.1. Estado de Tensão Inicial

Após a definição da estrutura de suporte, é necessário simular o estado de tensão inicial a que o maciço está sujeito.

As rochas em profundidade são submetidas a tensões resultantes do peso das camadas sobrejacentes e dependem da história de tensões sofrida pelo maciço desde a sua génese.

Para a correta definição do estado de tensão inicial é necessário recorrer a ensaios *in situ* e a realização de um estudo para determinar as alterações a que os maciços estiveram expostos ao longo do tempo. Devido à dificuldade de obtenção tanto de ensaios como do conhecimento do histórico de tensões sofridas pelo terreno, a solução adotada para o cálculo do estado de tensão inicial foi o preconizado pelo programa PLAXIS.

Este processo é feito automaticamente pelo programa PLAXIS através da ferramenta “*K<sub>0</sub>-procedure*”. O estado de tensão inicial é definido a partir dos valores do peso volúmico ( $\gamma$ ), da tensão vertical

efetiva de repouso ( $\sigma'_{v0}$ ) instalada em cada ponto do maciço e através da expressão (31) calcula tensão horizontal efetiva em repouso ( $\sigma'_{h0}$ ).

$$\sigma'_{h0} = K_0 \times \sigma'_{v0} \quad (31)$$

O coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) é obtido recorrendo à expressão (32), que se encontra no ponto 9.5.2 (9.1) do EC7, e que depende do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e da razão de sobreconsolidação (OCR). Dado que não foi possível a obtenção da história de tensões sofrida pelo maciço, o valor considerado para o OCR do maciço foi igual à unidade. Assim a equação (32) pode ser simplificada para (33).

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} \quad (32)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (33)$$

O PLAXIS aconselha o uso deste método apenas em modelos numéricos em que todas as camadas do maciço sejam horizontais, uma vez que caso exista alguma não horizontalidade, o cálculo do estado de tensão inicial irá gerar um campo de tensões iniciais não equilibrado. Como no caso da seção em estudo nesta dissertação, consideraram-se as camadas horizontais, este foi o método adotado para o cálculo do estado de tensão inicial do maciço.

No que diz respeito à distribuição das pressões da água no solo, estas podem ser hidrostáticas ou hidrodinâmicas. A consideração ou não da percolação, envolve diferenças significativas ao nível das pressões da água e do solo, influenciando por isso os esforços resultantes na estrutura, daí ter sido efetuado um caso considerando a existência de percolação (Modelo 1) e outro sem considerar o efeito da água no solo (Modelo 2).

#### 5.3.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No geral, o processo construtivo diz respeito à realização da escavação para implantação da estrutura, a sua impermeabilização e, finalmente, a execução do aterro até à cota definida no projeto de arranjos à superfície. Neste trabalho apenas se analisou a construção das paredes moldadas e a realização da escavação.

A simulação do processo construtivo inicia-se com a escavação para nivelar e preparar a construção da laje de topo e também a drenagem, no sentido de manter o nível freático, para um nível de pelo menos 500 mm abaixo do nível de escavação.

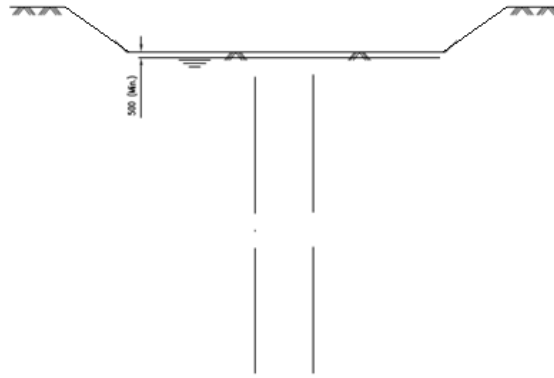


Figura 21 - Fase inicial da escavação

Na fase seguinte procede-se materialização das paredes moldadas, das estacas provisórias e dos perfis metálicos que vão suportar a laje (Figura 21)

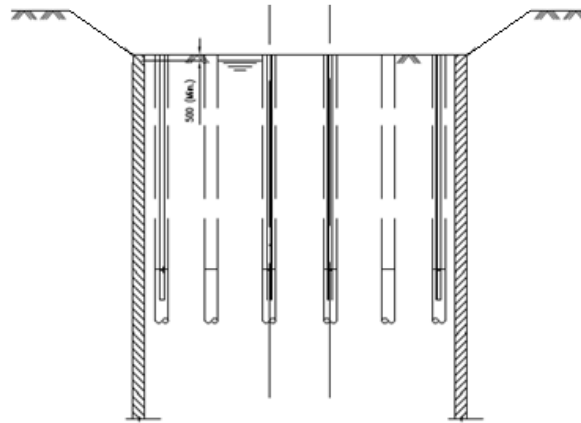


Figura 22 - Fase 2

A terceira fase consiste na construção da laje de topo (Figura 22).

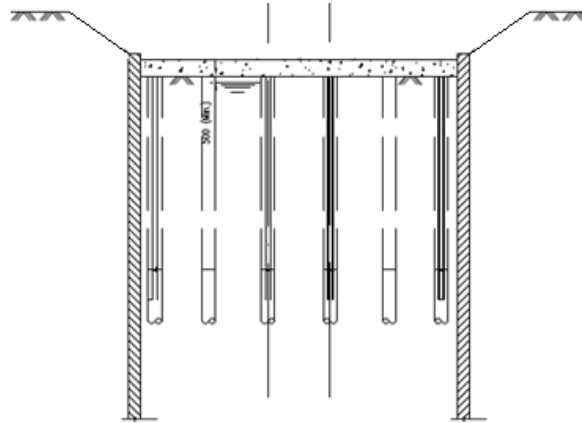


Figura 23 - Fase 3

A próxima fase corresponde à escavação do primeiro nível até à cota -6,8m, assegurando a drenagem da água do terreno de pelo menos 0,5 m abaixo da base da escavação e materialização construção da laje (Figura 23).

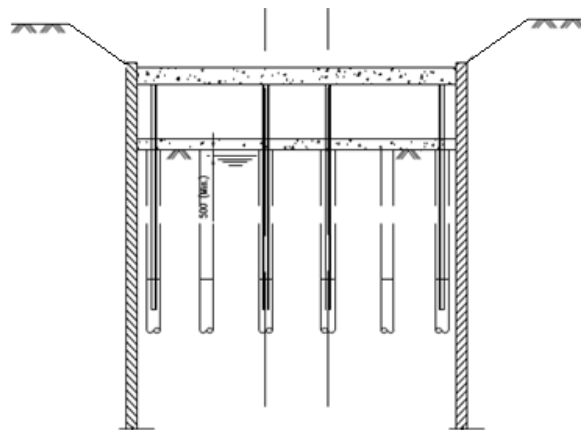


Figura 24 - Fase 4

A fase seguinte consiste na escavação até à cota -19,2 m, e drenagem da base de escavação assegurando um rebaixamento do nível freático até, pelo menos, 1m abaixo da base de escavação (Figura 26). Posteriormente procede-se à construção da laje de fundo (Figura 27).

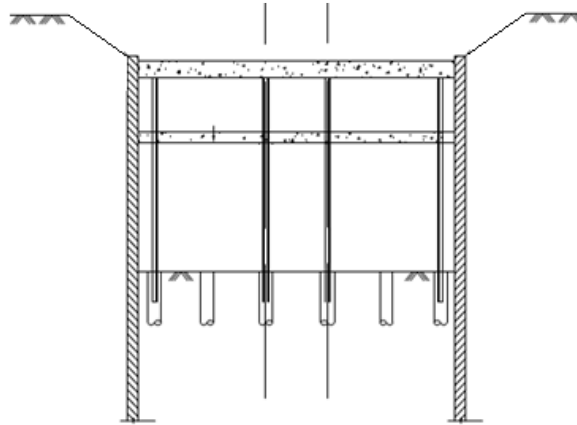


Figura 25 - Fase 5

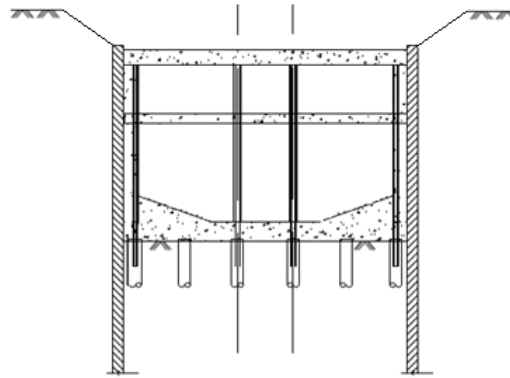


Figura 26 - Fase 6

Na última fase procede-se à construção das paredes de revestimento até à laje de topo, à construção da laje da linha férrea, e ainda faz-se o enchimento da parte superior da estrutura subterrânea, sendo restabelecidas as áreas à superfície.

É de realçar a presença das estacas na base da escavação (estacas essas que foram materializadas numa fase inicial). Estas estacas para além de exercerem uma função de suporte provisório durante a construção das lajes, vão ter também uma função de suporte definitivo, uma vez que previnem a ocorrência de levantamento global (Flutuação).

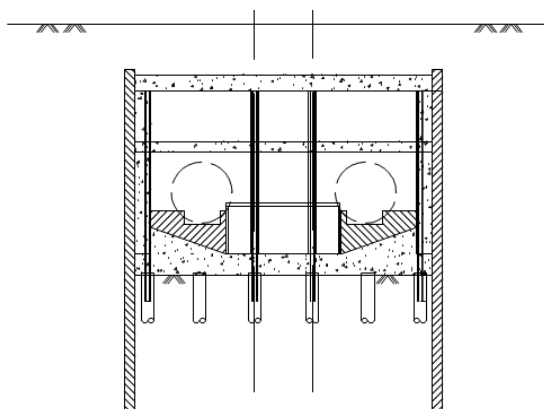


Figura 27 - Estrutura completa

#### 5.3.5.1. Faseamento construtivo Modelo 1

Após a modelação, e antes de proceder ao cálculo, insere-se no programa as várias fases a analisar. No Quadro 31 encontra-se a sequência de escavação adotado para o Modelo 1, em que se considera a presença de água e percolação no terreno.

Quadro 31 - Faseamento construtivo considerado no Modelo 1

Fase	Descrição
1	Ativação da sobrecarga na superfície do terreno
2	Escavação até à cota do topo das paredes moldadas
3	Construção das paredes moldadas
4	Escavação até à cota -1,0 com rebaixamento do nível freático até à cota -1,5
5	Ativação da Laje Piso +0,7
6	Escavação até à cota -6,8 com rebaixamento do nível freático até à cota -7,3
7	Ativação da Laje Piso -5,8
8	Criação de poços de alívio na zona de escavação
9	Escavação até à cota -12,2 com rebaixamento do nível freático até à cota -12,7
10	Escavação até à cota -16,2 com rebaixamento do nível freático até à cota -16,7
11	Escavação até à cota -19,3 com rebaixamento do nível freático até à cota -20,3
12	Ativação da Laje inclinada e da Laje de Fundo -17,25

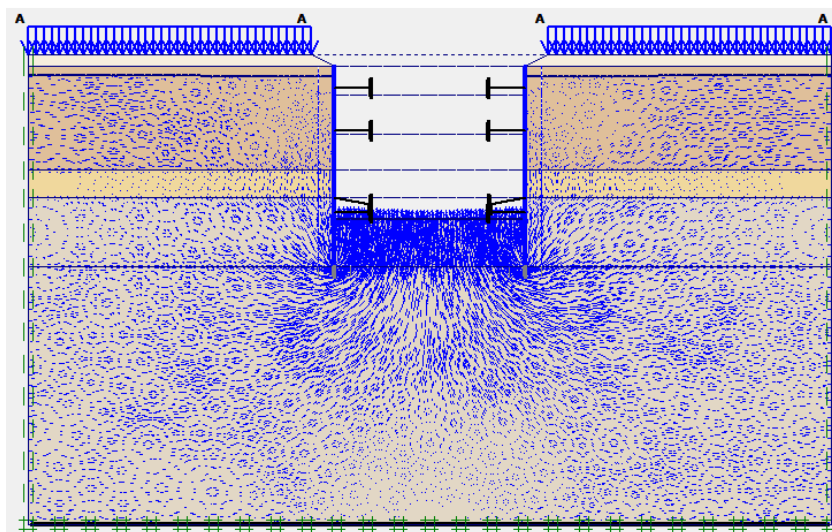


Figura 28 - Campo de fluxo na fase final da escavação

#### 5.3.5.2. Faseamento construtivo Modelo 2

O faseamento adotado para a escavação em que se considerou a presença da água foi o apresentado no quadro seguinte.

Quadro 32 - Faseamento da escavação no programa Plaxis

Fase	Descrição
1	Ativação da sobrecarga na superfície do terreno
2	Escavação até à cota do topo das paredes moldadas
3	Construção das paredes moldadas
4	Escavação até à cota -1,0
5	Ativação da Laje Piso +0,7
6	Escavação até à cota -6,8
7	Ativação da Laje Piso -5,8
8	Escavação até à cota -12,2
9	Escavação até à cota -16,2
10	Escavação até à cota -19,3
11	Ativação da Laje inclinada e da Laje de Fundo -17,2

## 5.4. RESULTADOS

Neste ponto encontram-se os resultados da análise dos Modelos 1 e 2, em que no Modelo 1 as características do maciço e da estrutura consideradas são idênticas às presentes no projeto e pretendem simular a situação da escavação real. Já no Modelo 2 pretendeu-se aprofundar o tema da influência que a variação dos parâmetros de resistência do terreno, nomeadamente a variação do valor da resistência à compressão uniaxial têm nos esforços finais obtidos para as paredes moldadas e ainda analisar a variação desses mesmos esforços, quando se procede ao dimensionamento geotécnico considerando a Combinação 1 ou a Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1 do EC7.

### 5.4.1. MODELO 1

Recriando a situação real de escavação, considerando a variação do nível freático à medida que a escavação vai progredindo, obtiveram-se os seguintes mapas de cores correspondente aos deslocamentos horizontais finais no terreno.

#### 5.4.1.1. Deslocamentos Horizontais

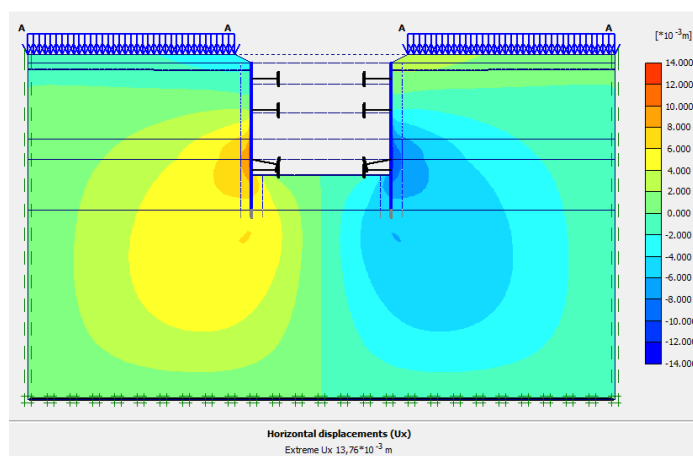


Figura 29 - Deslocamentos horizontais Caso 2

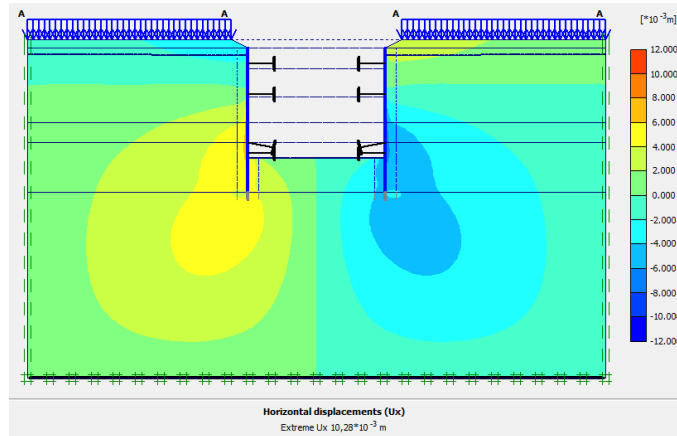


Figura 30 - Deslocamentos horizontais Caso 1

Analisando os deslocamentos horizontais fica claro que considerando o Caso 2, o terreno irá registrar, como seria de esperar, maiores deslocamentos, tendo-se obtido para  $U_x=13,76$  mm, enquanto no Caso 1 este valor fica-se pelos 10,28 mm, uma vez que os parâmetros do terreno são mais baixos no Caso 2, originando maiores deslocamentos.

#### 5.4.1.2. Esforços atuantes nas paredes da estação

Os diagramas das envoltivas de esforços que resultaram da modelação encontram-se na figura abaixo, bem como os gráficos com os valores mínimos e máximos dos esforços.

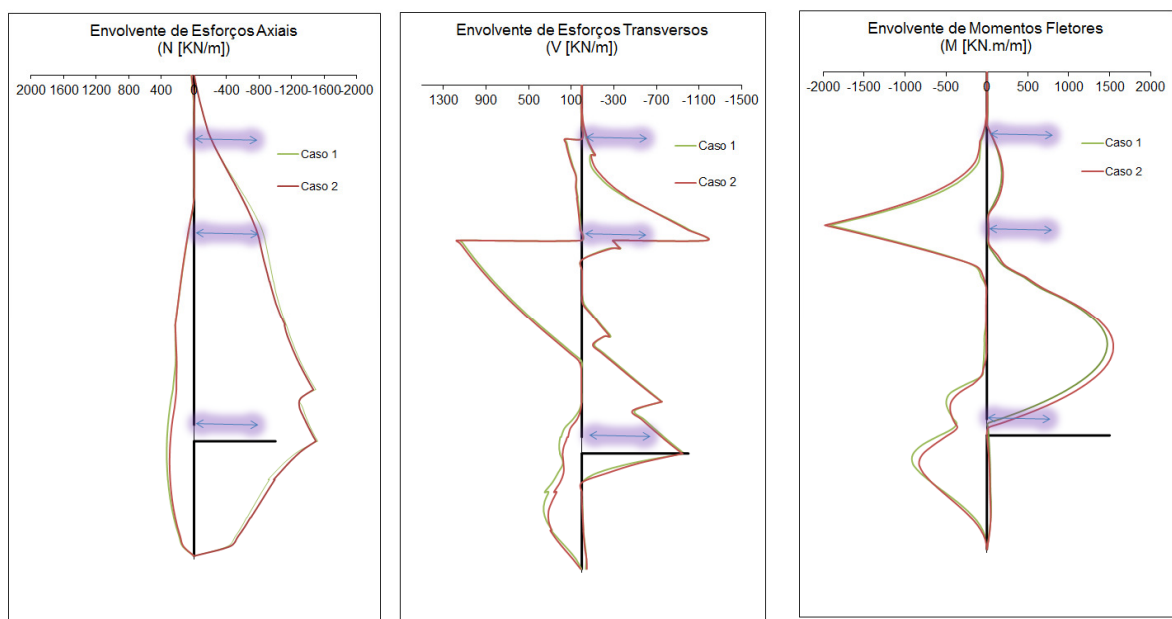


Figura 31 - Diagramas das envoltivas de esforços na parede moldada para os Casos 1 e 2

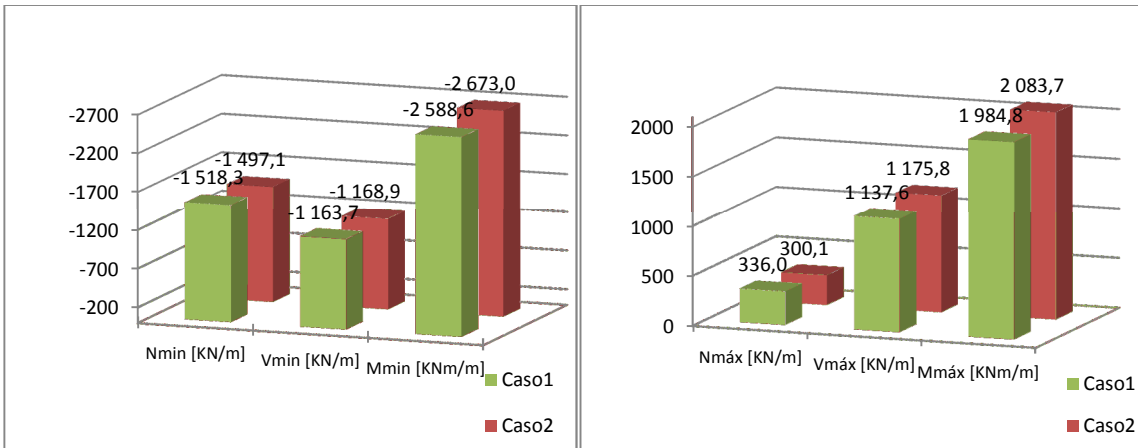


Figura 32 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas

Analisando os diagramas e os gráficos acima, verifica-se que as diferenças da utilização do Caso 1 ou do Caso 2 são mínimas, embora os valores obtidos para o caso 2 sejam superiores.

Efetuada-se agora a análise do emprego das Combinações 1 e 2, em que a Combinação 1 foi conseguida efetuando uma majoração de 35% dos esforços finais obtidos no Plaxis e uma majoração de 10% na sobrecarga aplicada no terreno e na Combinação 2 procedeu-se a uma majoração de 30% da sobrecarga aplicada ao terreno e também uma minoração das características do terreno, cujos coeficientes estão indicados no Quadro 22. Assim obtiveram-se os seguintes diagramas de esforços para o Caso 1:

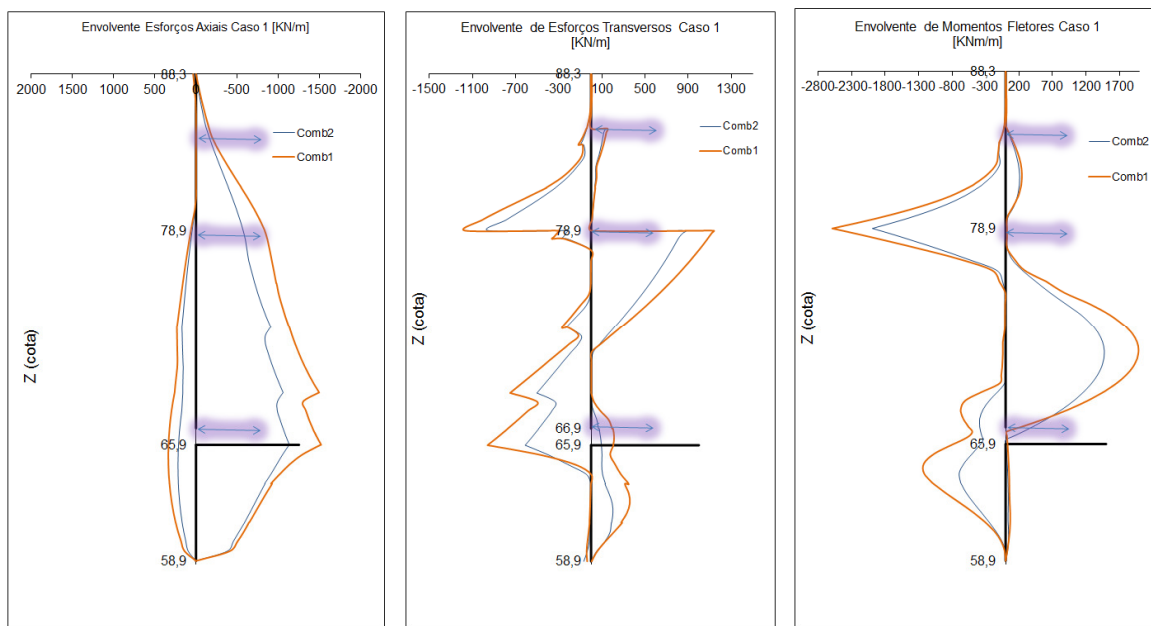


Figura 33 - Diagramas das envolventes de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 1

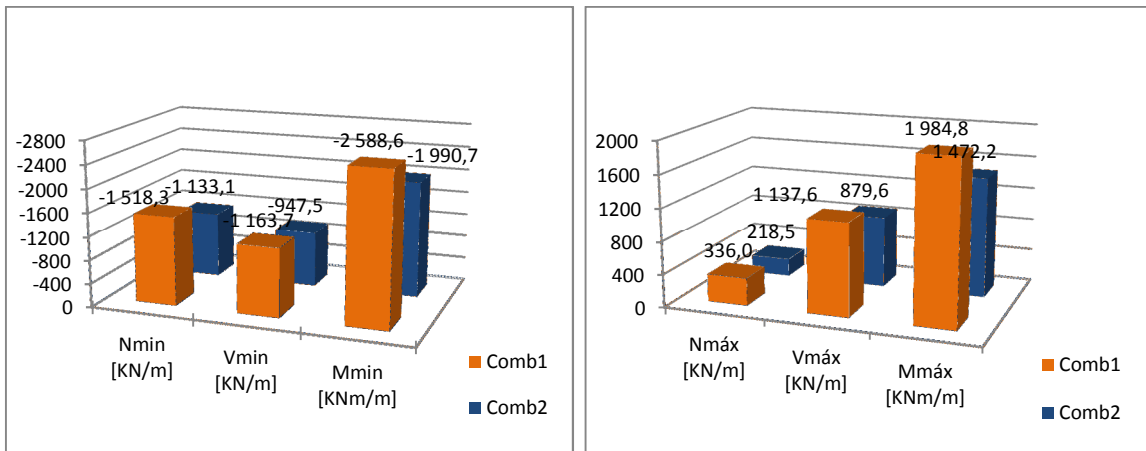


Figura 34 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 1

Aqui já se encontra uma diferença significativa nos valores dos esforços, verificando-se que a Combinação 1 é a que apresenta valores mais elevados, sendo mais acentuada para os valores mínimos dos esforços, na ordem dos 23%.

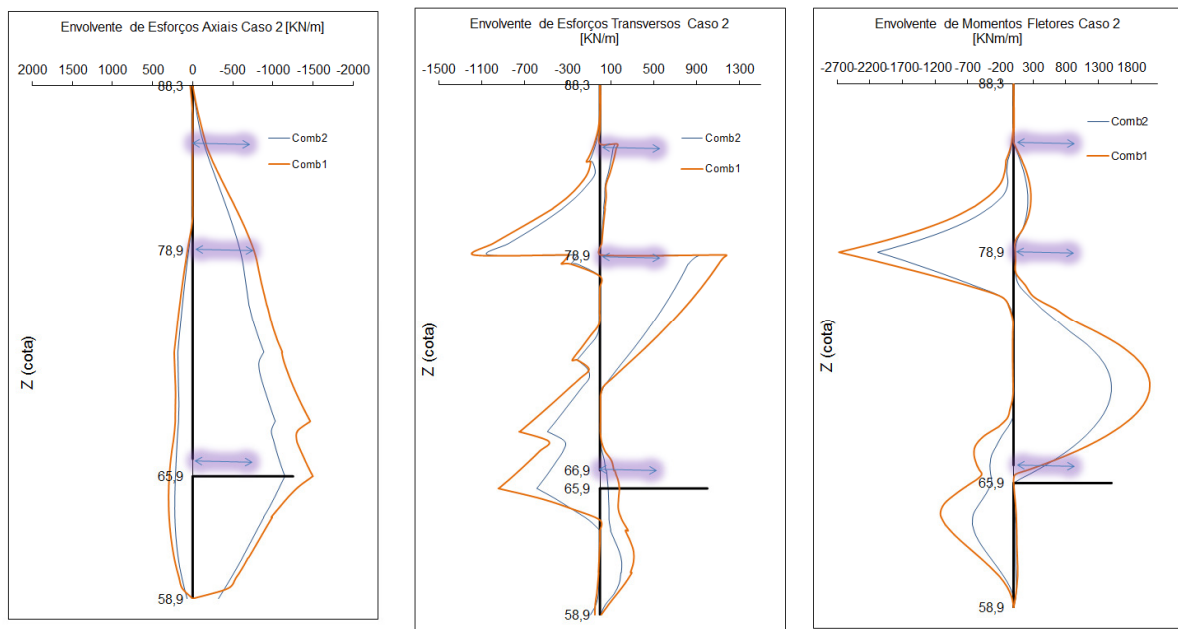


Figura 35 - Diagramas das envoltivas de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 2

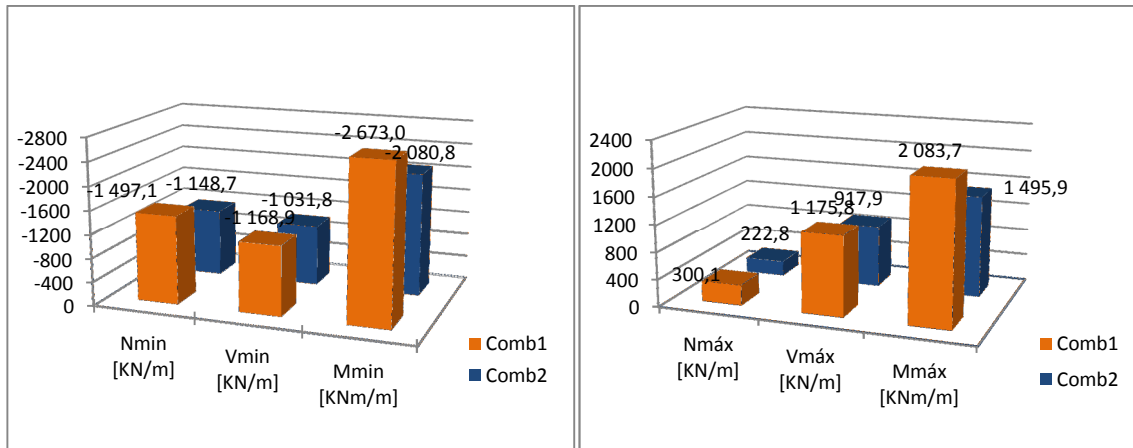


Figura 36 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 2

Tal como se verifica para o Caso 1, também no Caso 2 a Combinação 1 é a mais desfavorável, apresentando esforços nas paredes mais elevados.

A majoração em 35% dos esforços obtidos na modelação levada a cabo pela Combinação 1 parece não ser “compensada” pela redução dos parâmetros do terreno efetuada pela Combinação 2, o que origina valores mais elevados na primeira combinação.

#### 5.4.2. MODELO 2

Nesta fase analisou-se o efeito da variação do valor da resistência uniaxial, valor este que vai levar a uma alteração de outros parâmetros de resistência, como o ângulo de atrito, a coesão e o módulo de deformabilidade, resultando numa alteração do comportamento da escavação. A influência da água foi desprezada, considerando-se o nível freático abaixo da base de escavação, o que permitiu verificar a influência dos parâmetros do terreno nos esforços nas paredes da estação, sem o fator água, que seria o fator condicionante.

Assim, de seguida ilustram-se os mapas de cores correspondentes aos deslocamentos horizontais registados no terreno e o gráfico referente aos deslocamentos horizontais na parede moldada, obtidos no programa PLAXIS.

### 5.4.2.1. Deslocamentos Horizontais

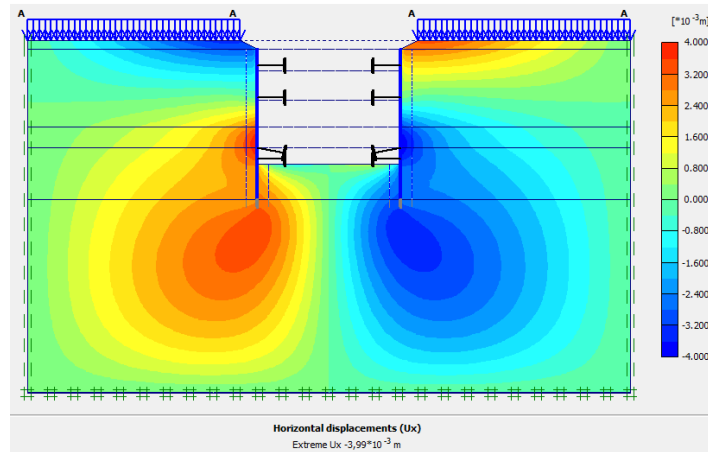


Figura 37 - Deslocamentos horizontais do terreno Caso 1

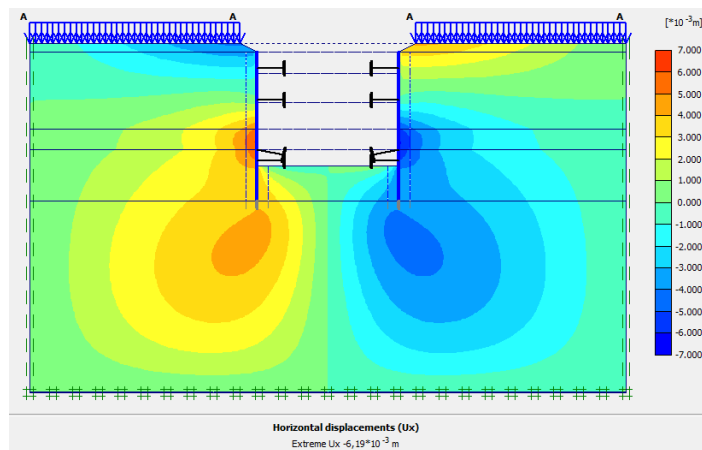


Figura 38 - Deslocamentos horizontais do terreno Caso 2

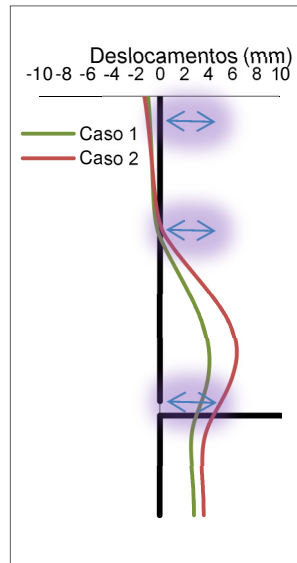


Figura 39 - Deslocamentos horizontais registados na parede moldada

Para os deslocamentos horizontais do terreno obteve-se o valor de 3,99 mm para o Caso 1 e para o Caso 2 o valor obtido foi de 6,19 mm.

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais verificados na parede moldada, tendo-se registado valores de 4,08 mm para o Caso 1 e de 6,34 mm para o Caso 2, pode prever-se que com a consideração do valor característico para o valor da resistência à compressão uniaxial (Caso 2), que se caracteriza por uma diminuição dos parâmetros de resistência do terreno face à consideração do valor médio (Caso 1), leva a maiores deslocamentos quer da cortina quer do terreno, como se observa nas Figuras acima.

Como comentário aos resultados obtidos, Matos Fernandes [10] refere que os deslocamentos da cortina dependem fundamentalmente das propriedades do maciço e em menor escala, da altura enterrada, rigidez e condições de apoio do pé da cortina. Visto que só as propriedades do maciço sofrem alteração de um caso para o outro, era de esperar estes resultados, em que os deslocamentos registados no Caso 2 são superiores. É de realçar o facto de, em relação ao Modelo 1, os deslocamentos são notoriamente mais baixos neste Modelo 2. Uma vez que a rigidez das paredes é superior no Modelo 1 (devido à espessura ser maior) e mantendo-se constantes os parâmetros do terreno e as condições de apoio da parede, poderia pensar-se que os deslocamentos seriam menores, no entanto, o primeiro modelo considera o efeito da água e da percolação, sendo estas responsáveis por grande parte das pressões exercidas nas paredes, considerando a parede impermeável, tal como é referido por Matos Fernandes [10], o que leva a deslocamentos superiores aos registados no Modelo 2.

#### 5.4.2.2. Esforços atuantes nas paredes moldadas

Procedeu-se ainda a uma comparação em relação aos esforços na cortina, axiais (N[kN]), esforço transversal (V [kN]) e momentos fletores (M [kN/m]), apresentados nas figuras seguintes.

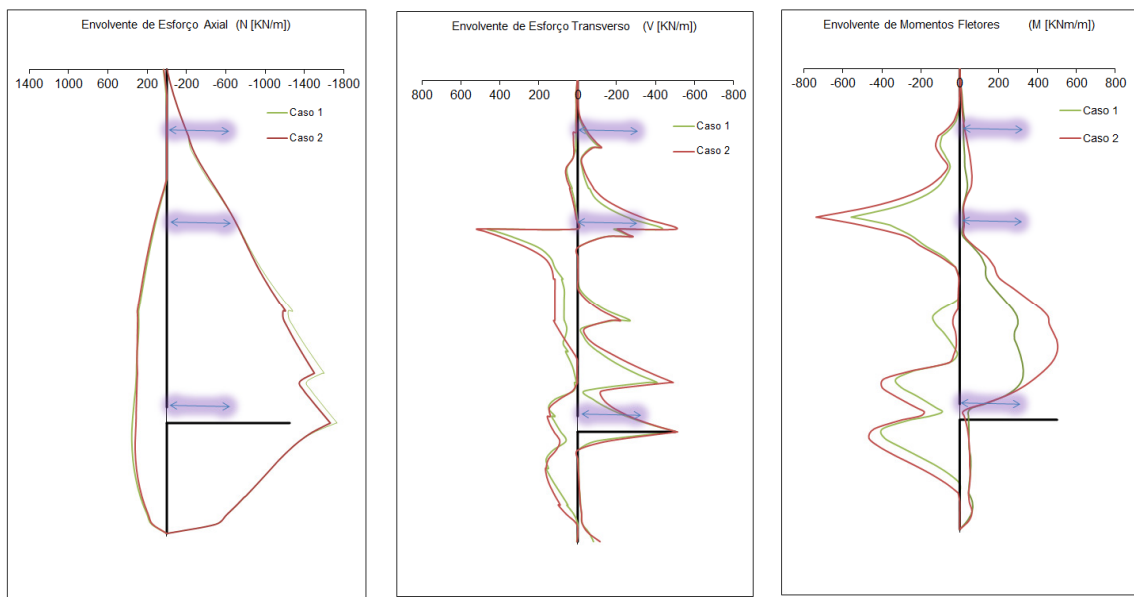


Figura 40 - Diagramas envoltantes de esforços nas paredes moldadas para os Casos 1 e 2

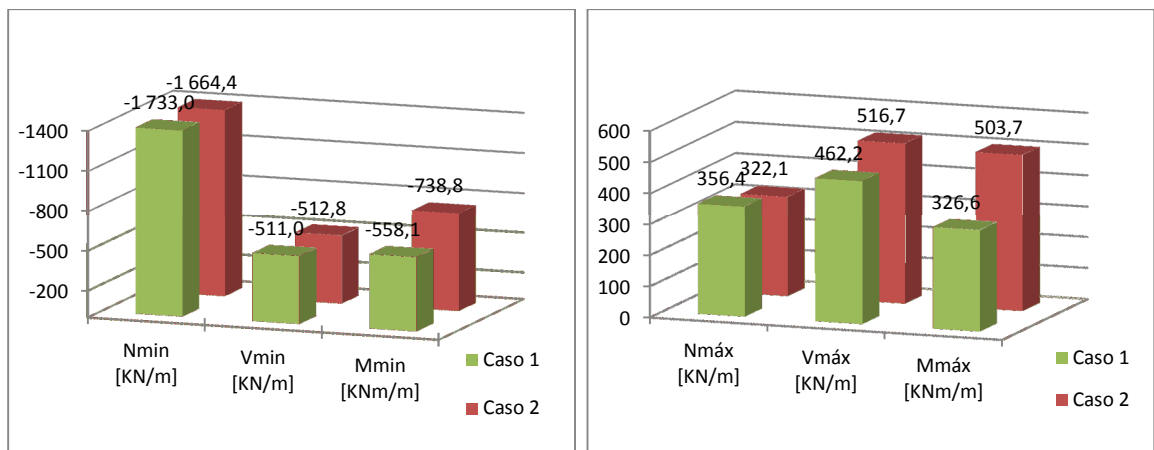


Figura 41 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para os Casos 1 e 2

Fazendo uma observação dos resultados acima expostos, mais uma vez mantém-se a tendência para o Caso 2 ser o mais condicionante, a registrar os valores mais elevados dos esforços atuantes na parede. No entanto repare-se que a diferença de valores dos momentos fletores é mais acentuada, ou seja a discrepância entre os valores obtidos para o Caso 1 e para o Caso 2 são maiores. Enquanto no Modelo 1 esta diferença não chega aos 100 kNm/m, já no Modelo 2 esta diferença anda próxima dos 180 kNm/m.

A contrariar a propensão para o Caso 2 ser a mais condicionante, verifica-se que para o esforço axial máximo o Caso 1 apresenta um valor mais elevado, ainda que não muito pronunciado.

Olhando para os resultados dos diagramas de esforços e dos gráficos acima, o que mais sobressai é a redução acentuada dos valores mínimos e máximos dos esforços da estrutura comparativamente ao

Modelo 1, com exceção do esforço axial mínimo, que se mantém com valores da mesma ordem de grandeza.

Considerando agora o uso das Combinações 1 e 2, e para o Caso 1 obtiveram-se os seguintes diagramas de esforços:

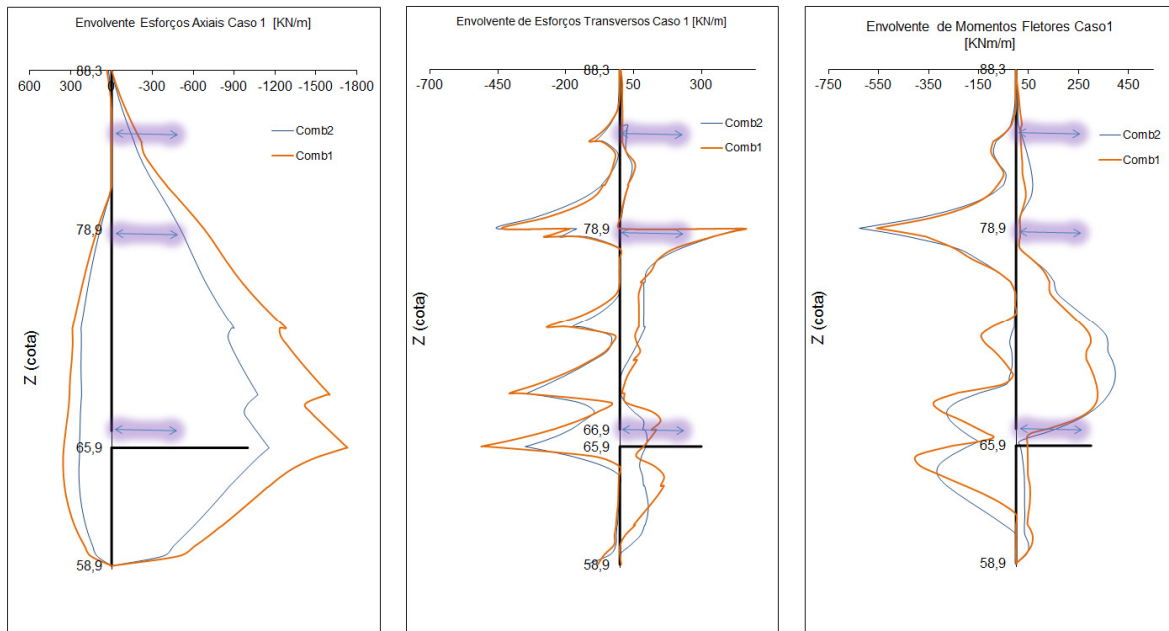


Figura 42 - Diagramas das envolturas de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 1

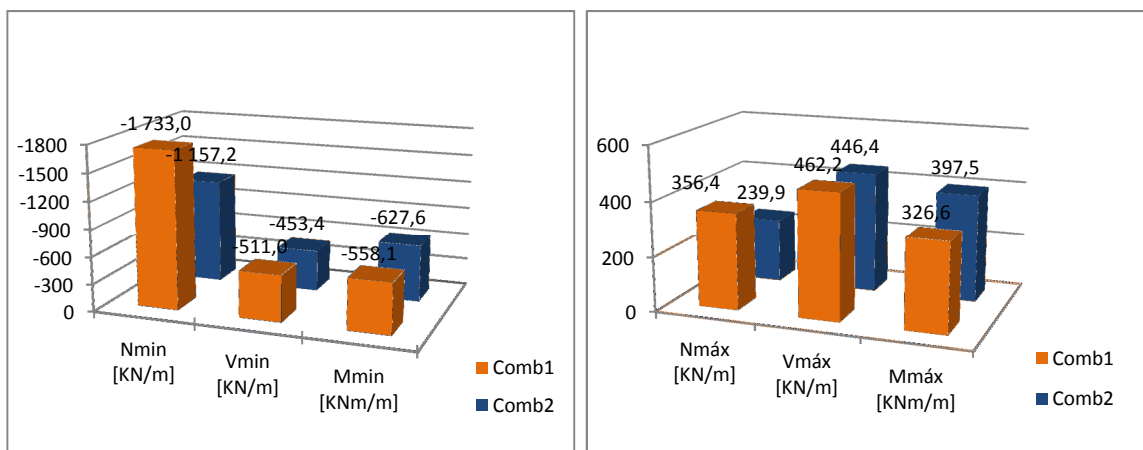


Figura 43 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 1

Neste caso concreto, verificou-se que a Combinação 2 era a mais desfavorável, quando se trata dos valores de esforços máximos, contrariando a tendência dos outros resultados, ainda que a diferença de

valores seja curta. No que diz respeito aos valores mínimos dos esforços estes apresentam a Combinação 1 como mais condicionante.

Nas Figuras 58 e 59 encontram-se representados os diagramas das envolventes de esforços na parede moldada obtidos para o Caso 2 considerando as duas combinações.

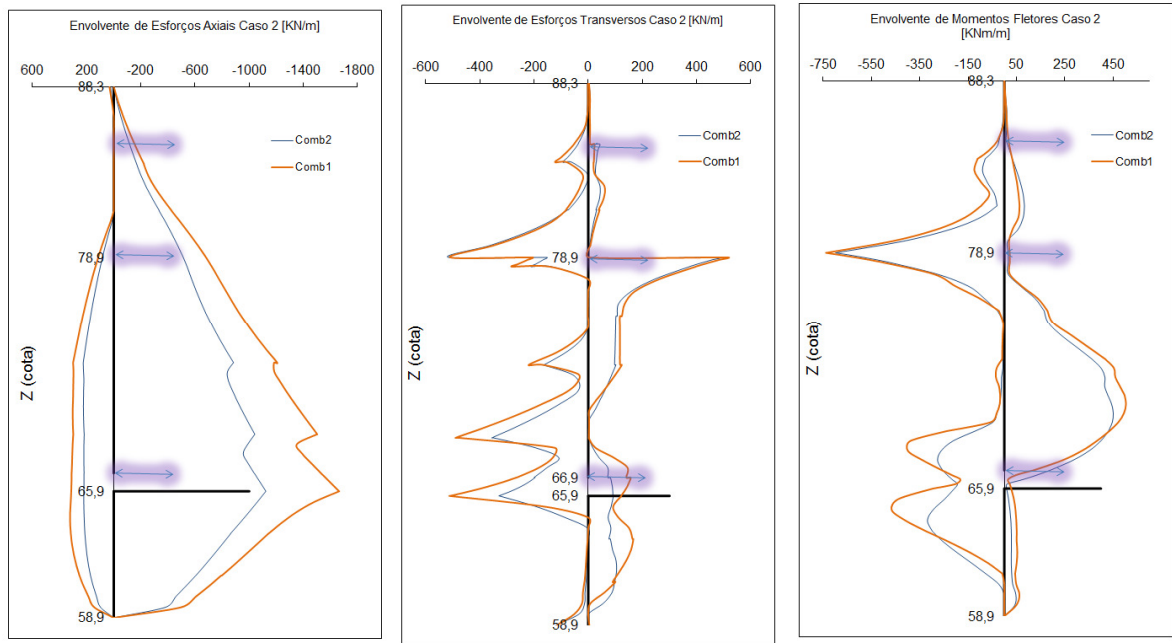


Figura 44 - Diagramas das envolventes de esforços nas paredes moldadas referente ao Caso 2

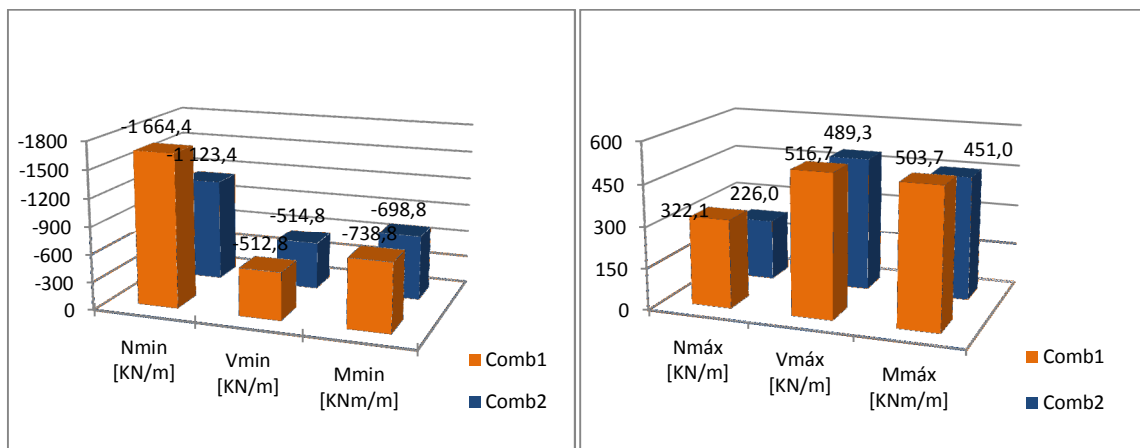


Figura 45 - Gráficos valores mínimos e máximos dos esforços nas paredes moldadas para o Caso 2

No caso em que se aplicam as combinações do EC7 ao modelo respeitante ao valor característico da resistência à compressão uniaxial, verifica-se que a Combinação 1 obteve valores ligeiramente superiores à Combinação 2.

No entanto e como o Eurocódigo 7 enuncia, deve ser feita a verificação das duas combinações, a não ser que seja óbvio que uma delas é crítica, sendo sempre necessário o cálculo das duas combinações, e dificilmente sem o cálculo se consegue determinar qual a combinação crítica. Assim, em cada caso a estudar devem ser realizados os cálculos para as duas combinações e utilizar para o dimensionamento a que se verificar ser mais condicionante.

Em relação aos Casos 1 e 2, o estudo efetuado não demonstra a existência de grandes alterações no comportamento do terreno e da estrutura quando se faz variar o valor da resistência à compressão uniaxial, ora usando valores médios ora valores médios com nível de confiança de 95%, ainda que o caso em que se considera o valor médio com nível de confiança de 95% seja mais desfavorável, explicado pelos valores mais baixos dos parâmetros do maciço.

# 6

## CONCLUSÃO

### 6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação pretendeu contribuir para clarificar as diferenças que se obtêm nos esforços obtidos nas paredes moldadas pertencentes à estação de metro que foi alvo de estudo, quando se varia o valor de um parâmetro de resistência do maciço, que neste caso foi o valor da resistência à compressão uniaxial.

Quando se está na presença de um maciço fortemente heterogêneo, e face à grande variabilidade de valores obtidos, torna-se por vezes árdua a tarefa da escolha de um valor que caracterize o maciço, sendo a análise estatística uma grande aliada para a determinação do valor a utilizar.

Assim, foi realizado um estudo em que se fez variar a resistência à compressão uniaxial, considerando valores médios e valores característicos com vista a perceber-se se esta alteração produz alterações significativas ao nível dos esforços obtidos na estrutura, mais propriamente nas paredes moldadas.

Foi ainda alvo de análise a variação do valor dos esforços atuantes nas paredes moldadas quando comparadas as Combinações 1 e 2 da Abordagem de Cálculo 1 do Eurocódigo 7, em que surgiu a problemática da aplicação do dimensionamento pelo Eurocódigo 7 ao método dos elementos finitos, onde se procuraram soluções para a introdução das combinações da Abordagem de Cálculo 1 no programa de cálculo automático.

O estudo foi feito recorrendo à modelação da estação através do programa comercial Plaxis, onde se analisaram os esforços atuantes nas paredes moldadas e os deslocamentos no terreno, para os vários modelos considerados. Já a obtenção dos parâmetros de resistência do terreno foi efetuada com recurso ao programa Roclab.

Assim, e antes da modelação propriamente dita, foram abordadas matérias relevantes para a caracterização dos maciços rochosos, bem como métodos para a estimativa das resistências das massas rochosas e também se passou a revista pelas bases do dimensionamento geotécnico presentes no Eurocódigo 7.

Da análise de resultados obtidos nas diversas modelações destacam-se as seguintes conclusões:

- Da comparação do Modelo 1 (que considera a ação da água e percolação) com o Modelo 2 (que não considera a ação da água) e analisando os esforços nas paredes da estação, é notório que a presença de água é um fator condicionante do dimensionamento, já que os valores dos esforços obtidos no Modelo 1 são substancialmente maiores do que no Modelo 2;
- Também os deslocamentos do terreno obtidos no Modelo 1 são significativamente mais elevados, sendo superiores ao dobro dos valores obtidos para o Modelo 2.

### Modelo 1

- Comparando o Caso 1 (considerou o valor médio da resistência à compressão uniaxial) e Caso 2 (considerou o valor característico da resistência à compressão uniaxial), as diferenças nos esforços obtidos não são significativos, sendo mais ligeiramente mais elevados para o Caso 2. Esta proximidade dos valores obtidos para os dois casos deve-se ao facto de a água ser o fator condicionante no dimensionamento, sendo responsável por grande parte das pressões que são exercidas na parede, que acabou por camuflar as alterações realizadas nos parâmetros do terreno;
- A Combinação 1 revelou ser mais condicionante face à Combinação 2, sendo a diferença dos valores dos esforços nas paredes na ordem dos 25% a 30%;

### Modelo 2

- No Caso 2 registaram-se esforços mais elevados do que o Caso 1, sendo a diferença de valores nos esforços mais elevada que a registada no Modelo 1, explicada por neste modelo já não se fazer sentir o efeito da água;
- Manteve-se a tendência da Combinação 1 ser a mais desfavorável, no entanto no Caso 1 verifica-se que para os momentos fletores máximos a Combinação 2 é mais condicionante do que a Combinação 1, ainda que com valores discretamente superiores;

A diferença não muito acentuada dos valores poderá ser explicada pelo facto da escolha deste parâmetro ser realizada numa fase ainda prematura do dimensionamento, cujo valor escolhido vai servir para a obtenção de outros parâmetros de resistência do maciço, através do programa Roclab, que por sua vez vão ser fatorizados e posteriormente introduzidos no programa Plaxis ou vice-versa, levando a que no final, as diferenças nos valores inicialmente consideradas vão-se desvanecendo.

É de realçar que a influência da utilização dos valores médios ou de valores característicos é mais notória nos deslocamentos do que nos esforços da estrutura.

Em relação ao emprego das Combinações 1 e 2, os resultados apontam para que a Combinação 1 seja a mais desfavorável, e logo a condicionante para o dimensionamento. Ora, uma vez que o Eurocódigo 7 obriga ao cálculo das duas combinações, e neste caso nenhuma é claramente crítica, a realização das duas combinações é sempre necessária.

Tanto a Combinação 1 como a Combinação 2 podem ser combinadas com métodos numéricos, sendo a Combinação 1 a mais simples de aplicar com o método dos elementos finitos, na medida em que os coeficientes parciais são aplicados aos esforços atuantes obtidos para as paredes, no final da análise.

Já na Combinação 2, os fatores parciais são aplicados aos parâmetros de resistência do terreno que são dados de entrada do programa, que embora seja também simples, se estes parâmetros tiverem valores baixos antes da factorização, quando se aplicam coeficientes parciais, estes valores são minorados, podendo tornar-se de tal forma baixos que não seja possível a modelação.

Os resultados obtidos neste trabalho não tiveram como objetivo chegar a conclusões universais, ou seja, o facto de neste caso de estudo a Combinação 1 ser a mais condicionante não pretende (nem seria

possível com este curto estudo) garantir que a Combinação 1 será a mais condicionante em todos os casos.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

O tema abordado nesta dissertação caracteriza-se por poder ser bastante vasto, havendo sugestões para desenvolvimentos em trabalhos futuros, aprofundando múltiplos aspetos referidos.

Cada vez mais recorre-se a utilização de programas de cálculo automático para o dimensionamento geotécnico, pelo que as normas devem evoluir no sentido de criar metodologias capazes de tornar mais simples e eficaz a aplicação dos princípios e regras ao método dos elementos finitos.

Seria interessante um estudo ao longo da realização da obra, uma vez que à data da conclusão desta dissertação a obra ainda não se encontra em execução, com vista a monitorizar os valores obtidos em obra e comparando-os com os valores teóricos. Assim, seria possível determinar qual dos casos estudados mais se aproxima da realidade, podendo no futuro facilitar a obtenção dos parâmetros de resistência do terreno em maciços semelhantes aos estudados neste trabalho.

Visto cada vez mais se realizarem grandes escavações em zonas em que os maciços são fortemente heterogéneos, é importante a criação de métodos para a escolha dos parâmetros do terreno, dada a grande variabilidade de dados obtidos em ensaios, sendo portanto importante, durante a realização deste tipo de obras, proceder-se a um estudo teórico e compará-lo com os resultados obtidos em obra.



## BIBLIOGRAFIA

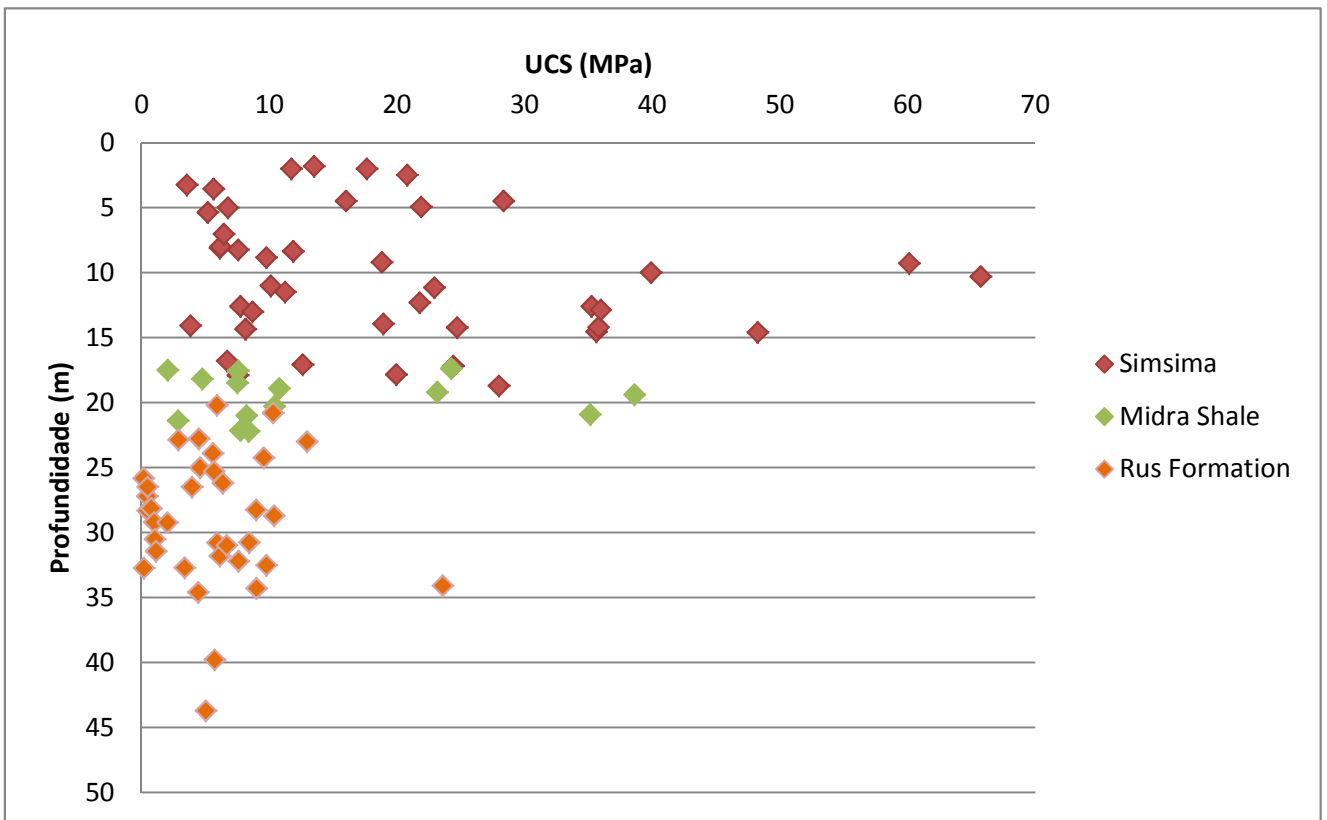
- [1] Hoek, E., *Rock mass classification*. Rocscience, 2007.
- [2] FEUP, *Apontamentos da Disciplina de Geologia de Engenharia; Classificação de Maciços Rochosos* 2013.
- [3] Hoek, E., *Practical Rock Engineering*. Rocscience, 2007.
- [4] Edelbro, C., *Rock mass strength: a review*. 2003.
- [5] Hoek, E., *Rock Mass Properties*. Rocscience, 2007.
- [6] Miranda, T., *Geomechanical parameters evaluation in underground structures. Artificial intelligence, Bayesian probabilities and inverse methods*. PhD thesis. University of Minho, Guimarães, Portugal, 291p, 2007.
- [7] LNEC, *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais*. 2009.
- [8] LNEC, *Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais*. 2010.
- [9] Bond, A. and A. Harris, *Decoding Eurocode 7*. 2008: Taylor & Francis.
- [10] Fernandes, M.M., *Estruturas de Suporte de Terras*, in FEUP1990: Porto.
- [11] Fortunato, E., *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles: uma contribuição para o seu dimensionamento*, in FEUP1994.
- [12] Brinkgreve, R. and P. Vermeer, *Plaxis manual*. Version, 1998. 7: p. 5.1-5.18.



## **ANEXOS**

Formação	UCS	Profundidade (m)	Formação	UCS
Simsima	3,55	3,25	Midra Shale	2,05
Simsima	3,84	14,1	Midra Shale	2,86
Simsima	5,19	5,38	Midra Shale	4,76
Simsima	5,63	3,55	Midra Shale	7,5
Simsima	6,14	8,1	Midra Shale	7,56
Simsima	6,19	8	Midra Shale	7,73
Simsima	6,44	7,03	Midra Shale	8,22
Simsima	6,71	16,8	Midra Shale	8,39
Simsima	6,75	5	Midra Shale	10,4
Simsima	7,53	17,9	Midra Shale	10,78
Simsima	7,56	8,25	Midra Shale	23,16
Simsima	7,74	12,6	Midra Shale	24,25
Simsima	8,14	14,33	Midra Shale	35,12
Simsima	8,69	13	Midra Shale	38,61
Simsima	9,78	8,85		
Simsima	10,11	11		
Simsima	11,25	11,5		
Simsima	11,72	2		
Simsima	11,88	8,35		
Simsima	12,63	17,08		
Simsima	13,52	1,8		
Simsima	16,02	4,5		
Simsima	17,65	2		
Simsima	18,83	9,2		
Simsima	18,93	13,95		
Simsima	19,94	17,85		
Simsima	20,81	2,5		
Simsima	21,77	12,3		
Simsima	21,88	4,95		
Simsima	22,94	11,15		
Simsima	24,42	17,2		
Simsima	24,72	14,23		
Simsima	27,97	18,7		
Simsima	28,35	4,5		
Simsima	35,25	12,58		
Simsima	35,62	14,53		
Simsima	35,79	14,2		
Simsima	35,97	12,88		
Simsima	39,89	10		
Simsima	48,24	14,6		
Simsima	60,11	9,3		
Simsima	65,7	10,3		

Profundidade (m)	Formação	UCS	Profundidade (m)
17,5	Rus Formation	0,16	25,83
21,4	Rus Formation	0,17	32,75
18,18	Rus Formation	0,44	27,2
18,48	Rus Formation	0,47	26,5
17,55	Rus Formation	0,47	28,3
22,15	Rus Formation	0,75	28,13
21	Rus Formation	1	29,2
22,2	Rus Formation	1,04	30,5
20,3	Rus Formation	1,12	31,43
18,9	Rus Formation	2,02	29,25
19,2	Rus Formation	2,89	22,85
17,4	Rus Formation	3,36	32,7
20,9	Rus Formation	3,95	26,5
19,4	Rus Formation	4,42	34,6
	Rus Formation	4,5	22,78
	Rus Formation	4,58	25
	Rus Formation	5,05	43,7
	Rus Formation	5,57	23,9
	Rus Formation	5,66	25,3
	Rus Formation	5,73	39,8
	Rus Formation	5,91	20,2
	Rus Formation	5,92	30,78
	Rus Formation	6,13	31,8
	Rus Formation	6,37	26,2
	Rus Formation	6,67	31
	Rus Formation	7,59	32,2
	Rus Formation	8,43	30,75
	Rus Formation	8,97	28,25
	Rus Formation	8,99	34,3
	Rus Formation	9,58	24,25
	Rus Formation	9,78	32,5
	Rus Formation	10,28	20,8
	Rus Formation	10,37	28,7
	Rus Formation	12,96	23
	Rus Formation	23,58	34,08
	Média		

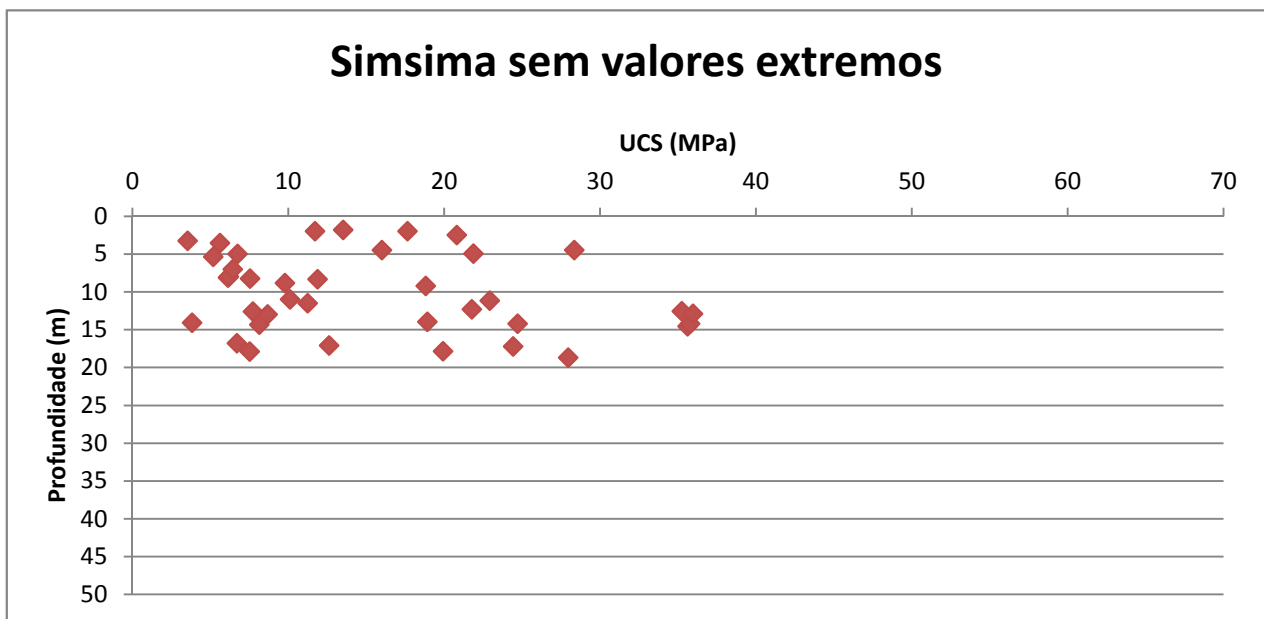


## Análise Estatística Simsima

### *Estatística Simsima sem extremos*

Média	15,73289
Erro-padrão	1,604387
Mediana	12,255
Moda	#N/D
Desvio-padrão	9,890105
Variância da amostra	97,81417
Curtose	-0,52846
Assimetria	0,744216
Intervalo	32,42
Mínimo	3,55
Máximo	35,97
Soma	597,85
Contagem	38
Nível de confiança(95,0%)	3,250796

Valor característico 12,4821  
coeficiente de variação 0,628626

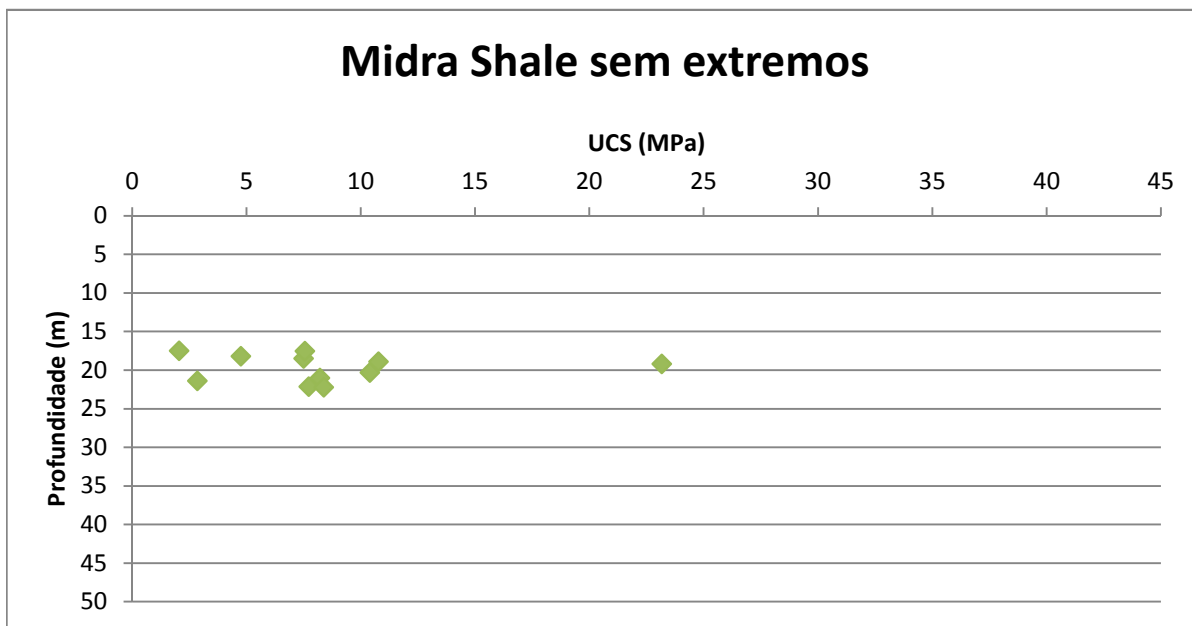


# Análise Estatística Midra Shale

## Estatística Midra Shale sem extremos

Média	9,805
Erro-padrão	2,025064346
Mediana	7,975
Moda	#N/D
Desvio-padrão	7,015028672
Variância da amostra	49,21062727
Curtose	1,303830085
Assimetria	1,399311497
Intervalo	22,2
Mínimo	2,05
Máximo	24,25
Soma	117,66
Contagem	12
Nível de confiança(95,0%)	4,457136574

valor característico 5,347863  
coeficiente de variação 0,715454

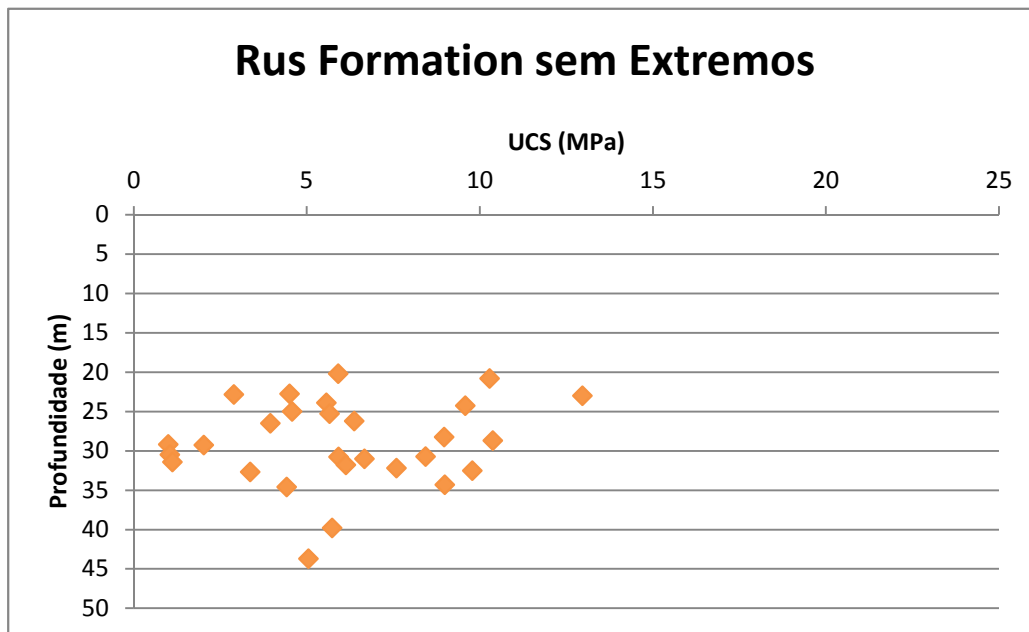


## Análise Estatística Rus

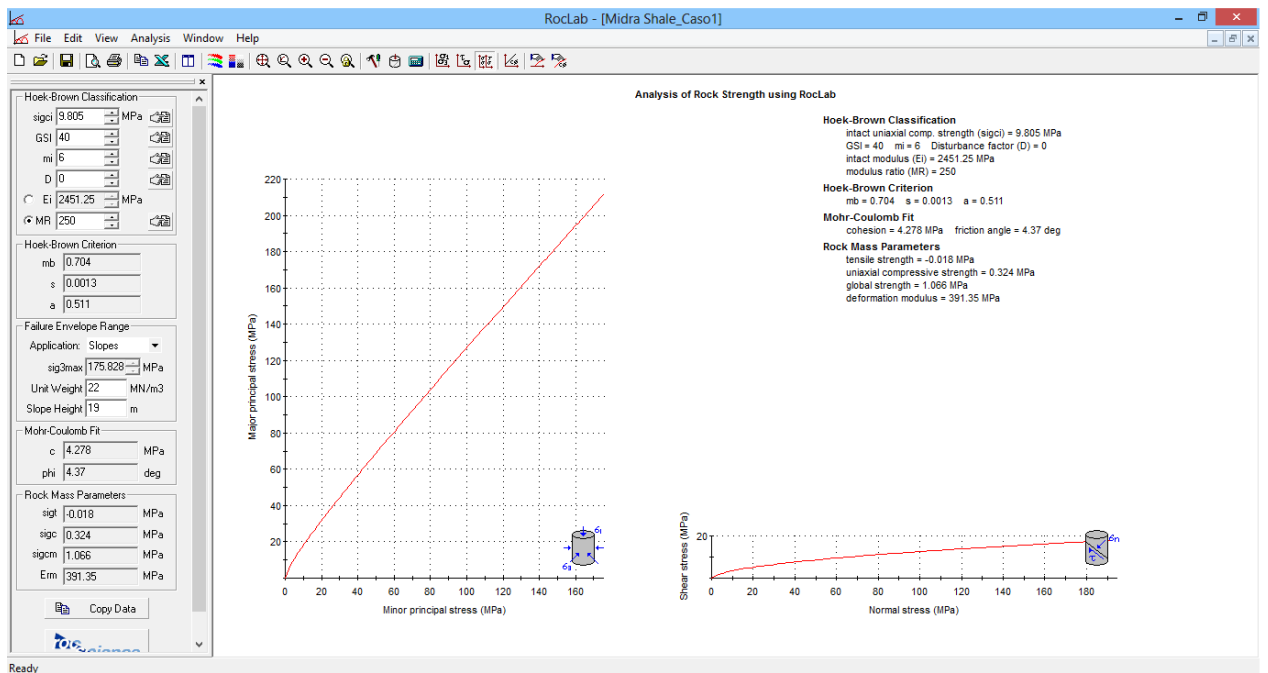
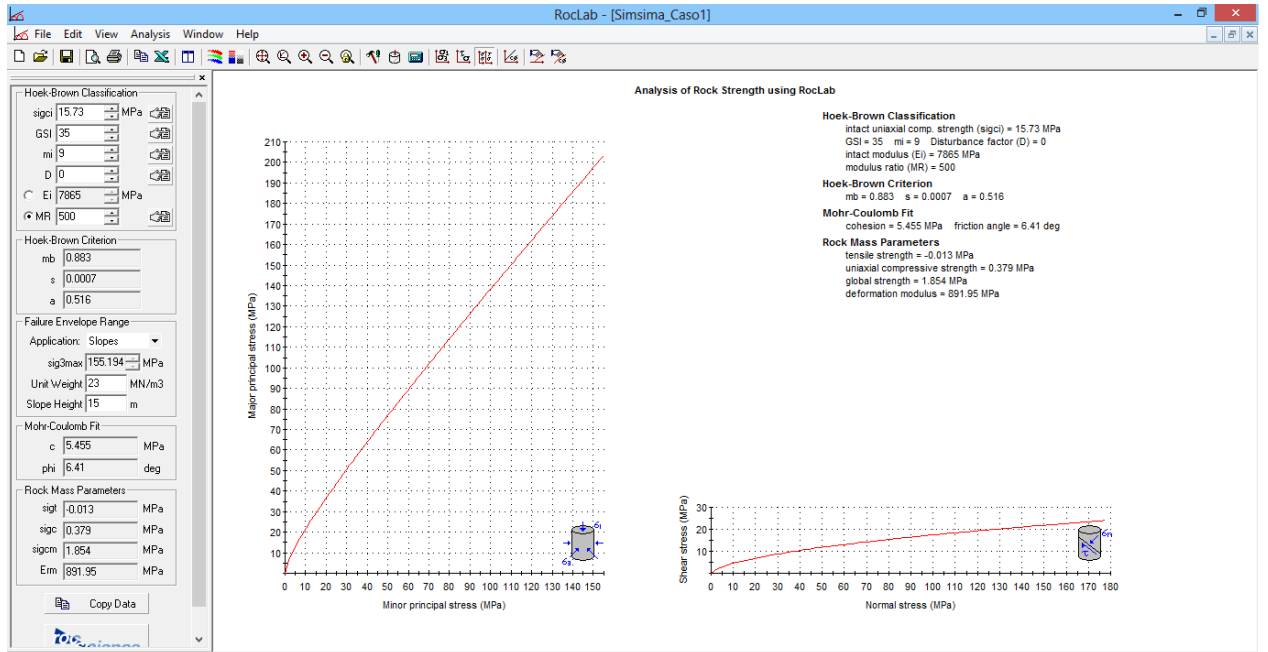
### *Estatística Rus Formation sem extremos*

Média	6,03
Erro-padrão	0,584055109
Mediana	5,82
Moda	#N/D
Desvio-padrão	3,090529141
Variância da amostra	9,55137037
Curtose	-0,41341109
Assimetria	0,206444914
Intervalo	11,96
Mínimo	1
Máximo	12,96
Soma	168,84
Contagem	28
Nível de confiança(95,0%)	1,198382096

Valor característico	4,831617904
coeficiente de variação	0,512525562



# Dados obtidos no Roclab



Ready

**Hoek-Brown Classification**

sigci 6.03 MPa  
 GSI 30  
 m 9  
 D 0  
 Ei 6030 MPa  
 MR 1000

**Hoek-Brown Criterion**

mb 0.739  
 s 0.0004  
 a 0.522

**Failure Envelope Range**

Application: Slopes  
 sig3max 287.402 MPa  
 Unit Weight 21 MN/m3  
 Slope Height 36 m

**Mohr-Coulomb Fit**

c 4.575 MPa  
 phi 2.99 deg

**Rock Mass Parameters**

sigt -0.003 MPa  
 sigc 0.104 MPa  
 sigcm 0.626 MPa  
 Em 490.74 MPa

Copy Data

Analysis of Rock Strength using RocLab

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 6.03 MPa  
 GSI = 30 m = 9 Disturbance factor (D) = 0  
 intact modulus (Ei) = 6030 MPa  
 modulus ratio (MR) = 1000

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.739 s = 0.0004 a = 0.522

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 4.575 MPa friction angle = 2.99 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.003 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.104 MPa  
 global strength = 0.626 MPa  
 deformation modulus = 490.74 MPa

