



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Avaliação da sobreescavação no desmonte de maciços rochosos fraturados

Ana Raquel Gomes Ferreira



isep Instituto Superior de
Engenharia do Porto

P. PORTO

2017



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Avaliação da sobreescavação no desmonte de maciços rochosos fraturados

Ana Raquel Gomes Ferreira

1140158

*Projeto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizada sob a orientação do Engenheiro Luís Carlos Ramos, assistente convidado do Departamento de Engenharia Geotécnica e do Doutor João Paulo Meixedo, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*

Dedico esta dissertação à minha família e a todos aqueles que estiveram envolvidos na sua concretização.

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutora Maria José Coxito Afonso

Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestre Luís Carlos Correia Ramos

Director de Produção, Elevo Agregados SA (Grupo Elevo SA), Porto

Assistente convidado, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestre Cláudio Manuel Morgado da Santa

Direção de Geologia e Instrumentação, EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas SA, Oeiras

*A dissertação de **mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG)** foi apresentada e defendida em prova pública, pela Licenciada **Ana Raquel Gomes Ferreira**, no Auditório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Geotécnica (ISEP) em 13 de Novembro de 2017 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **15 (quinze) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.*

Agradecimentos

São devidos agradecimentos a todos aqueles que estiveram envolvidos no desenvolvimento desta dissertação de mestrado e tornaram possível a sua concretização.

Aos meus orientadores, pelo apoio e partilha de conhecimentos ao longo de todo o trabalho. Ao Engenheiro Luís Ramos (Grupo Elevo) que prontamente aceitou orientar-me neste projeto e proporcionou que o mesmo decorresse em ambiente empresarial possibilitando a cooperação técnico-científica entre o Grupo Elevo e o ISEP, pelo acompanhamento que prestou em todas as dificuldades que foram surgindo, pela incitação da análise crítica e obtenção de soluções e pela partilha de conhecimentos que em muito foram essenciais para que este estudo fosse concluído favoravelmente. Ao Professor João Paulo Meixedo (DEG|ISEP) pelo auxílio e colaboração que deu na revisão final do manuscrito.

Ao Dr. Eduardo Campos (Constrotúnel – Construções Projeto e Serviços, S.A.) pela sua total disponibilidade desde a primeira visita realizada à obra, pela cedência de documentos e elementos bibliográficos que se tornaram decisivos para o progresso do trabalho, pelo acompanhamento em todas as minhas deslocações à área de estudo e por todo o apoio e prontidão que demonstrou face às dúvidas e contrariedades que foram surgindo, o meu muito obrigada.

Ao Dr. António Vines (Constrotúnel – Construções Projeto e Serviços, S.A.) pela amabilidade imediata que demonstrou e pela oportunidade de realizar este trabalho no decorrer da execução da obra. Ao Eng. Maurício Russo (Grupo Elevo) pelo acompanhamento e ajuda no debate de ideias e soluções numa fase inicial.

Ao Professor Helder I. Chaminé (DEG|ISEP), Diretor do LABCARGA|ISEP, pela cedência de equipamento indispensável à realização dos levantamentos geológicos-geotécnicos e geomecânicos no campo e pela ajuda na análise de imprecisões que surgiram na análise dos dados obtidos do mesmo.

Ao Eng. João Paulo Ventura (Risco Invert, Lda.) pela disponibilização do material necessário à realização dos trabalhos de estudo da sobreescavação.

Ao Grupo Elevo SA pelo apoio institucional concedido.

À minha família, Mãe, Pai e Irmão, pelo apoio constante, pela educação, pelo amor e compreensão que sempre demonstraram ao longo de todo o meu percurso académico, serei sempre grata por todos os princípios transmitidos.

Ao João, pelo seu contributo nos levantamentos geológico-geotécnicos e acima de tudo pelo acompanhado e companheirismo ao longo desta longa caminhada, pela amizade e amor e pelas palavras de motivação e perseverança que foram determinantes para continuar sempre em frente.

Aos meus colegas de Curso de Mestrado que me acolheram e apoiaram desde o primeiro momento permitindo a minha fácil adaptação a esta instituição, em especial à Diana por toda a ajuda e amizade demonstrada em todos os momentos fazendo com que nunca desistisse.

A todos, sem exceção, o meu muito obrigada por terem feito este caminho comigo.

Palavras-chave

Maçiços Rochosos, Desmonte subterrâneo, Diagrama de fogo, Sobreescavação.

Resumo

O presente trabalho pretende analisar a correlação entre as características do maciço rochoso, o diagrama de fogo aplicado para realização do desmonte de uma escavação subterrânea e a sua sobreescavação, concluindo de que forma é que as três premissas se relacionam e são dependentes entre si. O estudo teve como base a execução de um túnel desenvolvido para a construção de uma central de produção de energia através de um circuito hidráulico subterrâneo situado em Vilar do Monte, Viseu. Os trabalhos realizados nesta dissertação focaram-se essencialmente num troço de 500 m do túnel. Nesta extensão foi efetuada a caracterização geológico-geotécnica e geomecânica e posteriormente o estudo da sobreescavação resultante do desmonte executado através da utilização de um aparelho de medição de ângulos e distâncias. Perante os resultados e posterior comparação com os valores espectáveis de volume escavado foi avaliada a percentagem de rocha excedente que foi escavada. Por fim, foram propostos dois novos diagramas de fogo a aplicar naquele local, dimensionados segundo as características avaliadas na caracterização do maciço, de forma a concluir se um novo reajuste do mesmo terá influência numa menor sobreescavação.

Keywords

Rock masses, Underground blasting, Blasting design, Overbreak.

Abstract

The current work aimed to analyze the correlation between the characteristics of the rock masses, the blasting design applied to the dismantling of an underground excavation and its overbreaking concluding how these three premises are related and dependent on each other. The study was based on the execution of a tunnel developed for the construction of a power plant through an underground hydraulic circuit located in Vilar do Monte, Viseu. The carried work in this dissertation focused mainly on a 500 m section of the tunnel. In this extension was held the geological-geotechnical and geomechanics characterization followed by the investigation of the overbreaking resulted by the underground blasting throughout a laser measure tool that evaluated the angles and distances. Considering the results and subsequent comparison with the expected values of the excavated volume it was assessed the percentage of the surplus rock dismantled. At last, two new blasting designs were proposed to be applied in that area, sized according to rock masses that was evaluated early, in order to conclude if a new readjustment of the design will have influence in a less overbreaking.

Índice

Capítulo 1 – Introdução Geral	1
1. Introdução	3
1.1. Âmbito e Enquadramento do tema	3
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Metodologia	5
1.4. Organização do trabalho	6
Capítulo 2 – Caracterização de maciços rochosos.....	7
2. Caracterização de maciços rochosos	9
2.1. Introdução	9
2.2. Considerações sobre maciços rochosos	9
2.3. Caracterização geológica-geotécnica	11
2.3.1. Reconhecimento geológico.....	11
2.3.2. Técnica de amostragem linear aplicada às superfícies das descontinuidades	12
2.3.3. Descrição das descontinuidades	13
2.3.3.1. Tipos de descontinuidades	14
2.3.3.2. Orientação das descontinuidades.....	14
2.3.3.3. Bloco unitário.....	15
2.3.4. Parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos para classificação de maciços rochosos	18
2.3.4.1. Grau de alteração	18
2.3.4.2. Grau de fraturação.....	19
2.3.4.3. Abertura	20
2.3.4.4. Enchimento.....	21
2.3.4.5. Rugosidade.....	21
2.3.4.6. Continuidade.....	21
2.3.4.7. Terminação	22
2.3.4.8. Curvatura	22
2.3.4.9. Presença de água	23
2.3.5. Resistência à compressão uniaxial.....	23
2.3.5.1. Esclerómetro portátil	23
2.3.6. Zonamento geotécnico	25
2.3.7. Classificações geomecânicas.....	26
2.3.7.1. Classificação Rock Mass Rating – RMR - Bieniawski (1973,1989)	26
2.3.7.2. Classificação Rock Tunneling Index – Q system - Barton et al. (1974,1983).....	27
2.3.7.3. Índice de resistência geológica, Geological Strength Index – GSI - Hoek – Brown (1988)	28
2.4. Escavabilidade do maciço	29

Capítulo 3 – Técnicas e Metodologias da escavação de túneis.....	33
3. Técnicas e Metodologias da escavação de túneis.....	35
3.1. Introdução.....	35
3.2. New Austrian Tunnelling Method (NATM).....	37
3.3. Escavação de túneis por desmonte mecânico	40
3.3.1. Tuneladoras automáticas – TBM’s	40
3.3.2. Máquinas de ataque pontual	41
3.4. Escavação de túneis por desmonte com recurso a explosivos.....	42
3.4.1. Substâncias explosivas na escavação de maciços rochosos	42
3.4.2. Ação dos explosivos: Mecanismos de rotura das rochas	43
3.4.3. Abordagem ao desmonte com recurso a explosivos.....	44
3.4.4. Sistemas de avanço	46
3.5. Esquematisação do desmonte em túneis	49
3.5.1. Caldeiro do tipo Burn-Cut.....	53
3.5.2. Caldeiro do tipo Large Hole Cut.....	54
3.6. Carga e Perfuração específica	54
3.7. Métodos para cálculo do dimensionamento de um diagrama de fogo	56
3.7.1. Cálculo do caldeiro	56
3.7.2. Restantes parâmetros para determinação das distâncias para o cálculo dos quadrados do caldeiro	59
3.7.3. Cálculo dos furos de produção: furos de alargamento e furos do contorno	61
3.8. Sobreescavação e Sobrefraturação	63
Capítulo 4 – Túnel para Aproveitamento Hidroelétrico de Vilar do Monte - Viseu	67
4. Túnel para Aproveitamento Hidroelétrico de Vilar do Monte - Viseu	69
4.1. Apresentação geral da obra e localização	69
4.2. Enquadramento geológico	71
4.2.1. Geomorfologia.....	71
4.2.2. Tectónica	71
4.3. Trabalhos prévios realizados.....	71
4.3.1. Condições geológico-geotécnicas locais.....	72
4.3.1.1. Litologia e Litoestratigrafia	72
4.3.1.2. Geologia Estrutural	72
4.3.1.3. Hidrogeologia	73
4.4. Zonamento geotécnico da área.....	73
4.5. Levantamento Geológico – Geotécnico e Geomecânico: Apresentação e Análise dos dados.....	74
4.6. Caracterização do maciço rochoso.....	76
4.6.1. Tipo de descontinuidade	77
4.6.2. Famílias de descontinuidades.....	78

4.6.3.	Grau de compartimentação do maciço	79
4.6.4.	Grau de alteração	80
4.6.5.	Grau de fraturação.....	81
4.6.6.	Abertura.....	81
4.6.7.	Enchimento.....	82
4.6.8.	Rugosidade.....	82
4.6.9.	Continuidade.....	83
4.6.10.	Terminação	83
4.6.11.	Curvatura	84
4.6.12.	Presença de água	84
4.7.	Ensaio de resistência à compressão uniaxial do material-rocha – Martelo de Schmidt	85
4.8.	Proposta de zonamento	86
4.9.	Diagrama de fogo implementado em obra	88
4.9.1.	Análise geral do diagrama implementado em obra	92
4.10.	Estudo da sobreescavação do maciço	92
4.10.1.	Estudo da sobreescavação em ZG1.....	96
4.10.1.1.	Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG1	98
4.10.2.	Estudo da sobreescavação em ZG2.....	99
4.10.2.1.	Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG2	101
4.10.3.	Estudo da sobreescavação em ZG3.....	101
4.10.3.1.	Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG3	103
4.10.4.	Estudo da sobreescavação em ZG4.....	104
4.10.4.1.	Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG4	106
4.11.	Análise dos valores das áreas obtidas dos perfis relativos a cada ZG	106
4.12.	Análise geral da sobreescavação	107
4.13.	Diagramas de fogo propostos.....	110
4.13.1.	Diagrama de fogo proposto para ZG1-ZG2	111
4.13.2.	Diagrama de fogo proposto para ZG3-ZG4	115
4.13.3.	Análise e comparação entre a carga e perfuração específicas nos hasteais e teto	120
4.14.	Breve análise técnico-económica relativamente ao custo da sobreescavação	122
Capítulo 5 – Conclusões finais e perspetivas futuras		123
5. Conclusões finais e perspetivas futuras.....		125
Capítulo 6 – Referências bibliográficas.....		129
6. Referências bibliográficas		131
Capítulo 7 - Anexos.....		137

Índice de figuras

Figura 1 – Relação entre as temáticas que serviram de base à presente dissertação.....	4
Figura 2 - Esquema do dispositivo para levantamento de descontinuidades pela técnica de amostragem (adaptado de Brady & Brown, 2004), em que D é a distância à origem da fita e L o semi-comprimento exposto que é relativo ao comprimento visível da interseção da descontinuidade com a face da rocha, apenas para um dos lados da fita graduada	13
Figura 3 - Representação de 3 blocos diagrama e definição das diferentes famílias de descontinuidades segunda a sua orientação e espaçamento (adaptado de de González de Vallejo et al. 2002).....	15
Figura 4 - Esclerómetro portátil Elcometer 182 Digital Concrete Test Hammer (http://celticsurveys.ie).....	23
Figura 5 - Ábaco de Miller para a obtenção da resistência à compressão uniaxial a partir dos valores adquiridos do ensaio com o martelo Schmidt (adaptado de González de Vallejo et al., 2002)	24
Figura 6 - Ábaco da escavabilidade e ripabilidade de um dado maciço rochoso (adaptado de Galiza, A.C. et al., 2013)	30
Figura 7 - Relação entre os diferentes métodos de escavação de túneis, o valor da resistência à compressão axial de diferentes maciços relativamente ao seu estado de fracturação e estabilidade (adaptado de Sandvick Tamrock, 1999).....	36
Figura 8 - Relação entre os diferentes métodos de escavação de túneis e o valor da resistência à compressão axial de diferentes maciços (adaptado de Sandvick Tamrock, 1999).....	37
Figura 9 - Caixa de ferramentas NATM por Sauer (2003) adaptado de http://www.geocompany.com.br/ftp/tuneis.pdf	39
Figura 10 – Exemplo de uma tuneladora TBM (Sandvick Tamrock, 1999)	40
Figura 11 – Máquina de ataque pontual do tipo frontal (Melâneo, 2008).....	42
Figura 12 Sequência temporal de eventos verificados numa detonação em rocha situada na vizinhança de uma superfície livre (adaptado de Hartman,(1992) por Bernardo (2004)).....	44
Figura 13 - Representação de uma das possíveis constituições e organizações de um ciclo de trabalho de escavação de um túnel, pelo método de Perfuração e Detonação (Sandvick Tamrock, 1999)	45
Figura 14 - Esquema representativo adaptado do avanço de um túnel pelo desmonte por secção plena (Bhandari. 1997).....	47

Figura 15 - Esquema da frente de um túnel, pela abordagem do topo e bancada; 15 a ₁ – divisão das duas faces em topo e bancada inferior; 15 b ₁ – perfuração da bancada inferior com furos horizontais; 15 c ₁ – perfuração da bancada inferior com furos verticais (López Jimeno, 2003)	48
Figura 16 - Sequência de Escavação num túnel piloto (Costa, 2012).....	49
Figura 17 - Esquema representativo de um diagrama de fogo tipo num desmorte subterrâneo (adaptado de Bastos (1998))	50
Figura 18 - Desvio da perfuração no contorno (Look-out) (imagem retirada da tese de dissertação “Ferramenta informática de apoio à escavação de túneis” redigida por Costa (2012)).....	51
Figura 19 – Exemplo de diferentes localizações do caldeiro no diagrama de fogo (Olofsson, 1991)	51
Figura 20 - Diferentes perspetivas de um diagrama de fogo com caldeiro de tiros paralelos (Langefors et al, 1978).....	53
Figura 21 - Exemplo esquemático de um caldeiro do tipo Burn-Cut utilizado em desmorte subterrâneo. (Olofsson, 1991)	53
Figura 22 - Exemplos esquemáticos de caldeiros do tipo Large Hole-Cut com um e dois furos largos utilizados em desmorte subterrâneo (Olofsson, 1991).....	54
Figura 23 - Carga específica vs Área do túnel [d = diâmetro do furo de perfuração] (adaptado de Olofsson, 1988)	55
Figura 24 - Perfuração específica vs Área do túnel [d = diâmetro do furo de perfuração] (adaptado de Olofsson, 1988)	55
Figura 25 - Relação entre o avanço em % da perfuração e os diferentes diâmetros do furo largo (adaptado de Gomes,L. et al., 2007)	56
Figura 26 - Relação entre o diâmetro do furo largo, distância entre o centro do furo não carregado e os furos carregados mais próximos e a performance do desmorte (adaptado de Langefors & Kihlstrom, 1978)	58
Figura 27 - Cálculo da largura das secções quadradas/retangulares numa caldeira do tipo cilíndrica (Tatiya, 2005).....	59
Figura 28 - Ábaco para o cálculo da concentração de carga de coluna mínima (l _c) em função da máxima distância (C-C) para o 1º Quadrado	60
Figura 29 - Ábaco para o cálculo da concentração de carga de coluna mínima (l _c) em função da distância à frente máxima (B) para os restantes quadrados.....	60
Figura 30 - Ábaco para o cálculo da distância à frente (B) em função da concentração de carga de fundo (l _b) (adaptado de Gomes,L. et al., 2007)	61
Figura 31 - Danos no maciço rochoso após detonação com e sem pré-corte (Bernardo, 2004).....	65

Figura 32 – Excerto das cartas militares nº166 e nº167 à escala 1:5 000 com representação da planta de localização do túnel.....	69
Figura 33 - Excerto das cartas militares nº166 e nº167 à escala 1:400; 33a – Representação do túnel de montante com representação do Emboquilhamento 1 (E1 – Tomada de água) e 2 (E2 – Fim do túnel/Início da conduta); 33b - Representação do túnel de jusante com representação do Emboquilhamento 3 (E3 – Início do túnel/Fim da conduta) e 4 (E4 – Chaminé de equilíbrio)	70
Figura 34 – Carta Geológica de Portugal folha 14 C (Castro Daire) à escala 1:300 000 com representação da área de estudo delimitada a vermelho (escala 75 000).....	70
Figura 35 – Zonamento geotécnico da área em estudo realizado pela empresa Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA.	73
Figura 36 – Representação do maciço rochoso granítico apresentando um grau de alteração quase nulo	76
Figura 37 – Representação do maciço rochoso numa área iniciação de contacto litológico apresentando-se bastante alterado.....	77
Figura 38 - Tipos de descontinuidade e a sua representatividade	77
Figura 39 - Diagrama de projeção estereográfica (“Schmidt-Lambert”) relativo às 424 descontinuidades analisadas.....	78
Figura 40 - Diagrama de rosetas relativo às 424 descontinuidades analisadas.....	78
Figura 41 – Identificação das principais famílias de descontinuidades e a sua representatividade	79
Figura 42 - Grau de alteração e a sua representatividade	80
Figura 43 - Grau de fraturação e a sua representatividade	81
Figura 44 -Tipo de abertura e a sua representatividade.....	81
Figura 45 - Tipo de enchimento e a sua representatividade	82
Figura 46 - Tipo de rugosidade e a sua representatividade	82
Figura 47 - Tipo de continuidade e a sua representatividade.....	83
Figura 48 - Tipo de terminação e a sua representatividade	83
Figura 49 - Tipo de curvatura e a sua representatividade	84
Figura 50 - Tipo de presença de água e a sua representatividade.....	85
Figura 51 - Classes de resistência e a sua representatividade	85
Figura 52 – Proposta de zonamento após análise do levantamento geológico-geotécnico e geomecânico realizado no troço de 500 m de túnel em estudo	86
Figura 53 – Betão projetado entre os 154,2m e os 175,1 m relativamente à origem.....	87
Figura 54 - Betão projetado entre os 219,5m e os 242,8 m relativamente à origem.....	87
Figura 55 - Sustimento com costelas preenchidas com material e betão projetado entre os 242,8 m e os 244 m relativamente à origem	87

Figura 56 - Zona de interseção entre o túnel para jusante e o túnel para montante com betão projetado entre os 244 m e os 260 m relativamente à origem	87
Figura 57 – Nicho entre os 318 m e os 329 m relativamente à origem	88
Figura 58 – Representação do diagrama de fogo aplicado em obra.....	91
Figura 59 -Equipamento para a medição das distâncias e ângulos (Bosch GLM 50 C Professional)	93
Figura 60 – Perfis do diagrama de fogo aplicado em obra: perfil teórico (sem look-out), perfil prático (com look-out) e perfil médio	95
Figura 61 – Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 obtido vs perfil médio aplicado em obra	96
Figura 62 – Filtragem do perfil médio de ZG1 e perfil médio do diagrama aplicado em obra	96
Figura 63 – Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)	97
Figura 64 - Filtragem do perfil médio de ZG1 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	97
Figura 65 - Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	97
Figura 66 - Filtragem do perfil médio de ZG1 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	97
Figura 67 - Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out).....	98
Figura 68 - Filtragem do perfil médio de ZG1 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)	98
Figura 69 – Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 obtido vs perfil médio aplicado em obra	99
Figura 70 – Filtragem do perfil médio de ZG2 e perfil médio do diagrama aplicado em obra	99
Figura 71 – Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)	99
Figura 72 - Filtragem do perfil médio de ZG2 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	99
Figura 73 - Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	100
Figura 74 - Filtragem do perfil médio de ZG2 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	100
Figura 75 - Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out).....	100

Figura 76 - Filtragem do perfil médio de ZG2 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)	100
Figura 77 – Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 obtido vs perfil médio aplicado em obra	101
Figura 78 – Filtragem do perfil médio de ZG3 e perfil médio do diagrama aplicado em obra	101
Figura 79 – Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)	102
Figura 80 - Filtragem do perfil médio de ZG3 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	102
Figura 81 - Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	102
Figura 82 - Filtragem do perfil médio de ZG3 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	102
Figura 83 - Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out).....	103
Figura 84 - Filtragem do perfil médio de ZG3 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)	103
Figura 85 – Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 obtido vs perfil médio aplicado em obra	104
Figura 86 – Filtragem do perfil médio de ZG4 e perfil médio do diagrama aplicado em obra	104
Figura 87 – Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)	104
Figura 88 - Filtragem do perfil médio de ZG4 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	104
Figura 89 - Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	105
Figura 90 - Filtragem do perfil médio de ZG4 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out).....	105
Figura 91 - Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out).....	105
Figura 92 - Filtragem do perfil médio de ZG4 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)	105
Figura 93 – Planta geral do traçado global do túnel especificando a área estudada com as zonas geotécnicas definidas e representação esquemática dos gráficos relativos aos 4 casos de analisados da sobreescavação	110

Figura 94 – Representação do diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	114
Figura 95 – Representação do diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	119

Índice de tabelas

Tabela 1 - Sistematização dos tipos de descontinuidades segundo a geologia estrutural e a geologia de engenharia (adaptado de González de Vallejo et al. 2002)	14
Tabela 2 - Caracterização da qualidade do maciço segundo os valores obtidos de RQD (%) (Deere, 1967)	17
Tabela 3 - Classificação do maciço rochoso segundo o seu grau de alteração (ISRM, 1981)	19
Tabela 4 - Classificação do maciço rochoso segundo o seu grau de fraturação (ISRM, 1981)	20
Tabela 5 - Descrição e caracterização das descontinuidades segundo a sua abertura (ISRM, 1978, 1981)	20
Tabela 6 - Caracterização das descontinuidades segundo a sua continuidade (ISRM, 1981)	22
Tabela 7 - Caracterização das descontinuidades segundo a sua terminação (González de Vallejo et al.,2002; Brady &Brown, 2004)	22
Tabela 8 - Caracterização das descontinuidades segundo a sua curvatura (Bieniawski, 1989; Brady & Brown, 2004)	22
Tabela 9 - Caracterização da superfície das descontinuidades segundo a presença de água (Bieniawski, 1989)	23
Tabela 10 - Classificação da resistência à compressão uniaxial (adaptado da ISRM, 1978, 1981)..	25
Tabela 11 - Classificação Rock Mass Rating – RMR (Bieniawski, 1973,1989)	27
Tabela 12 - Classificação Rock Tunneling Index – Q system (Barton et al., 1974,1983)	28
Tabela 13 - Caixa de ferramentas do NATM (adaptado de Gomes,L. et al., 2007).....	39
Tabela 14- Influência das principais operações na duração de um ciclo de trabalho, segundo López Jimeno (2003).....	46
Tabela 15 – Classificação por tamanho de túneis (Olofsson, 1988)	56
Tabela 16 - Expressões para o cálculo dos parâmetros relativos às distâncias dos quadrados do caldeiro.....	59
Tabela 17 - Cálculo da carga dos furos de produção: furos de alargamento e furos do contorno (adaptado de Gomes,L. et al., 2007)	62
Tabela 18 – Cálculo da carga dos furos de contorno para um desmonte cuidado (adaptado de Gomes,L. et al., 2007).....	63
Tabela 19 – Sistematização das diferentes unidades litoestratigráficas na área de estudo	72
Tabela 20 – Caracterização do zonamento geotécnico realizado pela empresa Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA	74
Tabela 21 – Determinação dos parâmetros para caracterização do grau de compartimentação do maciço	79

Tabela 22 – Classificação do tamanho dos blocos de material-rocha com base no índice volumétrico (ISRM, 1981)	80
Tabela 23 – Síntese dos parâmetros avaliados para definição do zonamento geotécnico	86
Tabela 24 – Caracterização do sustimento aplicado no túnel no momento do levantamento geológico geotécnico e geomecânico	87
Tabela 25 – Dados do diagrama de fogo aplicado em obra	89
Tabela 26 – Dimensionamento do furo largo para o diagrama de fogo aplicado em obra	89
Tabela 27 – Geometria do diagrama de fogo aplicado em obra.....	89
Tabela 28 – Dimensionamento do explosivo para o diagrama de fogo aplicado em obra.....	90
Tabela 29 – Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo aplicado em obra	90
Tabela 30 – Dimensionamento da carga e perfuração por secção para o diagrama de fogo aplicado em obra	91
Tabela 31 - Área dos perfis do diagrama aplicado em obra: perfil sem look-out, perfil com look-out e perfil médio	95
Tabela 32 – Comparação dos valores das áreas resultantes dos perfis relativos ao diagrama aplicado em obra com os valores das áreas obtidas dos perfis respeitantes a cada uma das zonas geotécnicas	106
Tabela 33 – Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 1º caso: Perfil médio de cada ZG com o perfil médio do diagrama aplicado em obra	107
Tabela 34 – Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 2º caso: Perfil médio de cada ZG com o perfil teórico (sem look-out) do diagrama aplicado em obra	108
Tabela 35 - Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 3º caso: Perfil médio de cada ZG sem look-out com o perfil teórico (sem look-out) aplicado em obra	108
Tabela 36 – Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 4º caso: Perfil médio de cada ZG com look-out com o perfil prático (com look-out) aplicado em obra.....	109
Tabela 37 - Dados do diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	111
Tabela 38 – Características do maciço em ZG1-ZG2	111
Tabela 39 - Dimensionamento do furo largo para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	112
Tabela 40 – Geometria do diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	112
Tabela 41 - Dimensionamento do explosivo para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	113
Tabela 42 – Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	114
Tabela 43 – Dimensionamento da carga e perfuração por secção para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2	114

Tabela 44 - Dados do diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	115
Tabela 45 - Características do maciço em ZG3-ZG4	116
Tabela 46 - Dimensionamento do furo largo para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	116
Tabela 47 – Geometria do diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	117
Tabela 48 - Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	118
Tabela 49 – Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	119
Tabela 50– Dimensionamento da carga e perfuração por secção para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4	119
Tabela 51 – Comparação e resumo dos valores da carga e perfuração específica para o dimensionamento do diagrama aplicado em obra e para o dimensionamento proposto para ZG1-ZG2 e ZG3-ZG4	121

Índice de equações

[1] – Cálculo do índice do tamanho do bloco, I_b (“Block Size Index”)	16
[2] – Cálculo do número total de descontinuidades que intersejam um dado comprimento L	16
[3] – Cálculo do índice RQD, segundo Deere (1967)	17
[4] – Equação empírica para estimativa do valor de RQD para um valor de $J_v > 4,5$, segundo ISRM (1978)	18
[5] - Equação empírica para estimativa do valor de RQD para um valor de $J_v \leq 4,5$, segundo ISRM (1978)	18
[6] – Equação para estimativa do valor teórico utilizando o espaçamento das descontinuidades, segundo Hudson and Priest (1983)	18
[7] – Cálculo do índice Q	27
[8] – Cálculo do índice GSI	28
[9] – Cálculo da coesão	29
[10] – Cálculo do ângulo de atrito	29
[11] – Cálculo do avanço diário da escavação	57
[12] – Cálculo do rendimento da pega de fogo	57
[13] – Cálculo da distância entre o furo largo e o furo carregado	57
[14] – Cálculo do diâmetro fictício	58
[15] – Cálculo da carga de fundo, I_b	60

Capítulo 1 – Introdução Geral

1. Introdução

1.1. Âmbito e Enquadramento do tema

Ao longo dos tempos a realização das obras subterrâneas têm sofrido um grande desenvolvimento. Este desenvolvimento está diretamente relacionado com as necessidades da população que tem vindo a sofrer um crescimento acentuado, nomeadamente nos epicentros urbanos, o que veio saturar o meio superficial, principalmente a nível de infraestruturas. A possibilidade de utilizar o meio subterrâneo como alternativa, tem vindo a tornar-se cada vez mais apelativo já que pode ser utilizado para a construção de galerias, túneis, vias de comunicação, etc. Tem várias vantagens como a versatilidade e a minimização de perturbações a nível ambiental e social inerentes a qualquer obra.

O projeto de escavação de um túnel é bastante exigente em termos de estudos e análises prévias, sendo fundamental realizar o exercício de planeamento dos trabalhos a executar. Diz respeito a uma obra que envolve custos elevados sendo, por isso, essencial realizar uma pesquisa pormenorizada da área a escavar de forma a que a mesma tenha o melhor rendimento possível, o que se reflete na redução do tempo da obra e, conseqüentemente, do seu valor total. O desenvolvimento crescente de métodos e técnicas tem igualmente ajudado na redução dos custos, na melhoria de todo o processo que envolve a fase de projeto e, ainda, no aumento do conhecimento e segurança. Na fase de execução da obra é essencial o acompanhamento constante de profissionais em geologia e engenharia geotécnica de forma a avaliarem e compararem os trabalhos que vão sendo realizados com os previstos, já que muitas vezes existem alterações ao projeto inicialmente definido.

O presente trabalho enquadra-se na Unidade Curricular Dissertação/Projeto/Estágio do 2º ano do Curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Departamento de Engenharia Geotécnica (DEG) do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), Politécnico do Porto (P.Porto). A sua elaboração enquadrou-se no formato Projeto, no âmbito de uma cooperação com a empresa CONSTROTÚNEL – Construções Projecto e Serviços, S.A., empresa especialista em obras subterrâneas do Grupo Elevo, tendo como base o acompanhamento dos trabalhos de execução de um túnel no aproveitamento hidroelétrico de Vilar do Monte em Viseu.

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como principal objetivo a realização do estudo da execução de um túnel para aproveitamento hidroelétrico dando ênfase a 3 premissas primordiais: a caracterização do maciço rochoso, o diagrama de fogo aplicado para realização do desmonte e a sua sobreescavação (figura 1).

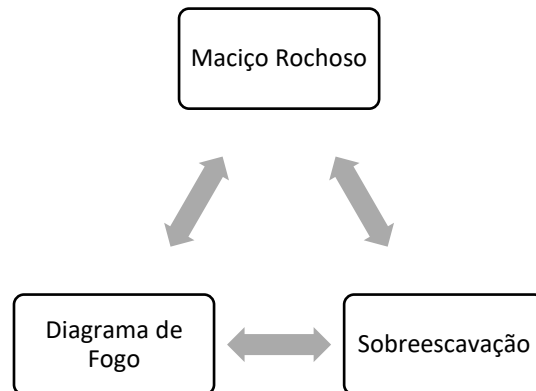


Figura 1 – Relação entre as temáticas que serviram de base à presente dissertação

A figura 1 relaciona a influência que cada uma das temáticas tem sobre a outra estando, desta forma, dependentes entre si.

Inicialmente é essencial construir uma base teórica consolidada que permita compreender todos os processos envolvidos na realização deste tipo de obra subterrânea. Assim, será feita uma abordagem geral com foco nas três temáticas já referidas.

Com o trabalho prático pretende-se aplicar todos os conhecimentos teóricos adquiridos o que permitirá uma análise consolidada do maciço e dos trabalhos a realizar. Em suma, destacam-se os objetivos a alcançar ao longo do mesmo:

- Reconhecimento geológico-geotécnico e geomecânico de 500 m de parte integrante do túnel para aproveitamento hidroelétrico de Vilar do Monte através da técnica de amostragem linear e utilização do esclerómetro portátil;
- Análise e interpretação dos dados recolhidos realizando uma proposta de zonamento geotécnico para o troço do túnel estudado;

- Identificação e levantamento da sobreescavação ao longo do traçado zonado através de um aparelho de medição laser de distâncias e ângulos;
- Dimensionamento de dois diagramas de fogo com base no zonamento realizado e respetiva comparação destes com o diagrama de fogo aplicado em obra;
- Análise dos resultados da sobreescavação, comparação com o que seria inicialmente esperado e confronto dos resultados com o diagrama de fogo aplicado, permitindo retirar conclusões acerca da influência destes fatores nos custos finais da obra;
- Breve análise técnico-económica relativamente ao custo da sobreescavação.

1.3. Metodologia

No que diz respeito à metodologia do trabalho, esta focou-se essencialmente em quatro fases distintas:

Primeira fase – pesquisa bibliográfica de dados existentes da área que integra a obra e posterior levantamento de dados no local. Foi efetuado o reconhecimento da área através do levantamento das descontinuidades, pela técnica de amostragem linear, sendo ainda executado um ensaio *in situ* com o auxílio do esclerómetro portátil.

Segunda fase - tratamento dos dados recolhidos. Após a recolha dos dados geológico-geotécnicos e geomecânicos do maciço estes foram tratados, no programa *Microsoft Excel 2016* com a aplicação de duas bases de dados dinâmicas sendo elas a *ScanGeoData|BGD* e *SchmidtData|UCS*, criadas e desenvolvidas por Ramos (2008) e Fonseca (2008). Estas interfaces permitiram realizar uma análise de dados bastante completa do maciço, o que possibilitou elaborar uma proposta de zonamento geotécnico pormenorizada do mesmo. Consultar pormenores e actualizações em Fonseca et al. (2010) e Pinheiro et al. (2014).

Terceira fase – identificação da sobreescavação do troço de túnel estudado, tendo em conta que o levantamento da mesma foi realizado com base no avanço que se obteve em cada uma das pegas de fogo. De forma a alcançar resultados rigorosos, foram retirados dados para a realização de dois perfis para cada avanço obtido, sendo que o primeiro correspondeu ao perímetro da secção imediatamente após a frente de escavação e o segundo ao perímetro da secção imediatamente antes do início da próxima.

Quarta fase – interpretação e análise dos dados recolhidos permitindo retirar conclusões acerca dos resultados obtidos.

1.4. Organização do trabalho

O Capítulo 1 expõe, na generalidade, todo o trabalho realizado na execução deste projeto. São expressos o propósito e o enquadramento do mesmo sendo efetuada uma síntese de todos os objetivos que se pretendem alcançar assim como as metodologias utilizadas para os obter.

O Capítulo 2 inicia-se com uma abordagem geral aos maciços rochosos onde são apresentados aspetos essenciais à sua caracterização, sendo este um aspeto crucial para a escavação de túneis, através de parâmetros e técnicas utilizados ao longo de um estudo geológico-geotécnico e geomecânico.

O Capítulo 3 visa uma análise das temáticas que dizem respeito ao desmonte subterrâneo com foco na escavação com recurso a explosivos. São apresentados e desenvolvidos os conceitos e princípios relativos ao processo de escavação de um túnel. O seu estudo pormenorizado é fundamental já que terá grande relevância ao longo da análise e interpretação do caso de estudo.

O Capítulo 4 diz respeito ao caso de estudo desta tese em que são apresentados e analisados os resultados relativos ao levantamento geológico-geotécnico e ensaio de resistência à compressão uniaxial os quais culminam na apresentação de um zonamento geotécnico da área em estudo. São ainda apresentados os resultados do levantamento da sobreescavação e, por consequente, a proposta de dois diagramas de fogo baseados na caracterização realizada ao maciço rochoso com o objetivo de otimizar a escavação. Ao longo do capítulo é feita uma análise comparativa entre os resultados práticos alcançados e os inicialmente definidos em projeto. Por fim, é realizada uma breve análise técnico-económica relativamente ao custo da sobreescavação obtida do estudo realizado.

O Capítulo 5 expõe as conclusões obtidas de todo o estudo realizado assim como perspectivas futuras.

O Capítulo 6 apresenta todas as referências bibliográficas utilizadas que serviram de base às temáticas apresentadas ao longo de todo o trabalho.

Capítulo 2 – Caracterização de maciços rochosos

2. Caracterização de maciços rochosos

2.1. Introdução

O conhecimento geológico é essencial para o projeto de obras de infraestruturas, edificação, exploração mineira ou até para o ordenamento do território e gestão da interação homem e espaço natural. A interpretação das condições geológicas é o principal objetivo no que respeita à conceção e construção de obras de engenharia uma vez que o seu conhecimento é de extrema importância no que diz respeito à prevenção e mitigação de danos de origem geológica (González de Vallejo et al., 2002).

No caso da conceção e construção de um túnel a prospeção e a caracterização geológica não pode ser determinada na sua totalidade uma vez que esta é efetuada em meio subterrâneo. Desta forma, torna-se essencial que o estudo realizado seja o mais aprofundado possível. Neste deve estar integrada a caracterização dos diferentes tipos de material que constituem o maciço nomeadamente parâmetros como a sua espessura, resistência ou permeabilidade. A existência de possíveis condicionalismos como a ocorrência de acidentes geológicos, como falhas, ou a mudança de litologia devem também ser considerados.

De forma a colmatar a dificuldade em caracterizar integralmente um maciço rochoso em profundidade, têm sido aperfeiçoados e desenvolvidos diversos métodos e ensaios ao longo dos tempos. O intuito destes é caracterizar e consequentemente classificar os diferentes parâmetros do maciço permitindo realizar a escolha do método mais vantajoso, rentável e eficaz na execução de determinada obra. Este procedimento garante a qualidade do trabalho de reconhecimento geotécnico o que se reflete na execução de uma obra competente.

2.2. Considerações sobre maciços rochosos

Os maciços rochosos podem definir-se como sendo massas rochosas que são constituídas por um ou mais tipos litológicos em determinado contexto espacial. Estão ainda afetadas por discontinuidades que possuem características geotécnicas e geohidráulicas conferindo ao maciço uma anisotropia global.

Apresentam características geomecânicas que dependem da caracterização geológica das rochas que os formam, de parâmetros geotécnicos intrínsecos de cada maciço e, ainda, da sua geotectónica. Apresentam normalmente uma estrutura heterogénea marcada por uma rede de descontinuidades, resultado da complexa história geodinâmica associada a campos de tensão regional que o maciço experienciou ao longo de anos. Esta rede de descontinuidades cria, na sua generalidade, um conjunto de impactes negativos no comportamento geomecânico do material-rocha (Galiza, A.C. et al., 2013).

Segundo Jimeno et al. (2003), as propriedades mecânicas do maciço que mais influenciam nos trabalhos aí realizados, são:

Resistência dinâmica da rocha: as resistências dinâmicas à compressão e à tração da rocha indicam a apetência da rocha para o desmonte e facilitam na escolha do método mais indicado para o seu desmonte. Quando a onda de choque ultrapassa a resistência dinâmica à compressão, ocorre a pulverização da rocha em torno do furo.

Densidade: a densidade e a resistência são parâmetros correlacionáveis, pelo que uma rocha pouco densa rompe com uma energia mais baixa, e rochas duras necessitam de mais energia para o seu desmonte.

Porosidade: causa perdas de energia de detonação do explosivo e a redução da resistência dinâmica à compressão, aumentando a trituração e a percentagem de finos, para além disso, causam dificuldades na realização da perfuração e no carregamento dos furos.

Fricção interna: parte da energia da onda de tensão que através delas se propaga, durante o desmonte com explosivos, é transformada em calor através de processos designados por fricção interna. Este parâmetro está dependente da porosidade, da permeabilidade e presença de água no maciço, assim como, das descontinuidades presentes no mesmo.

Condutividade eléctrica: maciços rochosos com componentes de carácter magnético e/ou químicos, podem originar desvios de corrente eléctrica que podem provar ser prejudiciais no resultado final dos trabalhos, dependendo dos equipamentos e metodologias utilizados.

Composição mineralógica: certos minerais, são suscetíveis à meteorização quando em contacto com a água existente no maciço, o que afeta as suas propriedades químicas levando à diminuição da sua coerência.

Presença de água: este parâmetro aumenta a velocidade de propagação das ondas elásticas em terrenos porosos e reduz a resistência das rochas à compressão e à tração, mas obriga à escolha de explosivos resistentes à água.

Litologia: as diferenças litológicas geram a necessidade de criação de diagramas de fogo adaptados ao tipo de material presente uma vez que, por exemplo, se estivermos perante um maciço menos competente a concentração de cargas deverá ser menor de forma a garantir a forma da seção evitando a ocorrência de sobreescavação.

Fraturação: característica inerente a qualquer maciço rochoso existente. Descontinuidades, micro e microfissuras existentes nos maciços são locais por onde a energia se escapa definindo planos de fratura da rocha. Estas características têm um papel influenciador nas propriedades físicas e mecânicas das rochas aquando do desmonte.

2.3. Caracterização geológica-geotécnica

2.3.1. Reconhecimento geológico

Na execução de qualquer obra de engenharia, mesmo antes da realização do seu estudo geológico-geotécnico, é essencial fazer-se o reconhecimento da área em estudo.

Numa primeira fase, deverá proceder-se à recolha do máximo de informação acerca da zona em termos de bibliografia regional, dados da topografia, imagens de satélite e fotografias aéreas assim como, estudos e relatórios geológico-geotécnicos prévios que tenham sido realizados.

Numa segunda fase, o reconhecimento é feito no próprio campo devendo ser realizados trabalhos de cartografia geológica e, dependendo do tipo de obra a realizar, iniciar uma campanha de prospeção e ensaios *in situ* e/ou em laboratório obtendo-se dados que possibilitem a sua análise e interpretação.

Através deste estudo será possível ter conhecimento acerca do desenvolvimento das unidades litológicas que ocorrem no local assim como as suas características. Este um trabalho extremamente importante para qualquer projeto uma vez que será possível avaliar o comportamento dos maciços rochosos a nível da geotecnia havendo a possibilidade de planejar com mais pormenor a investigação que se desenvolverá futuramente.

Deste estudo devem fazer parte todos os aspetos observados, medidos e inferidos acerca do maciço através da descrição das características geológicas e geomecânicas do mesmo, sendo possível, numa fase final, no que diz respeito ao reconhecimento, dividir a área em estudo em zonas geotécnicas consoante as suas semelhanças geológico-geotécnicas.

2.3.2. Técnica de amostragem linear aplicada às superfícies das discontinuidades

Do ponto de vista prático, sendo impossível estudar em pormenor a totalidade da compartimentação do maciço rochoso, o seu estudo é realizado através de uma amostragem representativa do mesmo. Torna-se, por isso, essencial que este integre a identificação e descrição geral das superfícies que se encontram expostas do maciço, as discontinuidades, assim como os diversos aspetos geológico-geotécnicos que apresente. Este estudo é realizado através da técnica de amostragem linear, "*Scanline Sampling Technique*", que se encontra descrita por diversos autores entre eles Priest & Hudson (1981), Hudson & Priest (1983), Dinis da Gama (1995), Chaminé & Gaspar (1995), Peacock et al. (2003), Brady & Brown (2004), Martins et al. (2006), Chaminé et al. (2016), Chaminé (2016).

A técnica tem como base a utilização de uma fita graduada que deve ser colocada nas faces expostas do maciço a ser cartografado aproximadamente de 1,20 a 1,50 m do solo (Chaminé & Gaspar, 1995; Chaminé, 2016). Na figura 2 é apresentado um esquema de aplicação da técnica de amostragem linear (adaptado de Brady & Brown, 2004).

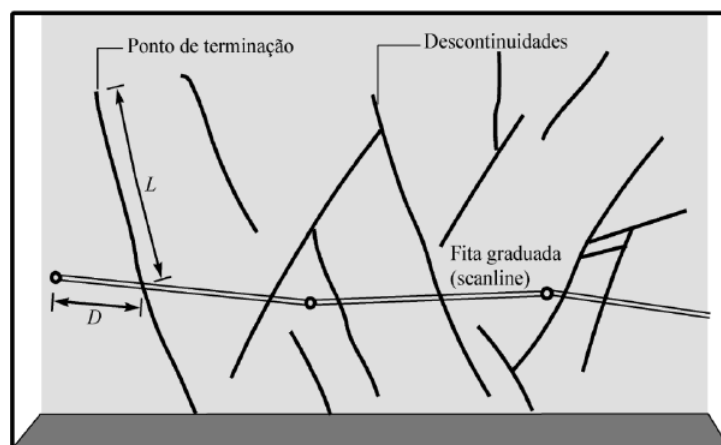


Figura 2 - Esquema do dispositivo para levantamento de descontinuidades pela técnica de amostragem (adaptado de Brady & Brown, 2004), em que D é a distância à origem da fita e L o semi-comprimento exposto que é relativo ao comprimento visível da interseção da descontinuidade com a face da rocha, apenas para um dos lados da fita graduada

Posteriormente à colocação da fita, deve proceder-se ao registo das características das descontinuidades que são intersectadas pela fita. Note-se que o seu registo não necessita de ser em quantidade, mas sim em qualidade permitindo obter dados que possibilitem extrapolar a forma como o maciço está compartimentado.

Esta técnica apenas falha na eventualidade de surgirem descontinuidades sub-horizontais uma vez que estas se encontram paralelas à fita graduada o que faz com que a representatividade deste tipo de descontinuidades seja excluída. Contudo, caso ocorram este tipo de descontinuidades, estas devem ser igualmente registadas. Cada registo é efetuado na ficha de levantamento denominada “Basic Geotechnical Description Of Rock Masses” (BGD) baseada na proposta da ISRM (1981) onde constam os parâmetros referidos no ponto 2.3.4. deste trabalho.

2.3.3. Descrição das descontinuidades

O termo descontinuidade é utilizado para qualquer entidade geológica que gera uma interrupção na continuidade física de determinada formação geológica (Galiza, A.C. et al., 2013).

As discontinuidades têm um papel importante na análise da estabilidade do maciço rochoso uma vez que têm influência direta na sua resistência, deformabilidade e permeabilidade, fatores que podem influenciar o seu comportamento. Desta forma, é essencial realizar o seu reconhecimento, descrição e caracterização ao pormenor (González de Vallejo et al., 2002). Esta caracterização permite avaliar as possíveis zonas de rotura que poderão ocorrer em determinada obra. A possibilidade de prever o seu comportamento permite que sejam instituídas medidas ou soluções antes e durante o decorrer da obra.

2.3.3.1. Tipos de discontinuidades

Dependendo da sua génese poderão ter formação derivada de diversos fenómenos. Na tabela 1 é apresentada uma sistematização dos tipos de discontinuidades segundo a geologia estrutural e a geologia de engenharia.

Tabela 1 - Sistematização dos tipos de discontinuidades segundo a geologia estrutural e a geologia de engenharia (adaptado de González de Vallejo et al. 2002)

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	Planos de estratificação	Falhas Filões Discordâncias
	Planos de laminação	
	Planos de xistosidade	
	Diaclases e juntas	
Lineares	Interseção de discontinuidades planares	Eixos de dobras
	Lineações	Fibrosidade mineral

2.3.3.2. Orientação das discontinuidades

As discontinuidades agrupam-se em famílias segundo a sua similaridade na orientação e características. A forma como os blocos que formam o maciço se dispõem é definida pela orientação relativa e o espaçamento das diferentes famílias presentes no maciço rochoso sendo este um indicador bastante importante no que se refere ao comportamento global do maciço.

Para se determinar e avaliar a orientação média de uma família de descontinuidades são utilizadas duas técnicas: a projeção estereográfica e o diagrama de rosetas. Os dados utilizados nas mesmas são obtidos através de medições de campo previamente realizadas para cada descontinuidade.

Para uma visualização espacial da orientação das diferentes famílias de descontinuidades pode recorrer-se à construção de blocos diagrama onde é possível observar-se com maior clareza o tamanho e a forma dos blocos que constituem o maciço rochoso. Na figura 3 é apresentada uma ilustração de 3 blocos diagrama que diferem pela orientação e espaçamento das descontinuidades sendo possível definir diferentes famílias.

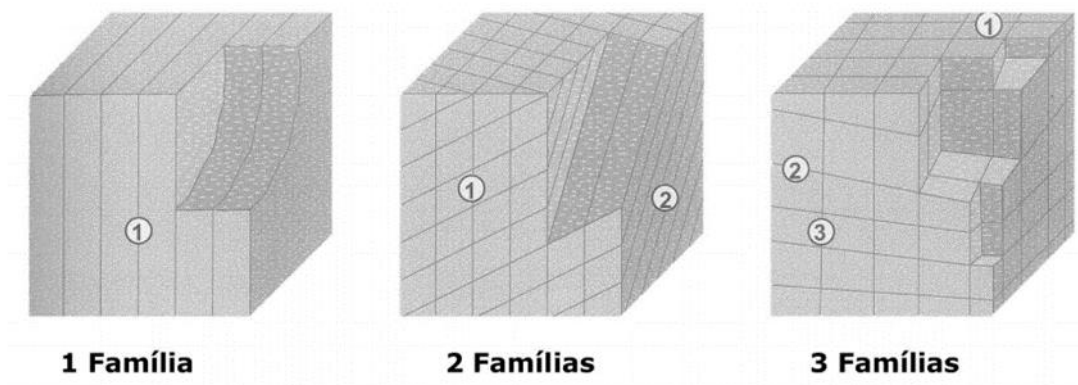


Figura 3 - Representação de 3 blocos diagrama e definição das diferentes famílias de descontinuidades segunda a sua orientação e espaçamento (adaptado de de González de Vallejo et al. 2002)

2.3.3.3. Bloco unitário

A determinação e quantificação do tamanho do bloco unitário, apesar de ser significativa, é complexa sendo usualmente obtida através da aplicação de 3 parâmetros geotécnicos de entre os quais (Rocha, 1981; Pereira, 1985):

- a orientação das famílias de descontinuidades;
- o espaçamento real, ou seja, o espaçamento perpendicular entre diaclases de uma mesma família;
- a continuidade ou persistência.

O seu conhecimento a nível de dimensões é essencial e terá influência no desmonte de rocha e trabalhos de escavação na abertura de túneis facilitando a definição do local onde poderá ser realizada e, ainda, para uma melhor otimização do diagrama de fogo a implementar.

Segundo ISRM (1978) e González de Vallejo et al. 2002, a determinação das dimensões do bloco unitário é feita a partir dos seguintes índices:

- I_b , “Block Size Index”, refere-se ao índice do tamanho do bloco sendo estimado através de medições no maciço selecionando diferentes blocos tipo realizando depois a média das suas dimensões. Um sistema de descontinuidades ortogonal de 3 famílias de descontinuidades distintas o índice I_b é definido como (Equação 1):

$$I_b = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3} \quad [1]$$

Sendo que:

e_1, e_2, e_3 – valores dos espaçamentos medidos no maciço para cada uma das 3 famílias de descontinuidades

Contudo, a utilização deste método é limitada uma vez que nem sempre o maciço em estudo tem 3 sistemas de descontinuidades, nem sempre é ortogonal e é usualmente difícil identificar corretamente essas mesmas descontinuidades e o seu respetivo espaçamento.

- J_v , “Volumetric Joint Count”, refere-se ao número total de descontinuidades por m³ por cada sistema de famílias presente sendo medido perpendicularmente ao longo da direção de cada uma das famílias de descontinuidades. O índice J_v é definido como (Equação 2):

$$J_v = \frac{1}{e_1} + \frac{1}{e_2} + \dots + \frac{1}{e_n} \quad [2]$$

- RQD, “Rock Quality Designation”, ou recuperação modificada, corresponde a um índice que permite avaliar quantitativamente a qualidade do maciço por intermédio da execução de sondagens realizadas no mesmo. Foi desenvolvido por Deere no ano de 1967 que após vários estudos e análises de perfurações propôs, com base na percentagem de recuperação simples, o cálculo da relação entre o somatório dos comprimentos dos tarolos de rocha, que devem ter comprimento igual ou superior a 10 centímetros, pelo comprimento total furado em cada operação.

Desta forma, e ao contrário dos 2 parâmetros referidos anteriormente, o índice RQD não considera a orientação e o espaçamento das descontinuidades e, por isso, não é independente para descrever a caracterização a nível da fracturação dos maciços rochosos.

A equação relativa ao cálculo do índice RQD é apresentada na equação 3.

$$RQD (\%) = \frac{\sum l_i (> 10 \text{ cm})}{L} \times 100$$

[3]

Sendo que:

L – Comprimento total furado numa operação

De acordo com os valores obtidos do RQD (%), é possível caracterizar a qualidade do maciço através da proposta de Deere apresentada na tabela 2.

Tabela 2 - Caracterização da qualidade do maciço segundo os valores obtidos de RQD (%) (Deere, 1967)

RQD (%)	Qualidade do maciço rochoso
0 – 25 %	muito fraco
25 – 50 %	fraco
50 – 75 %	razoável
75 – 90 %	bom
90 – 100 %	excelente

O índice RQD pode ainda ser estimado a partir de correlações empíricas:

- Segundo ISRM (1978), através da sua relação com o parâmetro referido anteriormente, J_v (Equação 4 e 5):

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad \text{para } J_v > 4,5 \quad [4]$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4,5 \quad [5]$$

- Segundo Hudson and Priest (1983), relacionando-se com a frequência com que as descontinuidades interseam a *scanline* durante o levantamento (Equação 6):

$$RQD = 100 e^{(-0,1\lambda)(0,1\lambda+1)} \quad [6]$$

Sendo que:

λ - (frequência das descontinuidades) - inversa do espaçamento médio das descontinuidades

2.3.4. Parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos para classificação de maciços rochosos

Segundo ISRM (1978, 1981) e Brady & Brown (2004) os dados a serem registados através da técnica de amostragem linear dizem respeito aos parâmetros que vão ser apresentados de seguida:

2.3.4.1. Grau de alteração

O estado de alteração de um maciço baseia-se, de uma forma geral, na observação do mesmo não havendo, por isso, um índice que nos indique com exatidão o seu grau de alteração. O fator primordial que leva à sua determinação diz respeito à maior ou menor facilidade com que o

material rochoso se desagrega e decompõe consequência dos agentes físicos e químicos que transformam essa rocha até estar em equilíbrio físico-químico com o meio ambiente (Aires-Barros, 1991).

Segundo a classificação da ISRM (1981), o grau de alteração do maciço é dividido em 5 classes distintas (tabela 3). Contudo, esse mesmo número pode ser variável caso, por exemplo, seja necessária uma maior pormenorização do estado do maciço.

Tabela 3 - Classificação do maciço rochoso segundo o seu grau de alteração (ISRM, 1981)

Classe	Classificação	Descrição
W1	São	isento de alteração; cor lustrosa em toda a sua massa
W2	pouco alterado	superfícies das discontinuidades manchadas de óxidos, mas cor lustrosa entre estas na parte intacta
W3	medianamente alterado	Meteorização acentuada na zona das discontinuidades e a partir destas para o interior; alteração de cor em relação à rocha sã podendo afetar toda a massa rochosa
W4	muito alterado	Meteorização intensa, maciço parcialmente transformado em materiais residuais ou facilmente desagregável à mão
W5	decomposto	Apresenta comportamento terroso na generalidade; estrutura original remanescente

2.3.4.2. Grau de fraturação

O estado de fraturação de um maciço é caracterizado pelo espaçamento entre as discontinuidades. O seu estudo é possivelmente um dos critérios mais relevantes aquando a execução de um levantamento geológico-geotécnico uma vez que o comportamento do maciço é influenciado pelo espaçamento que ocorre entre fraturas. Através do parâmetro “*Fracture Intercept*”, segundo ISRM (1981), é possível classificar a compartimentação do maciço. O valor irá influenciar o tamanho dos blocos unitários.

Na tabela 4 é apresentada a classificação elaborada pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM) que divide os graus de fraturação em 5 classes distintas consoante o espaçamento entre discontinuidades.

Tabela 4 - Classificação do maciço rochoso segundo o seu grau de fraturação (ISRM, 1981)

Classe	Espaçamento entre descontinuidades (cm)	Descrição
F1	200 cm	muito afastadas
F2	60 a 200 cm	afastadas
F3	20 a 60 cm	medianamente afastadas
F4	6 a 20 cm	próximas
F5	6 cm	muito próximas

2.3.4.3. Abertura

Define-se como sendo a distância média entre descontinuidades medida na perpendicular (ISRM,1978). A avaliação deste parâmetro é bastante relevante quando é realizado o estudo da permeabilidade e da resistência ao corte do maciço já que, consoante for a dimensão da abertura, as tensões efetivas que atuam nas paredes das descontinuidades podem alterar-se (González de Vallejo et al., 2002). Nos locais onde as aberturas são extensas é mais provável que ocorra rotura ou até mesmo a queda dos blocos.

A terminologia para a abertura das descontinuidades é proposta pela ISRM (1978,1981), a qual é apresentada na tabela 5.

Tabela 5 - Descrição e caracterização das descontinuidades segundo a sua abertura (ISRM, 1978, 1981)

Abertura (mm)	Descrição	Características
< 0,1	muito apertada	fechada
0,1 – 0,25	apertada	
0,25 – 0,5	parcialmente aberta	
0,5 – 2,5	aberta	aberta
2,5 – 10	razoavelmente larga	
> 10	larga	
10 – 100	muito larga	
100 – 1000	extremamente larga	muito aberta
> 1000	caverna	

2.3.4.4. Enchimento

O enchimento corresponde ao material que se encontra a preencher o espaço entre duas paredes das descontinuidades (ISRM, 1978) estando diretamente dependente e interligado com a abertura das mesmas.

O tipo de enchimento pode apresentar diferentes características físicas que condicionam a percolação dos fluidos nas descontinuidades e características mecânicas como a sua resistência, deformabilidade e espessura que influenciam no processo de rotura.

2.3.4.5. Rugosidade

A rugosidade é manifestada pela presença de irregularidades nas paredes das descontinuidades, podendo estas ser de diferentes tipos e de diferentes ordens (ISRM, 1978). Está relacionada com a resistência ao corte na extensão da superfície da descontinuidade sendo que quanto mais expressiva for a rugosidade, maior será a resistência. Outros dois fatores que influencia é a percolação da água, devido ao tipo de escoamento que esta terá consoante for o tipo de rugosidade, e ainda, a variação da abertura ao longo da descontinuidade.

2.3.4.6. Continuidade

A continuidade é o fator que caracteriza a extensão de uma descontinuidade em determinado volume de rocha. Como complemento à sua determinação é utilizado o parâmetro terminação que será falado no ponto seguinte.

De forma a descrever a continuidade das descontinuidades foram estabelecidos cinco termos propostos pela ISRM (1981) (Tabela 6).

Tabela 6 - Caracterização das descontinuidades segundo a sua continuidade (ISRM, 1981)

Comprimento (mm)	Descrição da continuidade
< 1	muito pouco contínua
1 – 3	baixa continuidade
3 – 10	continuidade média
10 – 20	continuidade elevada
> 20	continuidade muito elevada

2.3.4.7. Terminação

Pode considerar-se como um parâmetro complementar à continuidade. Se uma descontinuidade termina em rocha terá menor continuidade do que se tiver uma terminação obscura. Na tabela 7 são apresentados três tipos de terminações sugeridos por González de Vallejo et al.,2002; Brady &Brown, 2004.

Tabela 7 - Caracterização das descontinuidades segundo a sua terminação (González de Vallejo et al.,2002; Brady &Brown, 2004)

Nomenclatura	Designação	Descrição
R	rocha	a descontinuidade dissipa-se no maciço
D	descontinuidade	a descontinuidade termina noutra descontinuidade
O	obscura	a terminação da descontinuidade não é observável

2.3.4.8. Curvatura

A curvatura é um dos parâmetros caracterizados geometricamente. Os tipos de curvatura são expostos na tabela 8 segundo Bieniawski, 1989; Brady, 2004.

Tabela 8 - Caracterização das descontinuidades segundo a sua curvatura (Bieniawski, 1989; Brady & Brown, 2004)

Nomenclatura	Designação
C 1 – 2	superfícies planas a ligeiramente curvas
C 3	superfícies algo curvas a curvas
C 4 – 5	superfícies muito curvas a extremamente curvas

2.3.4.9. Presença de água

A água presente no interior do maciço percola pelas descontinuidades que apresentem algum tipo de abertura sendo caracterizadas por possuírem permeabilidade secundária. Por vezes pode circular pela matriz rochosa, através dos vazios, no caso de ocorrerem rochas de cariz sedimentar com características permeáveis. O estudo da percolação da água, no que diz respeito à posição dos níveis freáticos ou da pressão da água nos poros, pode prever problemas de estabilidade e de dificuldades construtivas (CFCFF, 1996; Hoek, 2007).

Na tabela 9 são descritas as classificações para os diferentes tipos de presença de água segundo Bieniawski (1989).

Tabela 9 - Caracterização da superfície das descontinuidades segundo a presença de água (Bieniawski, 1989)

Nomenclatura	Designação
S	seco
H	húmido
G	gotejante
F	fluxo

2.3.5. Resistência à compressão uniaxial

2.3.5.1. Esclerómetro portátil

O esclerómetro portátil, ou martelo de *Schmidt* (figura 4), foi desenvolvido em 1948 por Ernst Schmidt como ensaio de natureza não destrutiva da dureza superficial do betão (Schmidt, 1951). Mais tarde foi utilizado para avaliar a resistência do material rochoso (Cargill & Shakoor, 1990).



Figura 4 - Esclerómetro portátil Elcometer 182 Digital Concrete Test Hammer (<http://celticsurveys.ie>)

Através deste ensaio é possível estimar a resistência à compressão simples sendo aplicado na rocha ou nas discontinuidades. Tem como vantagens a rapidez e a simplicidade sendo bastante fácil de transportar.

Atualmente existem diversos tipos e modelos de martelos sendo que cada um deles oferece diferentes energias de impacto de forma a uma boa adaptação ao material que está a ser avaliado havendo uma grande flexibilidade no estudo. O mais utilizado no estudo de maciços rochosos é o do tipo L com uma energia de impacto de cerca de $0,735 \text{ N/mm}^2$ (Basu & Aydin, 2005)

Este aparelho portátil possui uma ponta retrátil assim como uma massa de aço no seu interior que sofre ressalto quando é pressionada contra a superfície rochosa ou descontinuidade que está a ser avaliada. O próprio equipamento apresenta o valor do ressalto que pode variar numa escala de 10 a 100. Consoante o tipo e dureza da rocha ocorrerá um maior ou menor ressalto. A ISRM (1981) sugere que em cada uma das estações geomecânicas devem ser executadas 10 percussões de forma a garantir que os resultados do ensaio sejam os mais precisos possível. No momento de análise de dados os 5 valores mais baixos que forem registados são excluídos. Posteriormente é determinado o valor médio das 5 medições mais elevadas. Obtido este valor e conhecendo igualmente a densidade do material-rocha a ser estudado deve recorrer-se ao ábaco de Miller (figura 5). Através da análise destes parâmetros é possível alcançar o valor da resistência à compressão uniaxial, σ_c , do material.

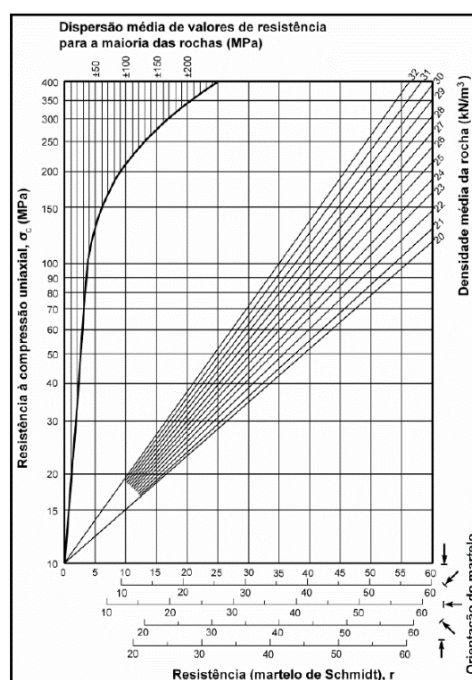


Figura 5 - Ábaco de Miller para a obtenção da resistência à compressão uniaxial a partir dos valores adquiridos do ensaio com o martelo Schmidt (adaptado de González de Vallejo et al., 2002)

Perante os valores da resistência à compressão uniaxial a ISRM (1981) classificou e designou a resistência à compressão simples segundo 5 grupos distintos (tabela 10).

Tabela 10 - Classificação da resistência à compressão uniaxial (adaptado da ISRM, 1978, 1981)

Simbologia	Resistência à compressão uniaxial (σ_c em MPa)	Designação	
S₁	> 200	Muito elevada	S ₁ a S ₂
S₂	60 a 200	Elevada	Elevada
S₃	20 a 60	Média	
S₄	6 a 20	Baixa	S ₄ a S ₅
S₅	< 6	Muito baixa	Baixa

2.3.6. Zonamento geotécnico

A realização do zonamento geotécnico é essencial aos estudos de cariz geotécnico tendo como base a classificação de volumes de terreno com características geotécnicas semelhantes podendo abranger unidades geológicas distintas. Estas podem, por outro lado, dividir-se em sub-unidades geotécnicas (Zuquette & Gandolfi, 2004). Fatores como os objetivos do zonamento, a escala e os dados geológico-geotécnicos da área influenciam o grau de homogeneidade e detalhe. A definição das zonas, assim como a sua distribuição espacial, é determinada através dos levantamentos geológico-geotécnicos efetuados. Assim, de forma a realizar o zonamento geotécnico do maciço é essencial executar (ISRM, 1978, 1981):

- Descrição das características gerais do afloramento em termos de: geologia estrutural, tipo de descontinuidades, composição mineralógica e grau de alteração;
- Divisão em zonas, unidades geotécnicas, realizando a sua descrição geral;
- Descrição pormenorizada de cada zona em termos de descontinuidade;
- Descrição dos parâmetros do maciço rochoso através da conjugação dos dados geológico-geotécnicos recolhidos no campo;
- Caracterização geral e classificação geomecânica do maciço rochoso tendo como objetivo definir a qualidade e resistência do maciço assim como quantificar os parâmetros geotécnicos.

2.3.7. Classificações geomecânicas

Quando se pretende classificar um maciço, principalmente para fins de engenharia como é o caso da construção de um túnel, é de extrema importância e utilidade avaliar e classificar a qualidade do material-rocha presente de forma a serem propostos tipos de sustimento. Para isto ao longo dos anos foram sendo desenvolvidas classificações geomecânicas que ajudam na classificação da qualidade dos maciços rochosos. É igualmente conveniente utilizar mais do que um sistema de classificação, para que os valores obtidos possam ser comparados e corroborados entre si.

2.3.7.1. Classificação Rock Mass Rating – RMR - Bieniawski (1973,1989)

Desenvolvido por Z.T.Bieniawski, o sistema de classificação RMR foi aplicado e ao longo do tempo aprimorado através do estudo de casos reais de diversas obras de engenharia como é o caso de túneis, cavernas e taludes. A edição de 1989 é aquela que é utilizada atualmente.

Para a determinação do valor de RMR são ponderados 6 parâmetros geológico-geotécnicos com características distintas sendo atribuído a cada um, um peso relativo, que pode variar de 0 a 100, de forma a quantificá-los. O somatório dos pesos individuais é o resultado da classificação RMR. De seguida são apresentados os parâmetros avaliados:

- Resistência à compressão simples do maciço rochoso;
- Estado de fracturação do maciço rochoso em termos de RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Estado das descontinuidades em termos de extensão, abertura, preenchimento e rugosidade;
- Condição das águas subterrâneas;
- Orientação das descontinuidades.

O peso do parâmetro relativo à orientação das descontinuidades foi incluído como ajuste do somatório dos restantes pesos já que é um dos parâmetros mais difíceis de avaliar na medida em

que para determinada orientação pode ser favorável ou desfavorável estando dependente da condição das águas subterrâneas ou do estado das próprias descontinuidades.

Na tabela 11 é apresentada a classificação RMR.

Tabela 11 - Classificação Rock Mass Rating – RMR (Bieniawski, 1973,1989)

Valor RMR	Classe	Descrição
81 – 100	I	Maciço rochoso muito bom
61 – 80	II	Maciço rochoso bom
41 – 60	III	Maciço rochoso razoável
21 – 40	IV	Maciço rochoso fraco
21	V	Maciço rochoso muito fraco

Desta forma, conclui-se que quanto maior for o valor de RMR maior a qualidade do maciço.

2.3.7.2. Classificação Rock Tunneling Index – Q system - Barton et al. (1974,1983)

Introduzida por Barton et al. no ano de 1974, a classificação Q-system tem uma base semelhante ao sistema de classificação RMR já que, para além de ser aplicado igualmente em obras subterrâneas, esta classificação atribui igualmente 6 parâmetros de forma a caracterizar o maciço:

- Índice RQD;
- Número de famílias de descontinuidades, J_n ;
- índice de rugosidade, J_r ;
- Índice de alteração das descontinuidades, J_a ;
- Influência da água subterrânea, J_w ;
- Estado de tensão, *Stress Reduction Factor*, SRF.

Ao contrário da obtenção do valor de RMR que é linear, o valor de Q é exponencial oscilando de 0,001 a 1000. Para chegar a este índice de qualidade é utilizada a seguinte expressão (Equação 7):

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

[7]

Cada um dos 3 quocientes diz respeito a aspetos específicos do maciço sendo eles:

- $\frac{RQD}{J_n}$ – Relaciona a estrutura do maciço em termos de blocometria;
- $\frac{J_r}{J_a}$ – Sugere a resistência ao corte ao longo da superfície das fraturas caracterizando a sua rugosidade e estado de alteração sendo que o seu valor é maior com o aumento da rugosidade e menor com o aumento da alteração do maciço;
- $\frac{J_w}{SRF}$ – Descreve o estado de tensão do maciço. Note-se que uma vez que o parâmetro diz respeito à influência da água esta, quando presente, interfere negativamente na resistência ao desligamento das descontinuidades entre si.

A classificação do índice Q é exposta na tabela 12.

Tabela 12 - Classificação Rock Tunneling Index – Q system (Barton et al., 1974,1983)

Q	Classificação
400 - 1000	Exceccionalmente bom
100 – 400	Extremamente bom
40 – 100	Muito bom
10 – 40	Bom
4 - 10	Mediano
1 – 4	Pobre
0,1 – 1	Muito pobre
0,01 – 0,1	Extremamente pobre
0,001 – 0,01	Exceccionalmente pobre

Tal como na classificação anterior, para valores mais elevados de Q, mais competente é o maciço.

2.3.7.3. Índice de resistência geológica, Geological Strength Index – GSI - Hoek – Brown (1988)

O índice GSI quantifica a resistência do maciço com base nas classificações de RMR através da equação 8:

$$GSI = RMR_{1989} - 5$$

[8]

Contudo, esta correlação só pode ser aplicada quando o valor de RMR é inferior a 30 sendo que para valores superiores o valor de GSI deve ser determinado através de ábacos propostos pelos autores.

Para o cálculo da coesão e do ângulo de atrito são utilizadas as equações 9 e 10, respetivamente.

$$c' = \frac{\sigma_{cm}(1 - \sin \varphi')}{2 \cos \Phi'} \quad [9]$$

$$\sin \Phi' = \frac{k - 1}{k + 1} \quad [10]$$

Sendo que:

σ_{cm} - Resistência à compressão uniaxial

k - Tensões principais

2.4. Escavabilidade do maciço

A um determinado maciço rochoso podem ser atribuídas diversas classificações. Contudo, e segundo diversos autores, estas classificações não são inteiramente exatas no que diz respeito ao seu comportamento no momento em que é escavado. Para colmatar esta lacuna, o conceito tem vindo a desenvolver-se ao longo dos anos.

A escavabilidade do maciço define-se com base em dois fatores primordiais aquando a escavação seja ela por meios mecânicos ou por uso de explosivos (Bastos,1998):

- Capacidade de resistência geomecânica da rocha;
- Características petrofísicas, geológico-estruturais e geotécnicas das descontinuidades e do material rochoso.

Ambas são o resultado da integração de diversos parâmetros que caracterizam o maciço sendo que a sua medição e quantificação é essencial de forma a garantir a escolha do método mais adequado para cada tipo de maciço. A tendência do maciço para ser desagregado é determinante

nas fases iniciais de projeto e posteriormente na execução da obra. Apesar da falta de unanimidade entre autores no que diz respeito à metodologia usada para determinar a escavabilidade do maciço, existem 2 parâmetros que se destacam sendo quase sempre utilizados: o RQD e a resistência à carga pontual.

Usualmente o método mais utilizado é o método clássico apresentado por Franklin et al. (1971) que classifica a escavabilidade e ripabilidade de um dado maciço através do ábaco apresentado na figura 6.

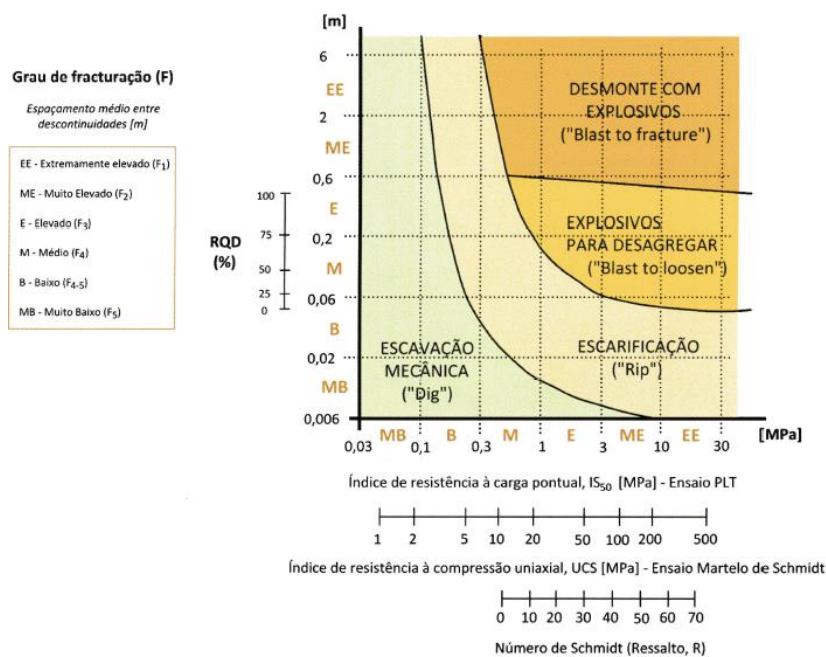


Figura 6 - Ábaco da escavabilidade e ripabilidade de um dado maciço rochoso (adaptado de Galiza, A.C. et al., 2013)

O ábaco apresenta-se dividido em 4 regiões distintas: os diferentes métodos de desmonte de rocha através de escavação mecânica, a escarificação, a utilização de explosivos para desagregar e o desmonte com explosivos. O mesmo faz a relação entre o espaçamento médio entre descontinuidades, através do grau de fraturação (ISRM, 1981), no eixo das ordenadas, e o grau de resistência do maciço, no eixo das abcissas. Em cada um dos eixos, respetivamente, é ainda feita uma análise ao índice geotécnico RQD (%) e aos índices de resistência de carga pontual (PLT) (MPa) e de resistência à compressão uniaxial (UCS) (MPa).

Para além dos critérios apresentados por Franklin et al.(1971) através de uma base teórico-prática e apesar de nos permitir retirar diversas conclusões acerca da escavabilidade do maciço, o ábaco

apresentado encontra-se atualmente um pouco carente a nível de informação. Esta situação deve-se à crescente evolução tecnológica dos equipamentos que permitem atualmente uma maior exploração das áreas de escavação mecânica e de escarificação para o interior das regiões de desmonte com explosivo (Galiza, A.C. et al., 2013).

Capítulo 3 – Técnicas e Metodologias da escavação de túneis

3. Técnicas e Metodologias da escavação de túneis

3.1. Introdução

A evolução dos métodos de escavação tem sido uma constante ao longo dos anos o que propiciou um desenvolvimento progressivo na escavação de túneis. Atualmente subsistem 2 métodos primordiais na escavação subterrânea:

- Método de desmonte com recurso a explosivos, também designado por método de perfuração e detonação (*“Drill and Blast”*);
- Método de escavação mecânica.

A escolha do método mais conveniente a ser utilizado está condicionada por diversos fatores, de entre os quais:

- Características geológicas e geomecânicas do maciço;
- Condições hidrológicas e tectónicas;
- Localização da obra;
- Características geométricas do túnel: dimensão, comprimento e volume total a ser escavado;
- Implicações sociais, ambientais e económicas.

Todavia, o parecer dos autores não é totalmente harmonioso no que diz respeito à base da seleção do método.

Para além dos fatores anteriormente referidos, Sandvick Tamrock (1999) apresentou ainda dois esquemas que relacionam os diferentes métodos integrando um novo parâmetro primordial: o fator de resistência à compressão uniaxial.

Na figura 7 é feita a relação entre os métodos existentes, o valor da resistência à compressão uniaxial e ainda o estado do maciço em termos da sua fracturação e consequente estabilidade. Esta relação permite realizar uma comparação entre as condições dos diferentes maciços ou solos.

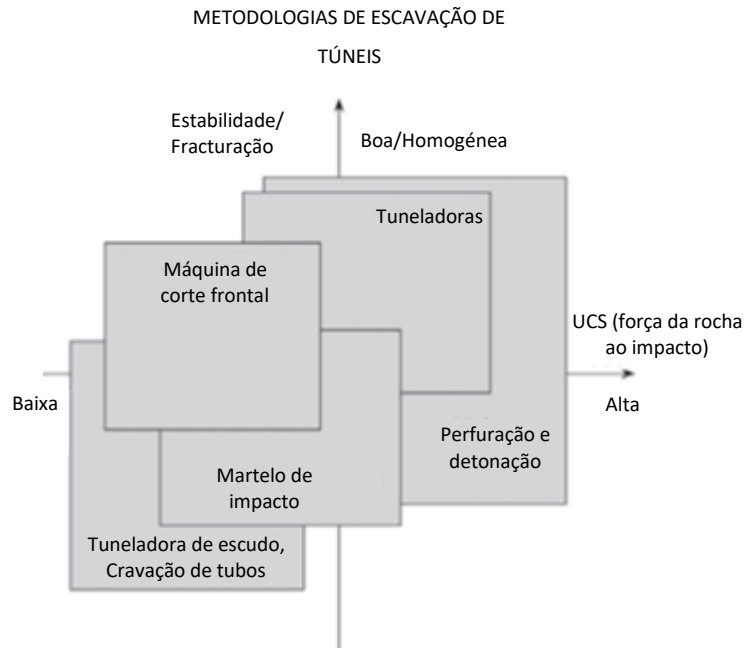


Figura 7 - Relação entre os diferentes métodos de escavação de túneis, o valor da resistência à compressão axial de diferentes maciços relativamente ao seu estado de fracturação e estabilidade (adaptado de Sandvick Tamrock, 1999)

O método de perfuração e detonação, *Drill & Blast*, é o método mais comum podendo ser aplicado numa vasta gama de maciços sendo que o equipamento utilizado é bastante versátil, rápido e, comparativamente com outros, mais económico. Contudo, é usualmente executado, e preferível, em maciços que apresentam competência média a alta e com uma resistência à compressão uniaxial superior.

Na figura 8, é apresentada a segunda relação que, de forma mais simplista, faz uma conexão entre os métodos e a resistência à compressão uniaxial.

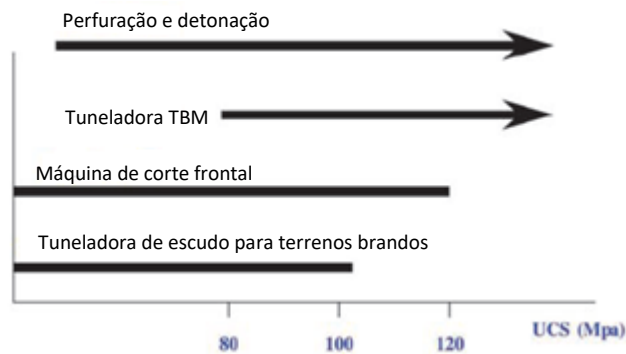


Figura 8 - Relação entre os diferentes métodos de escavação de túneis e o valor da resistência à compressão axial de diferentes maciços (adaptado de Sandvick Tamrock, 1999)

Após análise desta relação pode concluir-se que o método mais versátil é igualmente o de perfuração e detonação, *Drill & Blast*, o qual garante maior representatividade para a grande generalidade de valores do parâmetro de resistência à compressão uniaxial.

3.2. *New Austrian Tunnelling Method (NATM)*

O NATM foi sendo aprimorado desde o século XIX até à sua apresentação por Rabcewicz no ano de 1964 sendo um dos mais utilizados na escavação de túneis.

Este método de escavação utiliza todos os meios disponíveis para auto potenciar as capacidades de suporte do maciço a trabalhar de forma a obter a estabilidade da escavação. Esta estabilização é conseguida através da aplicação de sustimento inicial ou provisório, numa primeira fase, seguido de sustimento definitivo, numa segunda fase, que embora seja deformável, é resistente à rotura do maciço. A monitorização das deformações é essencial de forma a acompanhar o comportamento do maciço ao longo do tempo.

De forma geral, o *New Austrian Tunneling Method* pode ser resumido na seguinte premissa:

“Os solos, principalmente os solos moles, não gostam de ser perturbados. Portanto, se for necessário fazê-lo, faça-o com cuidado e providencie suporte imediato sempre que seu estado inicial tenha sido alterado (Rziha, 1872)”.

Este método, utilizado no âmbito da realização de obras subterrâneas, popularizou-se em relação a outros procedimentos devido às vantagens que são apresentadas de seguida:

- Livre seleção da área de escavação;
- Boa adaptação às alterações geotécnicas do maciço rochoso;
- Flexibilidade para adaptação a diferentes secções de escavação;
- Equipamento de escavação simples e de fácil e rápida mobilização.

Como já referido, este método baseia-se na escavação por etapas. A primeira passa pela abertura da galeria piloto, sendo o desmonte realizado a partir desse vazio, utilizando esta cavidade como frente livre. Os furos de contorno definem o perfil da escavação. Estes são carregados e disparados segundo a técnica de desmonte cuidado para causar o menor dano possível no maciço remanescente. Após o desmonte e a remoção do material designado por escombro, é aplicado o sustimento. Os métodos a utilizar passam pela aplicação de pregagens e/ou betão projetado com o objetivo de não permitir a descompressão do maciço e manter as características de resistência do mesmo.

Aliado a este método de escavação sequencial foi desenvolvido para o mesmo a caixa de ferramentas do NATM. Esta *Toolbox* pretende garantir o pré-suporte seja ele múltiplo ou individual, melhorar o solo e suportar os elementos para a estabilização da frente livre no decurso da escavação de túneis. No seu conjunto contém todos os elementos que permitem a escavação de praticamente qualquer tipo de solo ou maciço (Sauer, 2003).

Para cada obra, e para além das medidas de suporte padrão, são selecionados determinados itens de forma a haver uma adaptação para as condições do solo esperadas assim como eventuais procedimentos a realizar. Na figura 9 é apresentado um esquema típico do desmonte de uma galeria através de uma secção transversal e de uma secção longitudinal utilizado na execução de um túnel através do NATM e, por consequência, da sua caixa de ferramentas. Na tabela 13 são exibidos os itens integrantes da *toolbox* assim como a sua descrição.

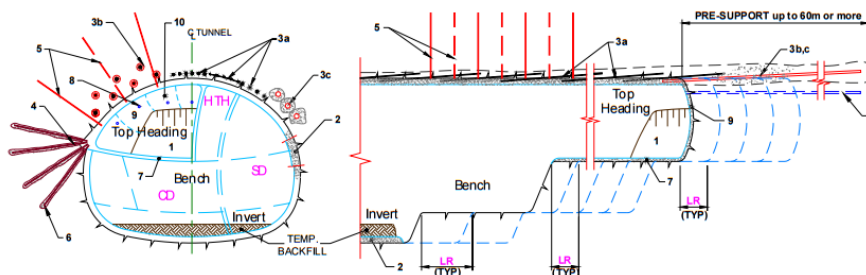


Figura 9 - Caixa de ferramentas NATM por Sauer (2003) adaptado de <http://www.geocompany.com.br/ftp/tuneis.pdf>

Tabela 13 - Caixa de ferramentas do NATM (adaptado de Gomes, L. et al., 2007)

Geometria e Avanço	⇒ Podem variar de secção plena à subdivisão da face de escavação em teto ou em coroa, bancada, galeria lateral, galerias múltiplas, etc.;
	⇒ A redução do avanço da escavação, ou, se necessário, escavação e suporte contínuo em solos extremamente moles;
Pré-Suporte	⇒ Geometria e avanço podem ser adaptados na medida do necessário;
	⇒ Drenagem da área de escavação;
	⇒ Enfilagens com vários tipos de elementos. O método de enfilagem contínuo no contorno da escavação é provavelmente o mais eficaz atualmente, para pré-suporte em trechos longos;
	⇒ <i>Jet Grouting</i> horizontal também melhora o solo na frente da escavação;
Suporte da Frente	⇒ Injeções convencionais no maciço circundante do túnel;
	⇒ Estabilizar a frente com escombros (núcleo de apoio);
	⇒ Estabilizar a frente com betão projetado;
	⇒ Contenção com ancoragens cimentadas ou barras metálicas;
	⇒ Contenção com chapas metálicas;
Estabilidade Periférica	⇒ Aplicar injeções na frente da escavação;
	⇒ Escavar em diferentes fases de acordo com a dimensão da secção e a natureza do terreno;
	⇒ Suporte em todo o contorno anelar da escavação;
	⇒ Aumentar a espessura do betão projetado;
	⇒ Aumentar o número de ancoragens e o seu comprimento;
	⇒ Reforçar temporariamente a soleira com betão projetado;
Métodos Especiais	⇒ Reforçar a fundação da soleira com injeções de cimento e ancoragens cimentadas;
	⇒ Aplicar injeções em toda a periferia da escavação;
	⇒ Congelamento do solo;
	⇒ Pressurização com ar comprimido;
Intervenções de Emergência	⇒ Enfilagem contínua;
	⇒ Túnel invertido;
	⇒ Instalação de vigas metálicas ou de madeira para suporte;
Intervenções de Emergência	⇒ Colocação de enchimento com agregados triturados;
	⇒ Aplicação de sacos com mistura seca de betão projetado;

3.3. Escavação de túneis por desmonte mecânico

O desmonte de rocha por meios mecânicos oferece grande diversidade no campo de aplicação sendo, por isso, um método com grande versatilidade. Os equipamentos utilizados são tecnologicamente desenvolvidos constituídos por componentes complexos que podem ser adaptados segundo as necessidades da obra ou do projeto a executar.

Os dois métodos principais desta técnica e respectivos equipamentos utilizados são:

- a abertura de túnel em secção plena através da utilização de tuneladoras automáticas, TBM's;
- a abertura faseada com o auxílio de máquinas de ataque pontual.

3.3.1. Tuneladoras automáticas – TBM's

A utilização da tecnologia TBM (figura 10), tem vindo a ocupar um lugar de destaque ao longo dos anos. Segundo López Jimeno et.al.(1997), a eficiência deste método é mais elevada quando a resistência à compressão do maciço é inferior a 120 Mpa. No entanto, e apesar de se privilegiar o uso deste equipamento em maciços competentes, quando se adota esta técnica de desmonte os mesmos não devem ser excessivamente duros já que é um método dispendioso e, neste caso, tornar-se-ia pouco eficiente e lento. No caso desta situação ocorrer, a escolha mais adequada seria o desmonte com recurso a explosivos.

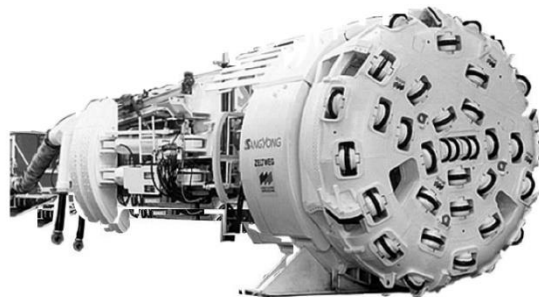


Figura 10 – Exemplo de uma tuneladora TBM (Sandvick Tamrock, 1999)

São equipamentos caracterizados por possuírem uma forma cilíndrica de grandes dimensões sendo que na superfície frontal possuem uma cabeça de perfuração circular constituída por ferramentas de corte as quais, por abrasão no maciço, realizam a escavação do túnel. Esta escavação pode ser aberta ou fechada de forma a evitar que o maciço envolvente colapse antes de ser colocado o suporte definitivo. Na parte traseira possuem um sistema de propulsão e apoio. Este é constituído por umas sapatas que se apoiam lateralmente contra o terreno através de macacos hidráulicos que impulsionam o equipamento a prosseguir com a escavação garantindo a pressão de avanço. O escombros obtido é usualmente carregado na frente por baldes localizados na cabeça do equipamento que devido ao seu movimento de rotação permite que os fragmentos de rocha sejam descarregados num tapete transportador que os leva até ao exterior.

A tuneladora a utilizar vai depender do tipo de maciço, da pressão que apresenta e do diâmetro da escavação que se pretende realizar. Em termos de sustimento, alguns equipamentos estão dotados de sistemas automáticos próprios que melhoram o solo seja através da aplicação de betão projetado, da aplicação automática de pregagens com redes metálicas ou de aduelas de betão pré-fabricadas. Este sustimento é colocado à medida que a escavação do túnel avança.

3.3.2. Máquinas de ataque pontual

Ao contrário das tuneladoras, estes equipamentos não possibilitam uma escavação em secção plena. A sua utilização deve ser feita preferencialmente em maciços que possuam uma resistência à compressão entre os 80 e os 120 MPa com alguma fraturação. Segundo Bastos (1998), são equipamentos utilizados essencialmente em rochas brandas, existindo diferentes variedades com diversos tipos de cabeças adequados às diferentes características do material a escavar de forma a garantir uma melhor resposta às exigências de cada projeto. As máquinas utilizadas são as escavadoras que possuem cabeças rotativas e são equipadas com ferramentas de corte em metal duro, picas. São suportadas por um braço telescópico hidráulico que as coloca na posição de escavação (figura 11). A remoção do escombros é assegurada por um sistema de carga e transporte realizado para a retaguarda da máquina (Gomes, L. et al., 2007)



Figura 11 – Máquina de ataque pontual do tipo frontal (Melâneo, 2008)

O desmonte da rocha segundo esta técnica consiste em rompê-la através da combinação das ações de penetração das picas na frente de escavação e o movimento lateral do braço da escavadora. Para que a utilização desta máquina seja feita com a maior eficácia possível devem ser considerados dois grupos geotécnicos essenciais: as características de resistência da rocha e o estado de fracturação do maciço. Quanto maior for a fissuração maior será a quantidade de superfícies de fraqueza o que irá favorecer o trabalho de desmonte (González de Vallejo, 2002).

Dentro dos sistemas de corte são admitidos os seguintes: ataque frontal e ataque lateral. A escolha do mais adequado irá depender da obra a realizar segundo os subsequentes aspetos: a estabilidade da máquina, a produtividade e o perfil da escavação que se pretende (Gomes, L. et al., 2007)

3.4. Escavação de túneis por desmonte com recurso a explosivos

3.4.1. Substâncias explosivas na escavação de maciços rochosos

Segundo Hartman (1992), pode caracterizar-se um explosivo como sendo um composto ou mistura de compostos que ao ser estimulado por fatores como o calor, o impacto, a fricção ou o choque, entra rapidamente em decomposição libertando significativas quantidades de calor e gás.

A sua utilização, tanto na exploração mineira como em obras de construção civil, tem vindo a sofrer uma grande evolução sendo que as práticas tradicionais dão hoje lugar a técnicas mais avançadas.

Podem ser classificados em dois tipos:

- Deflagrantes, caracterizados pela ocorrência da detonação por meio de uma combustão dos seus constituintes a velocidades inferiores à do som sendo a pólvora um exemplo deste tipo de explosivo;
- Detonantes, em que na sua decomposição são produzidos grandes volumes de gás a temperaturas e pressões muito elevadas. As velocidades de detonação são superiores às verificadas nos deflagrantes. Este tipo de explosivo é o mais utilizado nas obras mineiras e geotécnicas.

3.4.2. Ação dos explosivos: Mecanismos de rotura das rochas

Segundo Konya e Walter (1990), ocorrem dois mecanismos diferenciados durante o processo de rotura das rochas devido à ação das substâncias explosivas:

- 1º Mecanismo: a onda de choque, do tipo compressivo, resultante da energia de pressão atravessa o maciço causando a sua fraturação;
- 2º Mecanismo: como consequência do 1º mecanismo são produzidos gases que alcançam temperaturas e pressões muito elevadas transmitindo essa energia termodinâmica através das fraturas geradas anteriormente.

Estes dois mecanismos levam a que a detonação das cargas explosivas nos furos se manifeste em duas fases distintas (Bernardo, 2009):

- Fase dinâmica, em que após a detonação o maciço rochoso é submetido a uma perturbação dinâmica extrema num período curto de tempo. Ocorre a produção da onda de choque que se propaga radialmente a partir do furo com uma velocidade que depende tanto do tipo de rocha presente como do tipo de explosivo. A sua disseminação é gradualmente atenuada pela distância dando lugar a um regime de propagação duma onda de tensão do tipo compressiva;

- Fase quase estática, é caracterizada pela expansão dos gases resultantes da detonação originando tensões elevadas num regime quase estacionário. Esta designação advém da ordem de grandezas de tempo em que ocorre a propagação das ondas e a pressurização dos gases sendo para a primeira na ordem das dezenas de microssegundos e a segunda na ordem dos milissegundos. Em suma, é um trabalho mecânico efetuado pelos gases provenientes da reação química da decomposição do explosivo que provocam o deslocamento dos blocos do maciço rochoso.

Na figura 12, é apresentada a seqüência temporal dos eventos que ocorrem após detonação da rocha.

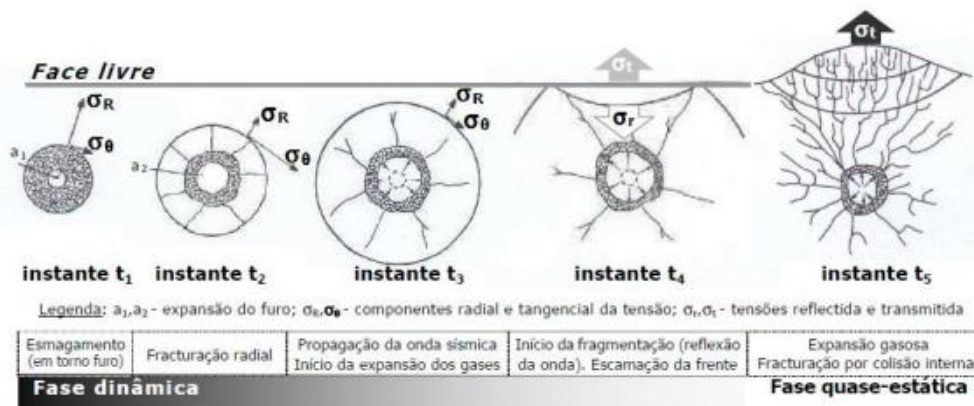


Figura 12 Sequência temporal de eventos verificados numa detonação em rocha situada na vizinhança de uma superfície livre (adaptado de Hartman,(1992) por Bernardo (2004)).

3.4.3. Abordagem ao desmorte com recurso a explosivos

O desmorte de rocha com recurso a explosivos, consiste na colocação destes em furos previamente realizados por equipamentos hidráulicos de perfuração, jumbos, sendo depois detonados através de retardos temporais. Todo o processo que envolve a organização e caracterização dos furos na frente de desmorte assim como a escolha dos explosivos dependem do tipo de maciço rochoso e dos objetivos propostos em projeto.

As principais vantagens deste método são:

- Grande aplicabilidade em todo o tipo de maciços rochosos permitindo ajustes dependendo das suas condições;
- Boa adaptação a qualquer tipo de secção do túnel;
- Maior rapidez de execução;
- Custo relativamente mais baixo dos equipamentos em comparação com outros métodos;
- Maior economia no desmonte.

Os trabalhos de desmonte integram um ciclo de operações que se repetem consecutivamente até à finalização da obra. Novamente dependendo das características da rocha, da finalidade da obra e de outras condicionantes externas o ciclo de trabalho poderá ter composições e organizações distintas. Contudo é possível definir uma ordem de operações simplificada: perfuração, carregamento do explosivo, rebentamento, ventilação, saneamento, remoção do escombro e sustimento (figura 13).

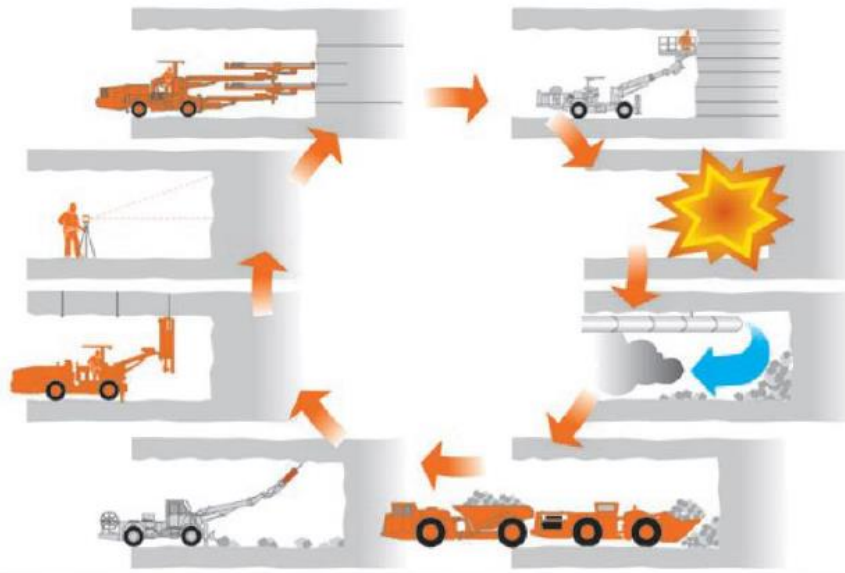


Figura 13 - Representação de uma das possíveis constituições e organizações de um ciclo de trabalho de escavação de um túnel, pelo método de Perfuração e Detonação (Sandvick Tamrock, 1999)

Segundo López Jimeno (2003), as operações do ciclo de trabalho apresentam diferentes pesos, a nível percentual, os quais são apresentados na tabela 14.

Tabela 14- Influência das principais operações na duração de um ciclo de trabalho, segundo López Jimeno (2003)

Operações	Percentagem
Perfuração	10% – 30%
Carregamento do explosivo	5% - 15%
Rebentamento e Ventilação	5% - 10%
Remoção do escombros	10% - 30%
Saneamento e Sustimento	15% - 70%

É de referir que o intervalo relativo à percentagem do sustimento e saneamento se apresenta elevado já que o autor considera os casos em que o maciço escavado exibe uma qualidade inferior sendo que nessa situação estas operações teriam maior significatividade no ciclo.

Apesar de as operações expostas serem aquelas com maior relevância no ciclo em termos de duração é também importante considerar aquelas operações que apesar de apresentarem pequena duração no ciclo têm influência na totalidade do projeto e fazem parte de toda a sua organização. De entre as quais é possível referenciar: a marcação da pega de fogo, a chegada do Jumbo à frente e a saída do pessoal.

Uma boa definição do ciclo de trabalho e a qualidade das suas operações irá influenciar positivamente o tempo de ciclo, o comprimento da pega e a sobreescavação.

3.4.4. Sistemas de avanço

No caso de em determinado projeto de escavação ser escolhida a técnica de desmonte pelo recurso a explosivos, é essencial determinar qual o sistema de avanço que será utilizado. Este pode ser em secção plena ou em secção parcial. Os métodos a utilizar são adaptáveis a cada circunstância apesar de que a escolha está condicionada pelos seguintes fatores:

- Dimensão da secção do túnel que foi definida;
- Tipo de maciço;
- Equipamentos de perfuração em termos de disponibilidade e dimensões;
- Sustimento a aplicar;
- Ventilação do túnel.

Para secções de menores dimensões é habitualmente utilizado o método de desmonte em secção plena. Esta técnica permite que com apenas uma pega de fogo a frente do túnel seja desmontada integralmente (figura 14). Tem utilização preferencial em maciços de boa qualidade com altura até aos 10 m podendo ser possível, nestes casos, obter uma área de secção entre 80 a 100 m². Para maciços de má qualidade será necessário realizar pegas mais curtas.

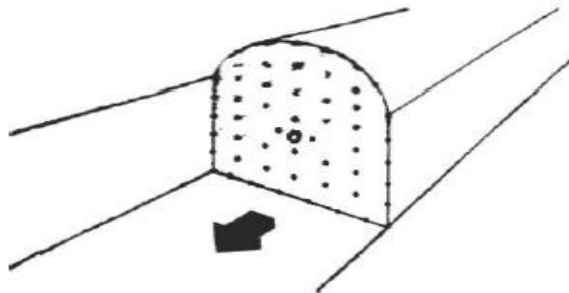


Figura 14 - Esquema representativo adaptado do avanço de um túnel pelo desmonte por secção plena (Bhandari. 1997)

Por sua vez, se para determinado túnel foi projetada uma secção de grandes dimensões, a escolha do método a adotar é mais abrangente englobando 2 técnicas distintas:

- Topo e bancada:

Nesta técnica, a secção é dividida em duas faces, topo e bancada inferior (figura 15 a₁). Esta divisão depende de fatores como o tipo de rocha, a dimensão do equipamento de perfuração e totalidade

da área da seção. A primeira fração a ser desmontada não está previamente definida apesar de normalmente se detonar primeiramente o topo de forma semelhante à técnica de seção plena. Na eventualidade de ser necessário realizar sustimento este é instalado logo após o desmonte. Privilegia-se esta ordem de detonação uma vez que, desta forma, podemos trabalhar em 2 faces livres garantindo um melhor desempenho e, conseqüentemente, melhores resultados. A perfuração da parte inferior pode ser feita por furos horizontais (figura 15 b₁) ou por furos verticais (figura 15 c₁). Caso o maciço for competente e apresentar estabilidade, a ordem de desmonte pode ser revertida (López Jimeno, 2003).

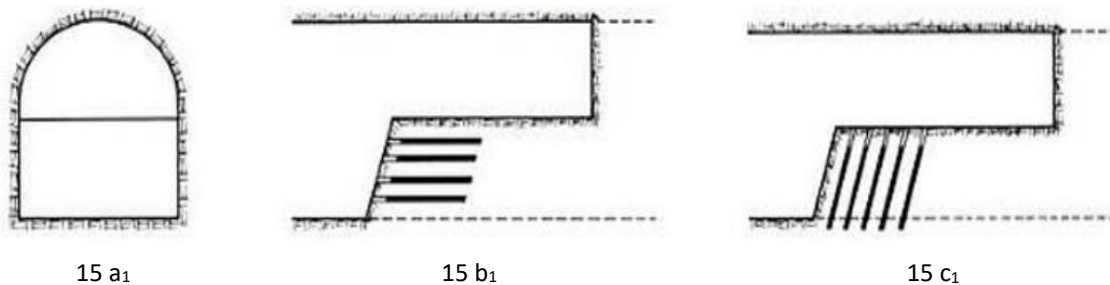


Figura 15 - Esquema da frente de um túnel, pela abordagem do topo e bancada; 15 a₁ – divisão das duas faces em topo e bancada inferior; 15 b₁ – perfuração da bancada inferior com furos horizontais; 15 c₁ – perfuração da bancada inferior com furos verticais (López Jimeno, 2003)

Comparativamente à técnica de desmonte em seção plena esta segunda técnica apresenta desvantagens no que diz respeito ao tempo total despendido no processo devido a todo o procedimento sequencial que é necessário executar.

- Abertura de um túnel piloto:

A execução do túnel piloto na face do túnel pode ser realizado na sua parte superior, inferior ou central (figura 16). Ao ser efetuado na parte superior, sendo este o método mais utilizado, o mesmo deverá apresentar um comprimento de cerca de 35% a 40% da área da seção do túnel. Os desmontes posteriores são seguidos do número necessários de bancadas. A técnica é bastante aplicada revelando-se eficiente para túneis com áreas de seção inferiores a 50 m². A parcialidade com que é realizada a escavação revela-se uma vantagem já que permite determinar o estado do maciço que está a ser trabalhado. Contudo, tal como na técnica anterior de avanço de topo e

bancada é um processo bastante moroso já que envolve a abertura e respetivo alargamento do túnel piloto.

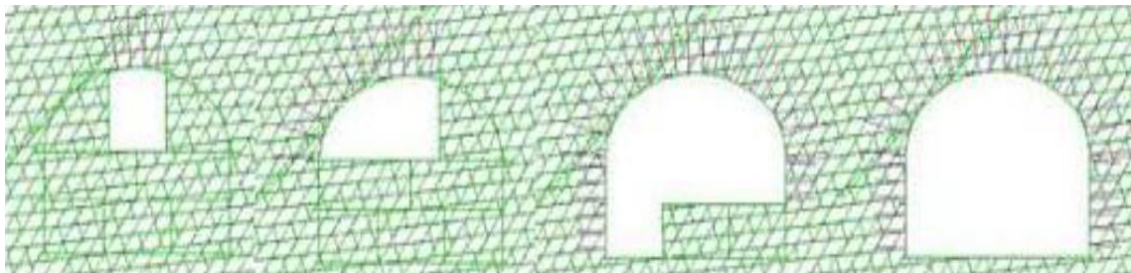


Figura 16 - Sequência de Escavação num túnel piloto (Costa, 2012)

É de referir que apesar de os diferentes métodos de escavação terem sido referidos e explorados anteriormente, o tema fulcral desta dissertação irá focar-se no método de escavação com recurso a explosivos sendo que no caso de estudo prático a abordagem é feita com base nesta técnica.

3.5. Esquematização do desmonte em túneis

O conjunto de furos executados para detonação por explosivos designa-se por pega de fogo. Previamente à sua realização deverá ser feito um estudo intensivo com o objetivo de se definir variáveis que estabeleçam a localização, número, orientação, espaçamento, comprimento e diâmetro dos furos e, por sua vez, dos explosivos no que se refere ao tipo e quantidade e dos possíveis equipamentos a utilizar ao longo do processo (Hoek, 2007). A compilação de toda esta informação designa-se por diagrama de fogo que se caracteriza como sendo uma representação visual de todo o dimensionamento realizado. Este dimensionamento deve ser o mais exaustivo possível de forma a garantir a eficiência da escavação. Na figura 17 é apresentada uma imagem representativa de um esquema de um diagrama de fogo tipo num desmonte subterrâneo.

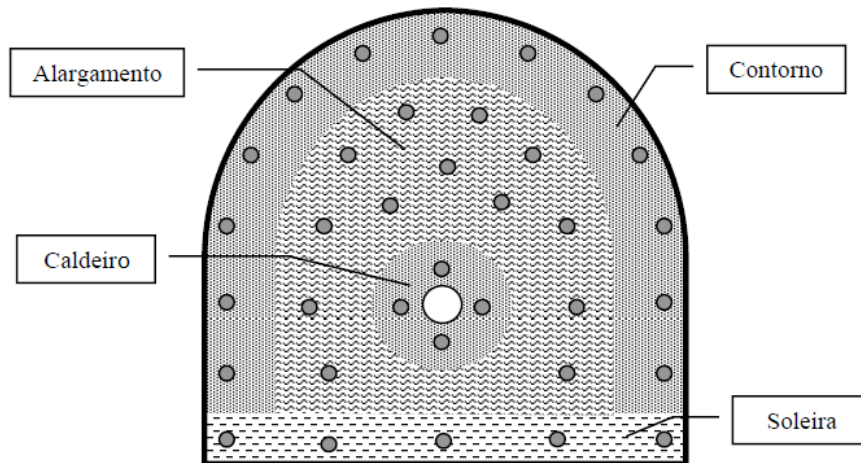


Figura 17 - Esquema representativo de um diagrama de fogo tipo num desmorte subterrâneo (adaptado de Bastos (1998))

A seqüência de rebentamento num diagrama de fogo comum segue, a seguinte ordem: caldeiro, furos de alargamento, soleira e furos de contorno. Contudo, dependendo do que foi definido em projeto em termos de objetivos a cumprir em obra, o diagrama pode ser ajustável à situação desejada sendo que em alguns casos os primeiros furos a serem detonados são os furos de contorno. Esta mudança na seqüência de detonação diminui as vibrações e os danos induzidos ao maciço uma vez que é criada uma superfície de descontinuidade que não permite a propagação da vibração originária das outras seqüências de disparo. Nestes casos a técnica denomina-se de pré-corte.

Usualmente é utilizada uma maior concentração das cargas de explosivo nos locais onde se prevê uma maior dificuldade no arranque da rocha, sendo estas zonas bastante confinadas. De entre as quais é de destacar a zona central e a soleira estando esta última influenciada pela gravidade.

Os furos do contorno definem a secção do túnel sendo, por isso, alvo de maior cuidado no momento do seu dimensionamento. São caracterizados por um certo desvio (*Look-out*) para o exterior do perfil permitindo o emboquilhamento correto na perfuração da pega seguinte de forma a que não ocorra redução do perfil definido. O valor do desvio diz respeito ao ângulo entre o perfil prático, ou perfurado, e o teórico (figura 18). O ângulo de perfuração deve ser o mais preciso possível de forma a evitar irregularidades na secção que caso aconteçam poderão provocar sobreescavação e sobrefraturação do maciço.

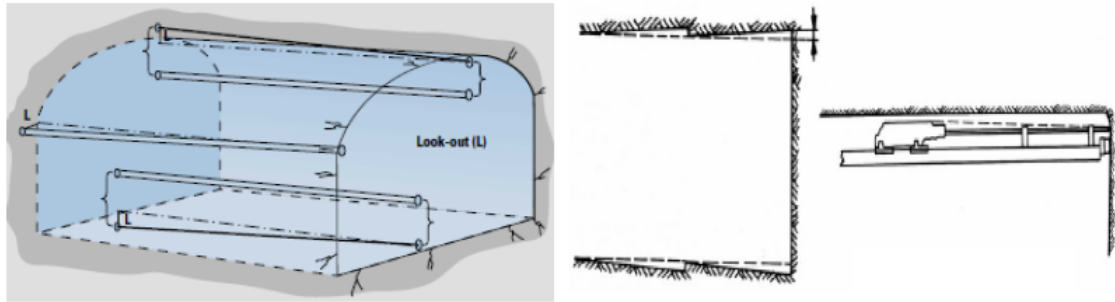


Figura 18 - Desvio da perfuração no contorno (Look-out) (imagem retirada da tese de dissertação “Ferramenta informática de apoio à escavação de túneis” redigida por Costa (2012))

O principal objetivo de todo o processo de desmonte com recurso a explosivos é a criação de sucessivas frentes livres para que ocorra fragmentação e projeção da rocha. A primeira frente livre a ser executada designa-se de caldeiro. A localização do mesmo não está previamente definida podendo ser colocado em qualquer local do túnel sendo preferível, no entanto, escolher-se uma zona em que a rocha esteja menos fraturada. O seu posicionamento terá ainda influência (Gomes, L. et al., 2007)

- Na maior ou menor projeção do material;
- No consumo de explosivo;
- Tipo de escombro resultante do desmonte, ou seja, do volume dos fragmentos de rocha;
- No número de furos do diagrama, dependendo do perfil transversal do túnel.

Na figura 19 estão representados diferentes esquemas relativamente à localização do caldeiro no diagrama de fogo.

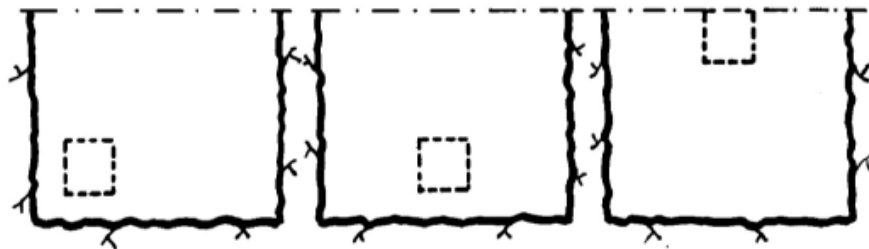


Figura 19 – Exemplo de diferentes localizações do caldeiro no diagrama de fogo (Olofsson, 1991)

Se o caldeiro se localizar perto do hasteal haverá maior probabilidade de ocorrer uma detonação mais eficaz com menor necessidade de realizar furos ao redor;

Se se situar na parte superior, perto do teto, o escombros resultante será projetado com maior eficiência o que irá facilitar no carregamento e numa melhor fragmentação apesar de que o consumo de explosivo será superior;

Caso se coloque na parte inferior, perto da soleira, o consumo de explosivo, por sua vez, será menor, mas resultará numa fragmentação inferior sendo que a remoção do material será mais árdua devido à extrema compactação do escombros.

Conclui-se que para se conseguir uma distribuição mais vantajosa do material desmontado, a localização do caldeiro deve ser preferencialmente o mais central e próximo da soleira de modo a que as projeções do escombros sejam menores havendo igualmente um menor consumo de carga explosiva (Olofsson, 1991).

As técnicas de diagramas de fogo para aplicação subterrânea foram criadas com o intuito de melhorar progressivamente o desmonte em rocha. Os 4 principais grupos de diagramas são: o de tiros paralelos, caldeiro em V (*V-cut*), caldeiro em pirâmide e caldeiro em leque (Bernardo, 2004). Contudo, tendo em atenção as características dos equipamentos de perfuração disponíveis e utilizados nos tempos atuais e devido à sua automatização e versatilidade, os caldeiros são abertos pela técnica dos tiros paralelos (Gomes, L. et al., 2007). Esta escolha justifica-se igualmente pela facilidade na perfuração evitando-se a necessidade de mudar o ângulo dos braços do equipamento. Desta forma, o avanço não depende da secção transversal do túnel ao contrário do que se sucede nos caldeiros com perfuração com ângulos (Bastos, 1998).

Na figura 20 é apresentada uma imagem representativa de diferentes perspetivas de um diagrama de fogo com caldeiro de tiros paralelos.

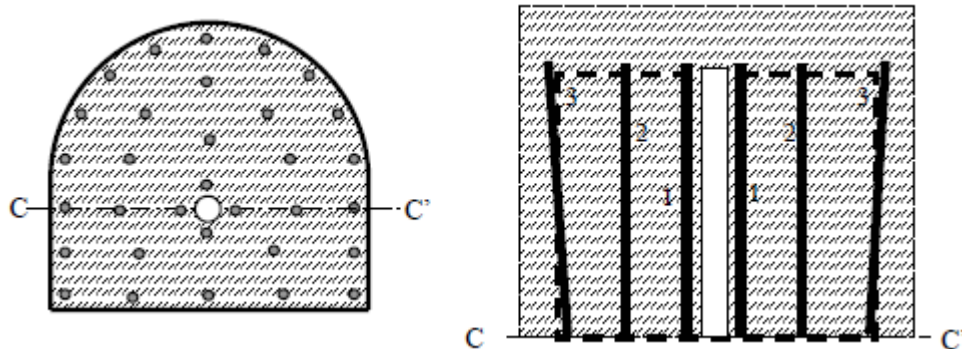


Figura 20 - Diferentes perspectivas de um diagrama de fogo com caldeiro de tiros paralelos (Langefors *et al*, 1978)

Dentro dos caldeiros de tiros paralelos podemos distinguir 2 tipos: o *Burn-Cut* e o *Large Hole Cut*.

3.5.1. Caldeiro do tipo *Burn-Cut*

É caracterizado por todos os furos serem paralelos entre si. Possui, ao centro, um furo carregado com explosivo o qual é rodeado por 4 furos não carregados, furos largos. Os furos largos, ou furos vazios, têm como propósito o fornecimento de espaço necessário para receber os fragmentos de rocha resultantes da detonação e conseqüentemente possibilitarem a sua projeção para o exterior. Por essa razão são executados com um diâmetro superior aos restantes furos dimensionados no diagrama (furos carregados ou furos de produção). A sua realização deve ser feita com o máximo rigor garantindo que no primeiro intervalo de detonação haja um volume suficiente para que os destroços sejam expelidos sem dificuldades.

Esta é uma técnica que não oferece grandes avanços na escavação tornando-se numa desvantagem relativamente à do tipo *Large Hole Cut* (Olofsson, 1991). Na figura 21 é apresentado um exemplo esquemático de um caldeiro do tipo *Burn-Cut* utilizado em desmonte subterrâneo.

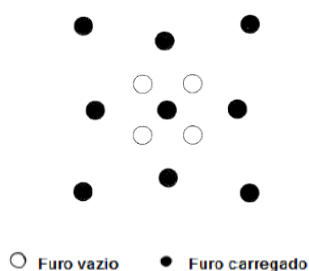


Figura 21 - Exemplo esquemático de um caldeiro do tipo *Burn-Cut* utilizado em desmonte subterrâneo. (Olofsson, 1991)

3.5.2. Caldeiro do tipo *Large Hole Cut*

Ao contrário do Caldeiro do tipo *Burn Cut*, neste caso, verifica-se a situação inversa em que é realizado um ou dois furos largos no centro do caldeiro estando estes depois rodeados por furos carregados. A quantidade de furos não carregados executados depende do tipo de maciço e consequente escolha do diâmetro de furação.

Pode afirmar-se que é um progresso do caldeiro do tipo *Burn-Cut* tendo sido desenvolvido à medida que os equipamentos de perfuração sofreram evolução o que favoreceu o paralelismo na perfuração (Gomes,L. et al., 2007). Na figura 22 é apresentado um exemplo esquemático de caldeiros do tipo *Large Hole-Cut*.



Figura 22 - Exemplos esquemáticos de caldeiros do tipo *Large Hole-Cut* com um e dois furos largos utilizados em desmonte subterrâneo (Olofsson, 1991)

3.6. Carga e Perfuração específica

A carga específica refere-se à quantidade de explosivo, em kg, necessária para desmontar uma unidade volumétrica, 1 m³, de rocha. Este valor permite estabelecer uma noção de como será o comportamento do maciço rochoso ao ser desmontado por recurso a explosivos servindo de base para os cálculos a realizar no dimensionamento do diagrama de fogo. O seu valor deve ser bastante ponderado já que se for demasiado elevado pode levar a uma fragmentação maior do que o esperado e consequentemente a uma maior dispersão do material desmontado devido à intensidade das projeções.

A perfuração específica corresponde ao somatório do comprimento de todos os furos perfurados por volume de rocha desmontada. Considerando o ciclo de trabalho de uma pega de fogo a operação de perfuração tem um grande impacto nos resultados finais da escavação.

Ambos os parâmetros são inversamente proporcionais à área transversal do túnel, ou seja, aumentam com a diminuição da seção do mesmo como é possível verificar nos gráficos apresentados nas figuras 23 e 24 para a carga específica e perfuração específica, respetivamente. Analisando os mesmos é perceptível que as taxas de redução do resultado do desmonte são extremamente íngremes em túneis com áreas pequenas até 10 m², mas bastante suaves em túneis com áreas grandes passando os 35 m². As duas curvas expostas referem-se ao comportamento do maciço aquando a utilização de dois bits de perfuração diferentes sendo que para um diâmetro de perfuração menor está associado um maciço menos competente e para um diâmetro de perfuração maior remete para um maciço mais competente.

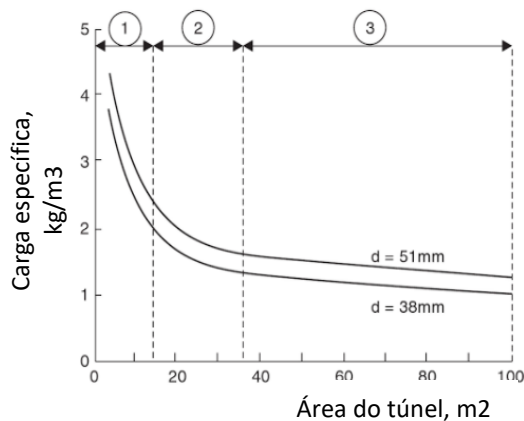


Figura 23 - Carga específica vs Área do túnel [d = diâmetro do furo de perfuração] (adaptado de Olofsson, 1988)

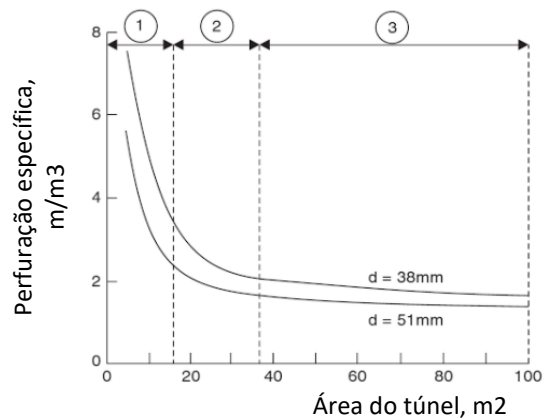


Figura 24 - Perfuração específica vs Área do túnel [d = diâmetro do furo de perfuração] (adaptado de Olofsson, 1988)

Com base nos valores obtidos nestes dois parâmetros os túneis podem ser classificados em 3 categorias relativamente à sua área transversal como é apresentado na tabela 15.

Tabela 15 – Classificação por tamanho de túneis (Olofsson, 1988)

Secção	Área do túnel (m ²)	Tipo	Carga específica (kg/m ³) e Perfuração específica (m/m ³) previstas
1 (Zona de redução abrupta)	< 15	Pequeno	Alta
2 (Zona de redução moderada)	15 – 35	Médio	Moderada
3 (Zona de redução ligeira)	> 35	Grande	Baixa

3.7. Métodos para cálculo do dimensionamento de um diagrama de fogo

3.7.1. Cálculo do caldeiro

- Dimensionamento do furo largo:

O furo largo caracteriza-se como um dos parâmetros a considerar imediatamente no início do dimensionamento do diagrama de fogo. A dimensão do seu diâmetro está diretamente relacionada com o tipo de maciço, pois quanto maior for a sua competência, maior poderá ser o diâmetro a escolher já que apresenta características de resistência maiores em comparação a um maciço menos competente. Na figura 25 é apresentado um ábaco para o cálculo do furo largo que se obtém em função do comprimento teórico de perfuração e do rendimento da pega de fogo. Quanto maior for o diâmetro de furo escolhido maior é o valor de ambos os parâmetros descritos.

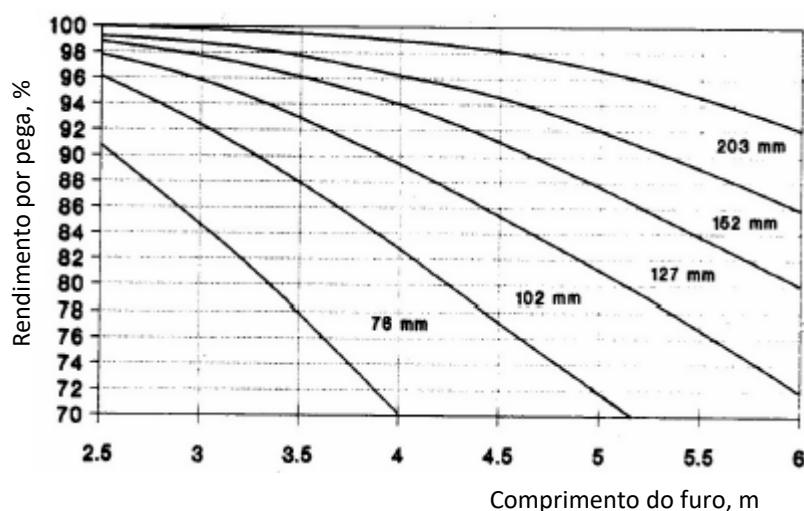


Figura 25 - Relação entre o avanço em % da perfuração e os diferentes diâmetros do furo largo (adaptado de Gomes, L. et al., 2007)

No que diz respeito ao rendimento este deve ter idealmente valores acima de 90% de forma a que não haja desperdícios, ou seja, que o rendimento da pega seja maximizado.

Para o cálculo do diâmetro do furo largo são desta forma avaliados o avanço diário e o rendimento obtidos através das equações 11 e 12. É essencial interiorizar que apesar de os furos executados terem determinado comprimento, na realidade, o avanço que se irá obter com o desmorte de uma pega de fogo será sempre inferior a esse valor. Contudo esta desigualdade de valores será menor caso o maciço rochoso seja mais competente sendo este um fator influenciador.

$$\text{Avanço diário} = \frac{\text{Comprimento do túnel}}{\text{Número de pegas de fogo diárias} \times \text{Prazo do túnel}} \quad [11]$$

$$\text{Rendimento} = \frac{\text{Avanço diário}}{\text{Comprimento de furação}} \quad [12]$$

Obtidos os valores e, em função do comprimento de furo escolhido, o qual depende do tipo de maciço que estamos a considerar devendo o mesmo ser menor para maciços menos competentes, é possível retirar o valor do diâmetro do furo largo através do gráfico da figura 25.

- Distância entre o furo largo e o furo carregado:

O diâmetro do furo vazio está relacionado com a distância entre o mesmo e os furos carregados. Esta relação é exposta na figura 26 em que se verificam as condições da qualidade do desmorte. Para distâncias inferiores a 1,5 vezes o diâmetro do furo largo é expectável a obtenção de bons resultados. Todavia, para espaçamentos superiores a probabilidade de se conseguir um desmorte satisfatório é menor sendo que ao exceder uma distância de duas vezes o diâmetro a ocorrência de deformação plástica da rocha é quase certa contrariando o objetivo do desmorte que é a fracturação da rocha. Perante esta reflexão e análise considera-se que a expressão que garante melhores resultados para o método de cálculo do caldeiro para a obtenção da rotura da rocha é (Equação 13):

$$a = 1,5 \times \emptyset \quad [13]$$

Sendo que:

a - distância à frente
∅ - diâmetro do furo largo

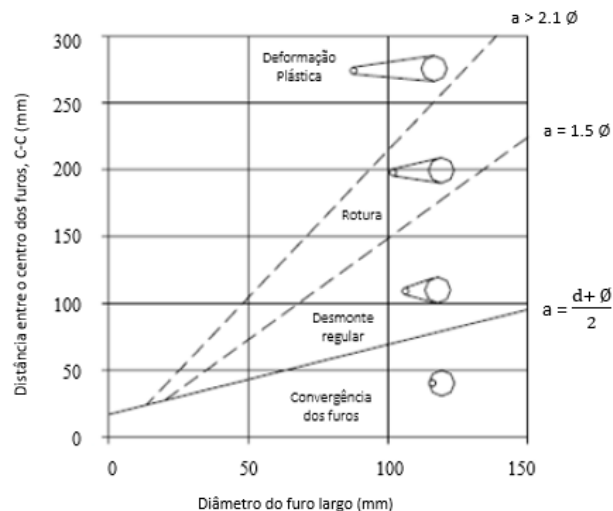


Figura 26 - Relação entre o diâmetro do furo largo, distância entre o centro do furo não carregado e os furos carregados mais próximos e a performance do desmorte (adaptado de Langefors & Kihlstrom, 1978)

Pode concluir-se que para um bom desmorte do caldeiro é essencial ponderar os seguintes parâmetros:

- Diâmetro do furo largo
- Distância à frente livre;
- Concentração de carga;
- Precisão da perfuração, já que o eventual desvio de algum dos furos pode causar a interseção com o furo largo ou aumentar a distância à frente.

Na eventualidade de ser necessário realizar mais do que um furo largo, o valor do diâmetro equivalente é dado pela equação 14:

$$\varnothing = D\sqrt{n}$$

[14]

Sendo que:

- \varnothing - Diâmetro fictício
- D** - Diâmetro de cada furo não carregado
- n** - número de furos largos

3.7.2. Restantes parâmetros para determinação das distâncias para o cálculo dos quadrados do caldeiro:

Na figura 27 é apresentada uma representação dos quatro quadrados que podem integrar o caldeiro. Para o cálculo das suas distâncias são utilizados os seguintes parâmetros: distância do centro do furo largo ao centro dos furos carregados (C-C), distância à frente (B_i), espaçamento (W_i) e o tamponamento (h_{0i}). A determinação destes parâmetros é conseguida através das expressões expostas na tabela 16.

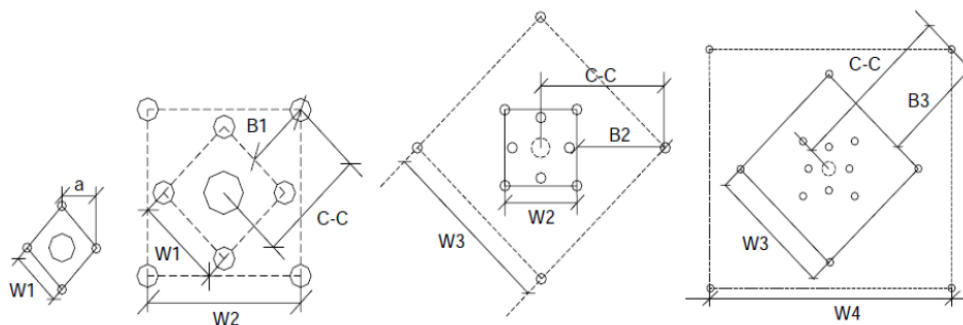


Figura 27 - Cálculo da largura das secções quadradas/retangulares numa caldeira do tipo cilíndrica (Tatiya, 2005)

Tabela 16 - Expressões para o cálculo dos parâmetros relativos às distâncias dos quadrados do caldeiro

Parâmetros	1º Quadrado	2º Quadrado	3º Quadrado	4º Quadrado
C-C (m)	$a = C_0 - C_1 = 1,5 \times \varnothing$	$C_0 - C_2 = 1,5 \times W_1$	$C_0 - C_3 = 1,5 \times W_2$	$C_0 - C_4 = 1,5 \times W_3$
B (m)	$B_1 = a - (\varnothing/2)$	$B_2 = W_1$	$B_3 = W_2$	$B_4 = W_3$
W (m)	$W_1 = a \times$	$W_2 = 1,5 \times W_1 \times$	$W_3 = 1,5 \times W_2 \times$	$W_4 = 1,5 \times W_3 \times$
H_0 (m)	$H_{01} = a$	$H_{02} = 0,5 \times B_2$	$H_{03} = 0,5 \times B_3$	$H_{04} = 0,5 \times B_4$

O número de quadrados a ser implementado irá depender do valor do espaçamento obtido da última seção (W_i), cujo valor é igual a distância à frente dos furos da seção seguinte (B_i). Se o valor da distância à frente de algum dos quadrados for superior à distância à frente máxima dos furos de alargamento esse ou esses quadrados não estarão implementados no diagrama.

- Concentrações de carga:

A concentração de carga a utilizar nos furos do caldeiro deve ser cuidadosamente avaliada sendo que uma concentração de carga baixa não irá fraturar a rocha e uma concentração de carga elevada poderá projetar a rocha fragmentada contra a parede oposta ao furo longo gerando a sua compactação em vez de a expelir pelo furo. Esta situação iria afetar o rendimento da pega e consequentemente o avanço.

Para o cálculo da concentração da carga de coluna (l_c) e, consequentemente, da carga de fundo (l_b), são utilizados ábacos pré-definidos. Na figura 28 é apresentado o ábaco para o cálculo da concentração de coluna em função da máxima distância (C-C) tendo em consideração que foi adotado que a equação 13 referida previamente. Para o cálculo da concentração de carga de coluna dos restantes quadrados é utilizado o ábaco da figura 29 em função da distância à frente máxima (B). É de sublinhar que normalmente a distância à frente (B) é igual à largura da abertura/espacamento (W) e, por essa razão, utiliza-se a curva B=W.

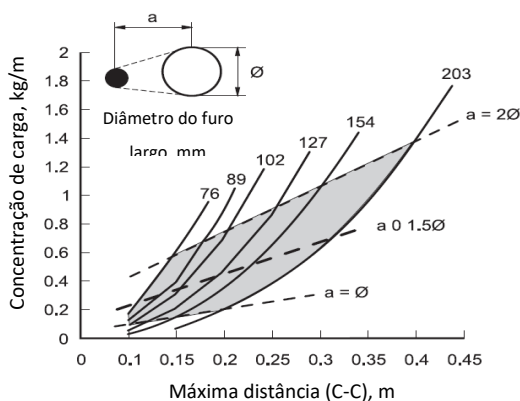


Figura 28 - Ábaco para o cálculo da concentração de carga de coluna mínima (l_c) em função da máxima distância (C-C) para o 1º Quadrado

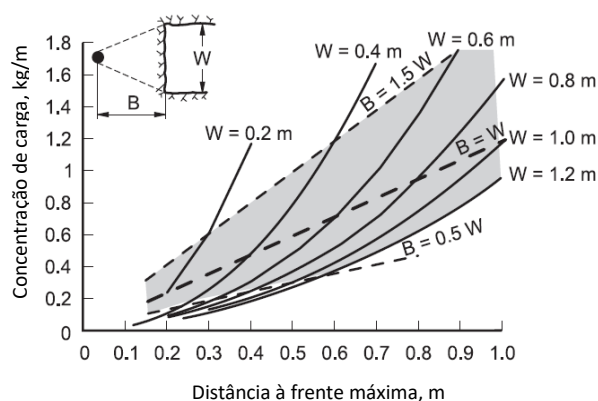


Figura 29 - Ábaco para o cálculo da concentração de carga de coluna mínima (l_c) em função da distância à frente máxima (B) para os restantes quadrados

O cálculo da carga de fundo (l_b) é obtido através da equação 15:

$$l_b = 2 \times l_c$$

[15]

3.7.3. Cálculo dos furos de produção: furos de alargamento e furos do contorno

A determinação dos furos de alargamento e contorno é feita através do ábaco da figura 30 em função do diâmetro dos furos carregados e do tipo de explosivo escolhido, o qual deve ser inferior ao diâmetro do furo de forma a ajustar-se ao mesmo. Estes parâmetros permitem obter a concentração de fundo (l_b) e conseqüentemente a distância à frente (B) conseguida pelo rebentamento dos furos anteriores.

Usualmente, o diâmetro destes furos é entre 41 a 51 mm já que para diâmetros menores haverá a necessidade de perfurar um número maior de furos para garantir que o desmorte seja satisfatório. Contudo, fatores como as condições do maciço e a capacidade de perfuração na posição pretendida podem reduzir o número essencial de furos.

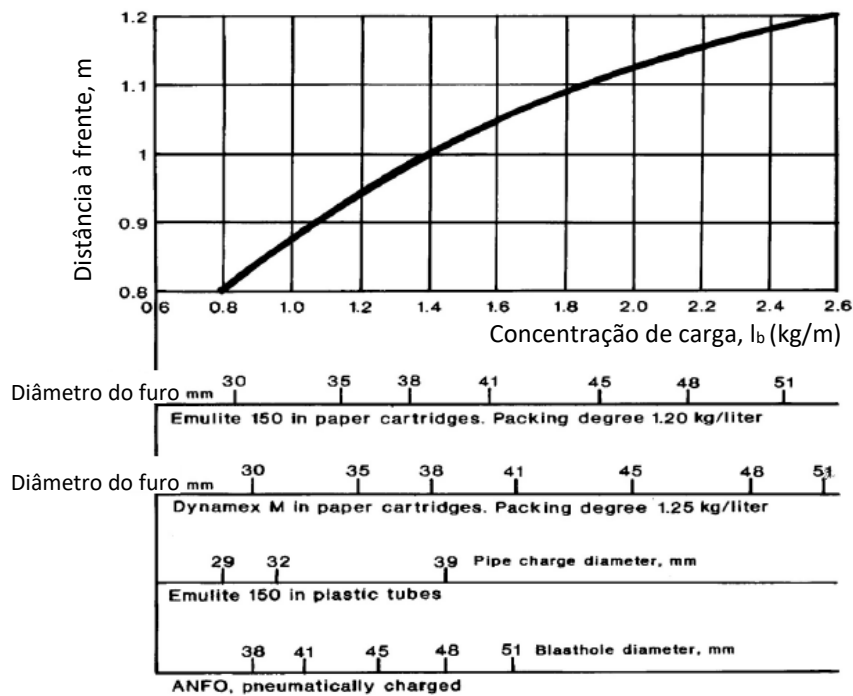


Figura 30 - Ábaco para o cálculo da distância à frente (B) em função da concentração de carga de fundo (l_b) (adaptado de Gomes, L. et al., 2007)

Conforme a sua localização no diagrama, tanto os furos de alargamento como os furos de contorno têm diferentes designações. Na tabela 17 são apresentados os diferentes furos de alargamento e contorno assim como as expressões para o cálculo dos diferentes parâmetros para o dimensionamento dos mesmos.

Tabela 17 - Cálculo da carga dos furos de produção: furos de alargamento e furos do contorno (adaptado de Gomes,L. et al., 2007)

Furos de produção	Distância à frente (m)	Espaçamento (m)	Altura de carga de fundo (m)	Concentração de carga		Tamponamento (m)	
				Fundo (kg/m)	Coluna (kg/m)		
Furos de alargamento	Ascendentes	1 x B	1,1 x B	1/3 x H	l_b	0,5 x l_b	0,5 x B
	Horizontais	1 x B	1,1 x B	1/3 x H	l_b	0,5 x l_b	0,5 x B
	Descendentes	1 x B	1,2 x B	1/3 x H	l_b	0,5 x l_b	0,5 x B
Furos de contorno	Soleira	1 x B	1,1 x B	1/3 x H	l_b	1,0 x l_b	0,2 x B
	Hasteais	0,9 x B	1,1 x B	1/6 x H	l_b	0,4 x l_b	0,5 x B
	Teto	0,9 x B	1,1 x B	1/6 x H	l_b	0,3 x l_b	0,5 x B

Apesar de os furos da soleira estarem integrados nos furos de contorno estes vão ser calculados com a mesma distância à frente e o mesmo espaçamento que os furos de alargamento. Porém, para compensar a força da gravidade e o peso do escombros que sofreram aquando do desmonte os furos da soleira deverão ser mais fortemente carregados.

Na tabela são ainda apresentados os parâmetros para o cálculo dos furos de contorno. Contudo, estes apenas devem ser utilizados quando não há uma preocupação no tratamento da secção. Neste caso ocorre um carregamento normal apesar de a concentração de carga ser sempre menor. No caso de se pretender que o perímetro da secção mantenha uma forma harmoniosa e tratada deve optar-se por um carregamento suave. Este cuidado irá provocar uma menor perturbação do maciço envolvente e, por consequência, minimizar a necessidade de saneamento e colocação de sustimento. Irá ainda reduzir a possibilidade de sobreescavação do maciço o que se reflete num menor volume de escombros. Um diagrama dimensionado para um desmonte suave apresenta proximidade dos furos do contorno em comparação com os restantes furos e uma concentração de carga do explosivo mais baixa. Em função do diâmetro dos furos de produção é apresentado, na tabela 18, o método de cálculo dos parâmetros essenciais ao cálculo dos furos de contorno através de desmonte suave utilizando cargas do tipo Gurit que apenas possuem carga de coluna garantindo uma menor perturbação do maciço rochoso circundante.

Tabela 18 – Cálculo da carga dos furos de contorno para um desmonte cuidado (adaptado de Gomes,L. et al., 2007)

Diâmetro do furo (mm)	Concentração de carga de coluna (kg/m)	Tipo de carga	Distância à frente (m)	Espaçamento (m)
25 – 32	0,11	11 mm Gurit	0,3 – 0,5	0,25 – 0,35
25 – 48	0,23	17 mm Gurit	0,7 – 0,9	0,50 – 0,70
51 – 64	0,42	22 mm Gurit	1,0 – 1,1	0,80 – 0,90
51 – 64	0,45	22 mm Gurit	1,1 – 1,2	0,80 – 0,90

3.8. Sobreescavação e Sobrefraturação

Segundo Jimeno et al. (2003), a energia aproveitada para realizar trabalho útil de desmonte é de cerca de 15%. Já a energia que não é aproveitada no processo de fragmentação é transmitida ao maciço rochoso sob a forma de vibrações. Estas vibrações têm uma influência negativa na sua resistência estrutural podendo, desta forma, causar sobreescavação e sobrefraturação.

A sobreescavação caracteriza-se pelo efeito do arranque de rocha fora dos limites definidos para a abertura do túnel. Já a sobrefraturação é induzida à rocha devido à elevada energia resultante da detonação.

A ocorrência destas situações aumenta a probabilidade de ocorrer colapso do maciço já que este se apresenta menos resistente devido à criação de novas fraturas. A partir do momento em que sucede sobreescavação e sobrefraturação deparamo-nos com vários problemas:

- Aumento do custo da operação de carga e transporte já que obtivemos maior volume de material escavado do que inicialmente se estimou;
- Aumento nos custos da operação de sustimento caso o maciço apresente indícios de instabilidade;
- Aumento nos custos da operação de saneamento e consequente aumento da perigosidade para os trabalhadores da obra;
- Possibilidade de aumento da presença de água uma vez que o maciço se encontra mais fraturado possibilitando a movimentação desta.

Apesar de o trabalho de desmonte estar muito focado na geometria da secção do túnel é essencial interiorizar que a rocha circundante a esta tem também muita influência na estabilidade de uma escavação subterrânea já que as fraturas produzidas se podem propagar numa grande extensão. Como já foi referido anteriormente, para se obter uma boa pega de fogo, em que seja minimizado ao máximo o risco de ocorrer sobreescavação, é fundamental que o dimensionamento do diagrama seja realizado corretamente começando com uma escolha adequada do furo não carregado já que é a partir deste vazio que, de forma progressiva, a rocha detonada se vai expandir e, por último, a escolha da utilização do método de rebentamento suave, *Smooth Blasting*, em que as cargas utilizadas apresentam menor carga obtendo-se hasteias e teto mais cuidados com contornos bem definidos.

A sobreescavação e sobrefraturação são, por outro lado, dependentes dos mecanismos de rotura das rochas referidos no ponto 3.4.2. A ocorrência destes fenómenos deve ser minimizada ao máximo através dos seguintes fatores:

- Realizar um estudo intensivo das características do maciço rochoso;
- Respeitar a resistência à compressão dinâmica da rocha em torno do furo;
- Nivelar as vibrações de forma a não ocorrerem roturas inesperadas;
- Escolher explosivos adequados ao tipo de rocha tentando evitar o prolongamento de fraturas por excesso de gases.

Na figura 31 é apresentada uma imagem representativa de uma secção de um túnel após sofrer detonação com desmonte cuidado, com pré-corte, e detonação sem desmonte cuidado, sem pré-corte. No primeiro caso é previsível uma redução dos danos havendo minimização na formação de

cunhas e escorregamento ou queda do maciço. No segundo caso prevê-se que a área possível de ocorrer danos é consideravelmente maior.

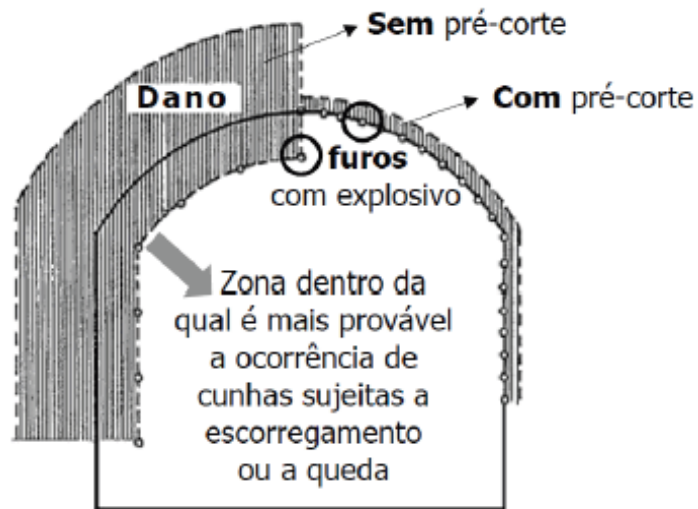


Figura 31 - Danos no maciço rochoso após detonação com e sem pré-corte (Bernardo, 2004)

Conclui-se que o conhecimento quantitativo da sobreescavação e sobrefraturação é essencial numa obra já que são parâmetros que se se apresentarem significativos terão grande influência sobretudo a nível do custo final da obra.

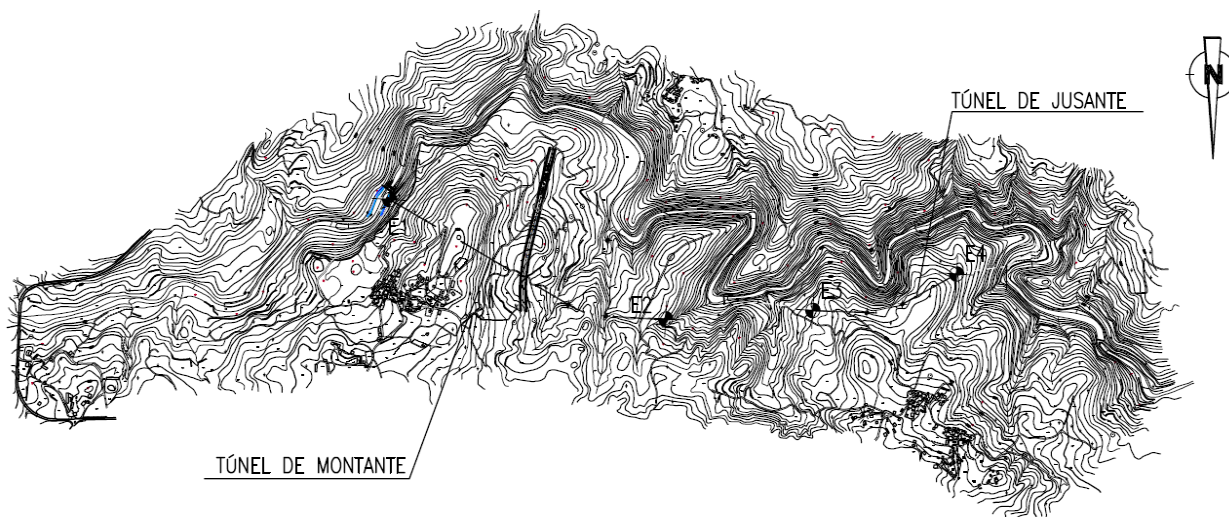
***Capítulo 4 – Túnel para Aproveitamento Hidroelétrico de Vilar do
Monte - Viseu***

4. Túnel para Aproveitamento Hidroelétrico de Vilar do Monte - Viseu

4.1. Apresentação geral da obra e localização

A obra que serve como objeto de estudo corresponde à execução do Aproveitamento Hidroelétrico de Vilar do Monte localizado na margem do Rio Vouga, a Norte de Viseu, englobando as povoações de Paraduça e Póvoa de Calde. Destina-se à produção de energia elétrica, com uma potência global de 10 MW. A mesma previa a realização de 2 túneis hidráulicos com uma secção em ferradura de cerca de 3,15 m de altura e 2,70 m de largura para ambos. Relativamente à sua extensão, esta seria, respetivamente, de 1446 m (frente montante) e 724 m (frente jusante) havendo uma ligação entre os troços através de uma conduta de derivação de aproximadamente 650 m (frente intermédia). O projeto englobava ainda a construção de uma chaminé de equilíbrio, um dique de pequenas dimensões no local da tomada de água e, por fim, uma central hidroelétrica.

A região é representada nas Cartas Militares nº166 e nº167 à escala 1:5 000, na figura 32 (Anexo I), sendo apresentado com maior pormenor à escala 1:400, figura 33 (Anexo I), a área de implementação do traçado do túnel. Em termos de representação geológica a área está integrada na Carta Geológica de Portugal folha 14-C (Castro Daire) à escala 1:300 000, figura 34 (Anexo I) estando delimitada a vermelho à escala 1:75 000 na figura 34.



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

Figura 32 – Excerto das cartas militares nº166 e nº167 à escala 1:5 000 com representação da planta de localização do túnel

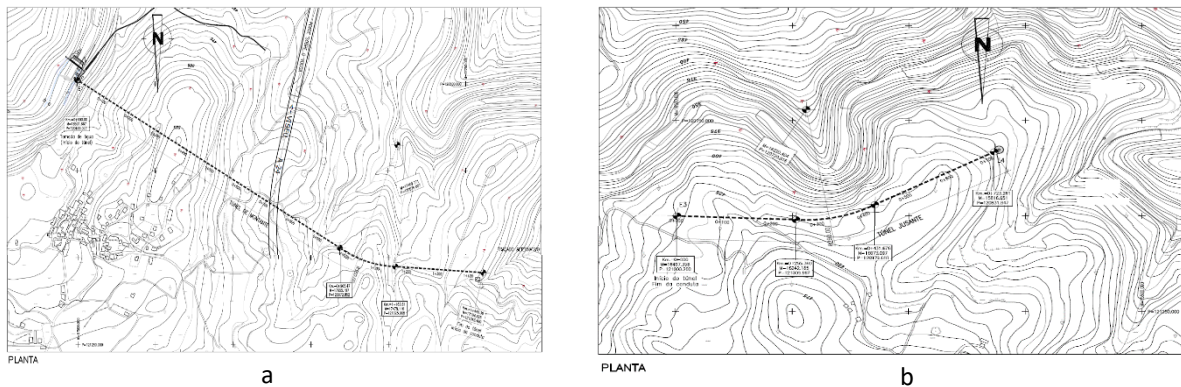


Figura 33 - Excerto das cartas militares nº166 e nº167 à escala 1:400; 33a – Representação do túnel de montante com representação do Emboquilhamento 1 (E1 – Tomada de água) e 2 (E2 – Fim do túnel/Início da conduta); 33b - Representação do túnel de jusante com representação do Emboquilhamento 3 (E3 – Início do túnel/Fim da conduta) e 4 (E4 – Chaminé de equilíbrio)

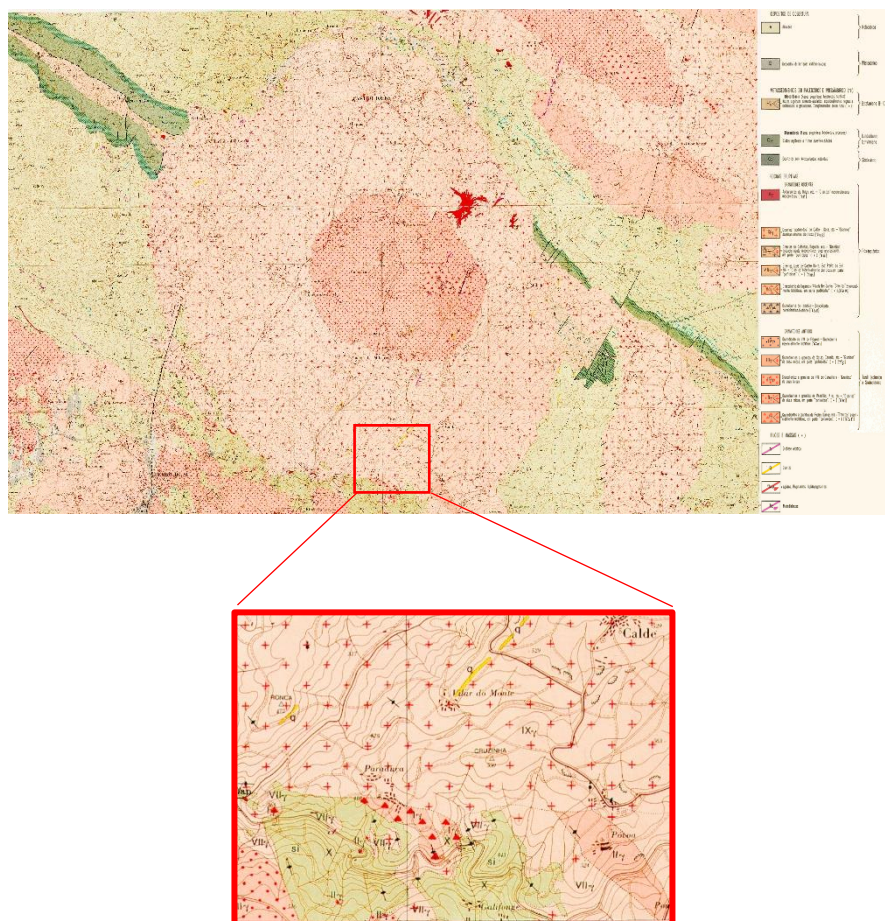


Figura 34 – Carta Geológica de Portugal folha 14 C (Castro Daire) à escala 1:300 000 com representação da área de estudo delimitada a vermelho (escala 1:75 000)

4.2. Enquadramento geológico

4.2.1. Geomorfologia

A zona de estudo localiza-se particularmente na bacia de drenagem do rio Vouga sendo que o seu relevo é caracterizado por altas colinas. Tem enquadramento na periferia ocidental da Zona Centro – Ibérica do Maciço Hespérico sendo esta a unidade geológica com maior representatividade em Portugal, ocupando uma grande extensão. É caracterizada pela presença de granitoides e por metassedimentos pertencentes ao Complexo Xisto Grauváquico sendo esta uma zona afetada por metamorfismo regional e de contacto. Os granitos ocorrentes são, na sua maioria, hercínicos porfiróides de grão grosseiro, tardi a pós-tectónico e, ainda, granitos e granodioritos porfiróides sin-tectónicos. Analisando a figura 34 pode concluir-se que aqueles que se apresentam com maior expressão na área de estudo são os granitos porfiróides de Calde, Cota, etc. – Granitos predominantemente biotíticos (Υπγ).

Os terrenos em estudo desenvolvem-se numa zona extremamente conturbada do ponto de vista geológico uma vez se localiza numa área de contacto entre o Complexo Xisto Grauváquico datado do Câmbrico e as rochas eruptivas graníticas. Como foi referido anteriormente, existem evidências de uma atividade tectónica intensa relacionada com a orogenia hercínica sendo que a orientação regional é de NW-SE. Relativamente à orientação das fraturas a nível regional esta é de NNE-SSW.

4.2.2. Tectónica

No que diz respeito à tectónica, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSAEEP (1983), assume esta área como zona C tendo em atenção que na avaliação da quantificação da ação dos sismos considera-se que o país esteja dividido em quatro zonas: A, B, C e D, segundo a ordem decrescente de sismicidade. Desta forma, é possível distinguir esta região como sendo de sismicidade moderada a baixa.

4.3. Trabalhos prévios realizados

Através de estudos prévios à iniciação da execução da obra foi realizado um estudo geológico-geotécnico elaborado pela empresa Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA, por

solicitação da *Hydrocontracting* Portugal, a maio de 2007.

Este estudo teve como finalidade a caracterização geotécnica da área através da realização de uma campanha de reconhecimento geológico pormenorizado, prospeção geofísica, geoelétrica e mecânica e, ainda, ensaios *in situ* e de laboratório de compressão uniaxial. Através da análise de resultados e das condições geológico-geotécnicas do local foi possível caracterizar e zonar a área.

4.3.1. Condições geológico-geotécnicas locais

4.3.1.1. Litologia e Litoestratigrafia

Perante a campanha de reconhecimento e prospeção geológica-geotécnica referida anteriormente, foi possível determinar as unidades geológicas de interesse. Desta forma foi possível sistematizar as diferentes unidades litoestratigráficas no terreno sendo estas apresentadas na tabela 19.

Tabela 19 – Sistematização das diferentes unidades litoestratigráficas na área de estudo

Estratigrafia	Símbologia	Litologia	
Recente	S _o	Solos orgânicos	Areias finas – argilosas
	a	Depósitos aluvionares	Areias de granulometria variável por vezes siltosa, com seixo Cascalheiras
Câmbrico	X	Complexo Xisto - Grauváquico	Micaxistos, gnaisses e migmatitos
Rochas eruptivas hercínicas		Granitos de grão médio e granitos de grão médio a grosseiro, de duas micas	
Rochas filonianas	R.F.	Filões aplito-pegmatíticos	

4.3.1.2. Geologia Estrutural

Durante os trabalhos de cartografia, a superfície exposta do maciço foi cartografada sendo que através das atitudes medidas das discontinuidades verificou-se que o mesmo tem como condicionantes um conjunto de famílias de fraturas que o vão afetar. Perante os ensaios de amostragem das sondagens foi possível detetar fraturação persistente em profundidade. Este diaclasamento apresenta uma continuidade de vários metros. No que respeita à rugosidade, as

superfícies são maioritariamente onduladas pouco rugosas, contudo apresentam-se um pouco alteradas e arenizadas.

4.3.1.3. Hidrogeologia

No que respeita à hidrologia, as unidades litológicas que predominam estabelecem regimes de percolação diferentes consoante o estado de alteração que apresentam. No caso do maciço rochoso, e devido à presença de descontinuidades, a percolação faz-se apenas pelas mesmas. Através da campanha de prospeção realizada foi possível detetar zonas de fraturação com indícios de lixiviação indicando a percolação de um fluido que está a meteorar quimicamente os componentes da litologia que atravessa.

4.4. Zonamento geotécnico da área

Compilada toda a informação obtida da campanha de reconhecimento e prospeção, foi possível à empresa Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA, realizar o zonamento geotécnico da área em estudo. O comportamento geomecânico das diferentes litologias que ocorrem permitem zonar o troço não só baseado na litologia, mas também em função da sua resistência, grau de fraturação e de alteração estabelecendo correlações entre aqueles que apresentam comportamento semelhante. Desta forma, e tendo em consideração os maciços a interessar para a execução dos túneis, foram ponderadas 3 zonas geotécnicas (ZG1, ZG2 e ZG3) com grau de qualidade do maciço decrescente (figura 35) (Anexo II).

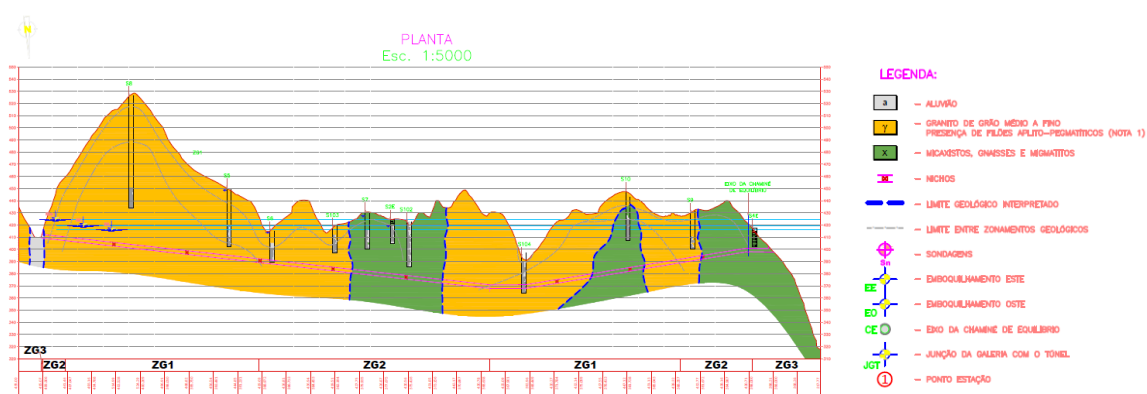


Figura 35 – Zonamento geotécnico da área em estudo realizado pela empresa Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA.

De seguida é apresentada na tabela 20 uma síntese de todos os parâmetros avaliados e que caracterizam cada uma das zonas definidas.

Tabela 20 – Caracterização do zonamento geotécnico realizado pela empresa Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

Zona Geotécnica	Características do maciço					Características da rocha			Ocorrência (%)	
	Litologia	Grau de alteração (W)	Grau de fracturação (F)	RQD (%)	V. Sísmica – Vp (x103 m/s)	Compressão simples			Túnel I (1446 m)	Túnel II (724 m)
						γ (kN/m ³)	E (MPa)	σ_c (MPa)		
ZG 1	Granitos de grão médio; Gnaiss - migmatitos	W1 – W2	F2 – F3	60 - 90	> 3	25 - 27	2000 0 – 2500 0	120 - 140	40	35
ZG 2	Granitos de grão médio e grosseiro; Micaxistos - gnaisses	W3	F4 – F5	20 - 60	2 - 3	24 - 26	4000 – 8000	20 - 70	60	48
ZG 3	Granitos e micaxistos - gnaisses, com níveis muito alterados a decompostos (saibros)	W4 - W5	F5	0	<1	21 - 23	< 1000	< 10	0	17

4.5. Levantamento Geológico – Geotécnico e Geomecânico: Apresentação e Análise dos dados

Sendo este um túnel bastante longo era inexequível o seu estudo na totalidade assim como o facto de o mesmo ainda estar a ser executado no momento em que este trabalho foi realizado. Desta forma, pretendeu-se que a área de estudo abrangesse uma zona com uma dimensão suficiente para

uma recolha de dados o mais significativa possível permitindo um espetro variado a nível de características geológico-geotécnicas que culminassem em resultados concretos e representativos

O local que reuniu as condições referidas foi o troço da frente intermédia que dá acesso à bifurcação entre a frente de jusante e de montante tendo sido escolhida uma extensão de 500 m em que foram estudados 250m da frente de jusante e 250 m da frente de montante.

O levantamento geológico-geotécnico e geomecânico foi realizado através da técnica de amostragem linear (ISRM, 1978, 1981; Chaminé & Gaspar, 1995; Dinis da Gama, 1995; Brady & Brown, 2004) com a colocação da fita graduada, *scanline*, a cerca de 1,50 m desde a soleira. Procedeu-se posteriormente ao registo das características geométricas, geológicas e geomecânicas das descontinuidades que iam sendo intersetadas pela *scanline*. Este registo foi realizado nas fichas de levantamento geológico-geotécnico e geomecânico tendo em conta os parâmetros geológico-geotécnicos propostos pela ISRM (1981).

No momento de recolha de dados, e visto se tratar de uma escavação subterrânea, foi essencial considerar alguns aspetos fundamentais de entre os quais:

- Segurança e acessibilidade, uma vez que ao longo do tempo em que foi realizado o levantamento, os trabalhos de escavação estavam a ser efetuados sendo necessária uma boa coordenação entre as partes envolvidas já que era constante a passagem dos equipamentos de furação e transporte assim como a necessidade de haver uma retirada sempre que ocorria uma pega;
- A realização de uma amostragem contínua de forma linear e transversal ao longo do troço do túnel sendo que se adotou que o levantamento fosse realizado no hasteal esquerdo do túnel com direção W-E.

Após a recolha de todos os dados os mesmos foram transcritos para formato digital no programa *Microsoft Excel 2016* sendo utilizadas as bases de dados *ScanGeoData|BGD (Basic Geotechnical Description of Rock Masses)* (Anexo III) e *SchmidtData|UCS* (Anexo IV) desenvolvidas por Ramos (2008) e Fonseca (2008), onde foi possível trata-los e analisá-los.

Uma das análises primordiais passou por definir as principais famílias de descontinuidades através do estudo da sua representatividade atendendo à sua quantidade por intervalo e percentagem.

Esta análise pode ser realizada diretamente, de forma analítica, na base de dados ScanGeoData|BGD. Contudo, com vista à obtenção de uma análise gráfica, foi utilizado o programa informático Dips 5.1 da RocScience o qual está licenciado para fins académicos. Os dados analíticos e gráficos foram no final cruzados de forma a garantir a sua fiabilidade.

A base de dados SchmidtData|UCS permitiu o manuseamento dos resultados adquiridos do ensaio com o Esclerómetro Portátil, ou Martelo de Schmidt, que teve como intuito a determinação da resistência à compressão simples do maciço através de ensaios geomecânicos realizados em diversas estações.

4.6. Caracterização do maciço rochoso

Realizado o levantamento geológico-geotécnico e geomecânico ao longo dos 500 m de troço do túnel foi possível verificar uma grande heterogeneidade do maciço apresentando variações a diferentes níveis. A nível litológico ocorrem duas litologias distintas: granito e micaxisto. No que respeita ao granito este apresenta-se como sendo de grão médio de duas micas pontualmente com tendência porfiroide. Já o micaxisto apresenta-se bastante desagregado e um pouco fraturado principalmente na zona de contacto geológico com o granito. Em algumas zonas verificam-se sinais de ação tectónica. No geral apresentam uma certa orientação paralela dos minerais. Na figura 36 são apresentadas fotos relativas às zonas em que o maciço granítico se apresentava mais são. Já na figura 37 é possível observar um maciço mais alterado e fraturado correspondendo à zona de iniciação do contacto litológico.



Figura 36 – Representação do maciço rochoso granítico apresentando um grau de alteração quase nulo



Figura 37 – Representação do maciço rochoso numa área iniciação de contacto litológico apresentando-se bastante alterado

4.6.1. Tipo de descontinuidade

No total foram registadas 424 descontinuidades de entre as quais: 395 diaclases (93,2%), 26 falhas (6,1%) e 3 estruturas filonianas (0,7%) (figura 38).

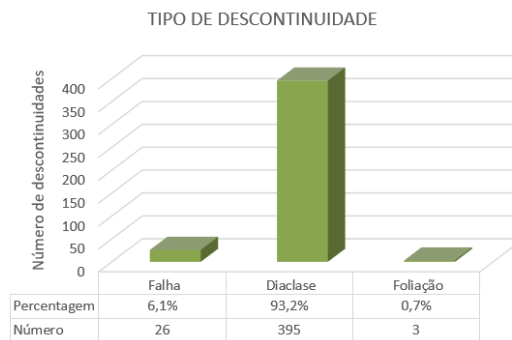


Figura 38 - Tipos de descontinuidade e a sua representatividade

4.6.2. Famílias de descontinuidades

Como referido anteriormente, foram realizados os diagramas geológico-estruturais entre os quais o de projeção estereográfica (“Schmidt-Lambert”) (figura 39) e o de rosetas (figura 40) no programa Dips 5.1 da RocScience. Esta representação gráfica permitiu o conhecimento da quantidade e atitude das principais famílias de descontinuidades.

Quando se pretende projetar as descontinuidades e analisá-las sob a forma de diagrama de rosetas, é essencial determinar um intervalo com determinada amplitude para que o programa examine o número de atitudes das descontinuidades que se englobam dentro desse mesmo intervalo. Por defeito, define-se uma amplitude de 10° sendo que o intervalo tem início em 0° e terminação em 9°. No entanto, em alguns casos, a utilização de uma amplitude de 10° pode não ser a melhor escolha já que podemos não estar a abranger um número satisfatório de descontinuidades em cada família. Por essa razão, neste caso de estudo, adotou-se um intervalo de 11° concluindo-se ser o mais adequado.

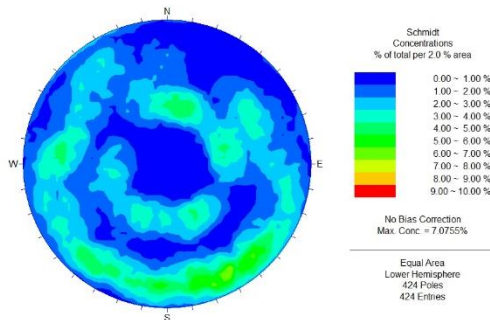


Figura 39 - Diagrama de projeção estereográfica (“Schmidt-Lambert”) relativo às 424 descontinuidades analisadas

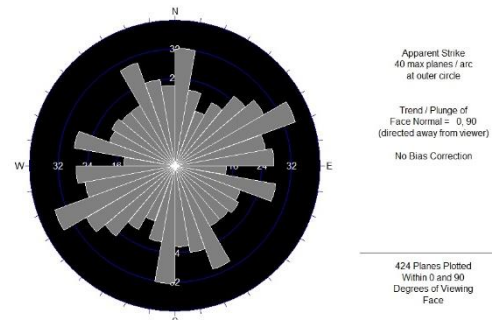


Figura 40 - Diagrama de rosetas relativo às 424 descontinuidades analisadas

Após a análise dos resultados obtidos da projeção verificou-se uma certa uniformidade gráfica das rosetas o que não permitiu afirmar com clareza o número de famílias de descontinuidades presentes havendo uma dispersão na representatividade de cada uma delas. A aplicação da base de dados ScanGeoData|BGD (figura 41) serviu de complemento ao estudo permitindo refinar a informação. Desta forma, foi possível concluir a existência de três famílias de descontinuidades primordiais.

REPRESENTAÇÃO				FAMÍLIA	AMPLITUDE DAS FAMÍLIAS	DIRECÇÃO				DESCONTINUIDADES POR FAMÍLIA	TOTAL			
10%				10%	1ªF	11	▲	N	60	70		E	42	▲
	18%			8%	2ªF		▼	N	178	188		E	34	▼
		25%		7%	3ªF		▲	N	152	162		E	31	▲
			100%	75%	Restantes		▼	N		-		E	317	▼
NÚMERO DESCONTINUIDADES											424		424	

Figura 41 – Identificação das principais famílias de descontinuidades e a sua representatividade

Este estudo abrangeu 107 descontinuidades das 424 que foram levantadas o que perfaz 25 % do total.

4.6.3. Grau de compartimentação do maciço

Para o cálculo do bloco unitário, e como já referido no Capítulo 2, foram utilizados o índice do tamanho do bloco, I_b , de forma a aferir os espaçamentos médios para cada uma das famílias de descontinuidades e, posteriormente, o parâmetro J_v com o intuito de obter o número total de descontinuidades que intersejam uma unidade de volume (1 m^3) do maciço rochoso (tabela 21).

Tabela 21 – Determinação dos parâmetros para caracterização do grau de compartimentação do maciço

Famílias de descontinuidades	Espaçamento médio (e_n)	Índice do tamanho do bloco (I_b)	Índice volumétrico (J_v)
1ª Família	0,76 m	1,47 m	2,72 descontinuidades/ m^3
2ª Família	0,97 m		
3ª Família	2,67 m		

O valor do índice volumétrico, J_v , relaciona-se com o tamanho dos blocos sendo que na tabela 22 é apresentada uma classificação com a correlação entre os dois parâmetros.

Tabela 22 – Classificação do tamanho dos blocos de material-rocha com base no índice volumétrico (ISRM, 1981)

Descrição	Jv (descontinuidade/m ³)
Blocos muito grandes	<1
Blocos grandes	1 - 3
Blocos médios	3 - 10
Blocos pequenos	10 - 30
Blocos muito pequenos	>30

Após obtenção do valor de J_v e análise da tabela 22 é possível afirmar que são esperados blocos de dimensões grandes.

4.6.4. Grau de alteração

No que respeita ao grau de alteração e, segundo a classificação da ISRM (1981), verifica-se que o maciço é caracterizado predominantemente como medianamente alterado, W₃, correspondendo a 35% das descontinuidades. Segue-se uma percentagem muito próxima, 27% e 24%, caracterizando o maciço como muito alterado a ligeiramente alterado, W₄ e W₂, respetivamente. Com menor representatividade, 14%, o maciço ocorre como são a não alterado, W₁ (figura 42). Nos locais em que o maciço revela um grau de alteração mais elevado é constante a ocorrência de zonas oxidadas que se apresentam com uma tonalidade mais alaranjada.

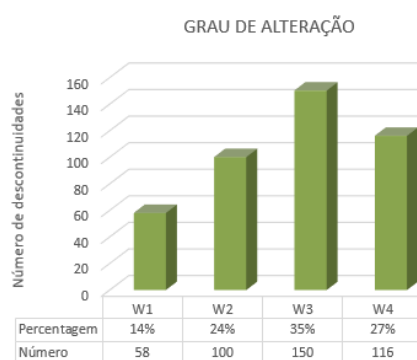


Figura 42 - Grau de alteração e a sua representatividade

4.6.5. Grau de fraturação

O maciço em estudo é predominantemente caracterizado como F2, fraturas afastadas entre 60 a 200 cm, correspondendo a 45% das descontinuidades, seguido de F3, fraturas medianamente afastadas entre 20 e 60 cm, com 33% da globalidade de descontinuidades. Na figura 43 é apresentada uma análise gráfica de todas as descontinuidades no que diz respeito ao seu grau de fraturação.

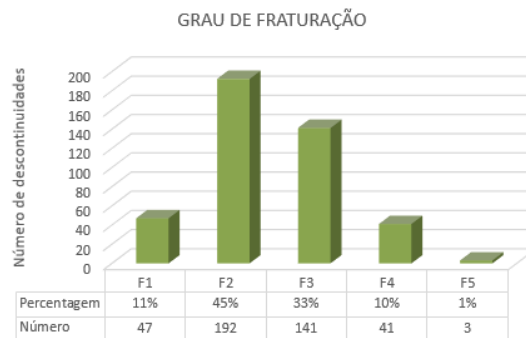


Figura 43 - Grau de fraturação e a sua representatividade

4.6.6. Abertura

Com a análise realizada determinou-se que as descontinuidades se classificam predominantemente como fechadas (76%) sendo que na sua maioria, 61% das mesmas, são muito apertadas com dimensões inferiores a 0,1 mm. Com menor representatividade (23%) é ainda possível classificar as descontinuidades como abertas, estando em evidência aquelas com extensões entre 0,5 e 2,5 mm. Por fim, com uma percentagem residual de 1% foram classificadas 3 descontinuidades como muito abertas (figura 44).

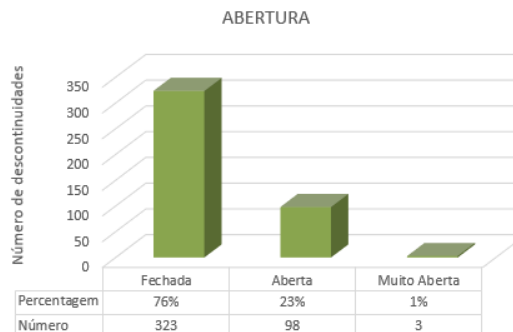


Figura 44 -Tipo de abertura e a sua representatividade

4.6.7. Enchimento

Nas observações realizadas, verifica-se que, na sua maioria (74%), não ocorre enchimento. Contudo, nos locais em que ocorre, existe alguma expressão de argila mole (16%) (figura 45).

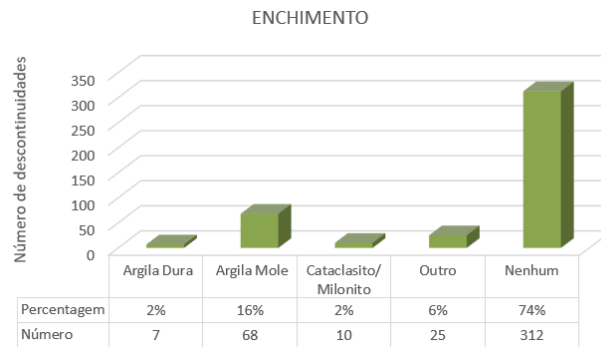


Figura 45 - Tipo de enchimento e a sua representatividade

Verifica-se que na generalidade as descontinuidades não apresentam enchimento já que na sua maioria são caracterizadas como fechadas.

4.6.8. Rugosidade

Após análise, é notável que a rugosidade presente nas descontinuidades é na generalidade plana (70%) sendo que se considerarmos a sua subclasse esta manifesta-se maioritariamente como lisa a algo rugosa (55%). De seguida, considera-se uma rugosidade de classe ondulada (21%) e, ainda de classe denteada (10%) (figura 46).

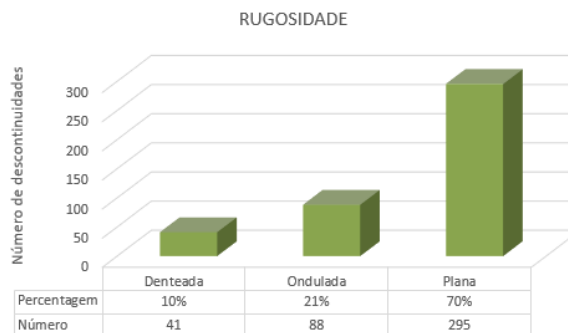


Figura 46 - Tipo de rugosidade e a sua representatividade

4.6.9. Continuidade

No momento do levantamento foram registados dois valores relativos à continuidade: um respeitante à extensão total da descontinuidade e outro relativo ao valor medido do semi-comprimento (L), ou seja, do valor medido a partir da interseção da descontinuidade com a *scanline* até à sua terminação. Este último valor foi o que interessou para análise geral. Após análise dos resultados é possível afirmar que as descontinuidades são na sua globalidade muito pouco contínuas (59%) com extensão inferior a 1 m. Com menor percentagem é de referir a ocorrência de descontinuidades pouco contínuas (37%), com 1 a 3 m, e medianamente contínuas, com 3 a 10 m. Não foram registadas descontinuidades contínuas (10 a 20 m) nem muito contínuas (>20 m) (figura 47).

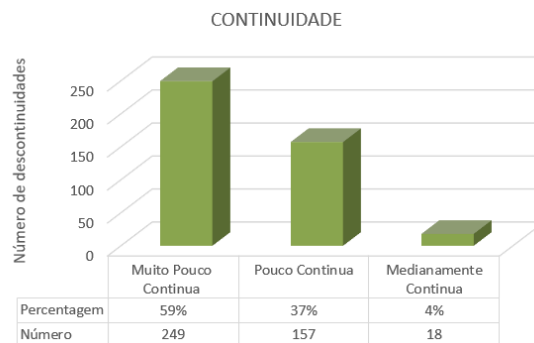


Figura 47 - Tipo de continuidade e a sua representatividade

4.6.10. Terminação

O maciço apresenta percentagens muito próximas para cada tipo de terminação, contudo, as descontinuidades têm na sua maioria terminação obscura (38%). De seguida apresenta terminação em rocha na ordem dos 34% e, por fim, terminação em outra descontinuidade apresentando a percentagem mais baixa de 28% (figura 48).

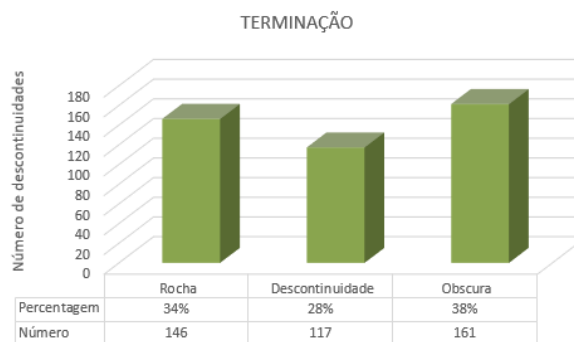


Figura 48 - Tipo de terminação e a sua representatividade

Perante os resultados é essencial ter uma atitude crítica durante a análise dos mesmos. Como foi referido anteriormente no ponto 4.6.9., uma descontinuidade que termina em rocha terá menor continuidade do que se tiver uma terminação obscura. Contudo, não é o que se verifica neste estudo já que se obtiveram resultados em que as descontinuidades são na sua maioria pouco contínuas, mas ao mesmo tempo apresentam uma percentagem maior para terminações obscuras o que vai contra o paradigma exposto. Este facto pode ser explicado na medida em que o estudo é realizado num túnel e, por isso, a área de amostragem é diminuta sendo que o mesmo apresenta alturas máximas com cerca de 3,2 m o que se traduz num comprimento muito pequeno para determinar o comportamento exato das descontinuidades.

4.6.11. Curvatura

No que diz respeito à curvatura das descontinuidades esta mostra-se massivamente plana a ligeiramente curva com uma percentagem de 86% em relação à globalidade. Com menor representatividade as descontinuidades apresentam-se curvas (12%) sendo que numa percentagem muito pouco significativa de 3% manifestam-se como muito curvas (figura 49).

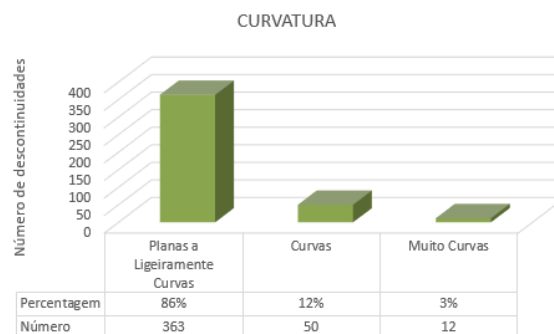


Figura 49 - Tipo de curvatura e a sua representatividade

4.6.12. Presença de água

No que respeita à presença de água, as descontinuidades apresentam-se maioritariamente secas (61%) apesar de que alguns locais se manifestam gotejantes (20%) ou húmidas (19%). Não se verificou nenhum caso onde ocorra fluxo (figura 50).

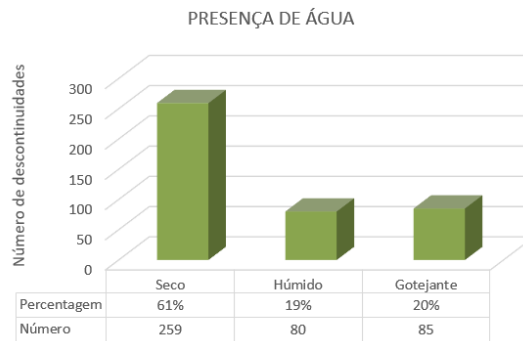


Figura 50 - Tipo de presença de água e a sua representatividade

4.7. Ensaios de resistência à compressão uniaxial do material-rocha – Martelo de Schmidt

Os trabalhos de levantamento geológico-geotécnico foram complementados com a execução de ensaios de resistência com a utilização do Martelo de Schmidt para a determinação de parâmetros geomecânicos.

A realização deste ensaio foi fundamental para a caracterização do maciço rochoso permitindo o conhecimento da resistência à compressão do material-rocha podendo posteriormente estimar-se o valor da resistência à compressão uniaxial (ISRM, 1985, 2007).

Ao longo do troço do túnel foram efetuadas 78 estações geomecânicas com medições em discontinuidades e na rocha, com diferentes orientações do martelo, sendo que se consideraram distâncias de aproximadamente 5 m entre estações. Desta forma, verificou-se que o maciço se classifica maioritariamente como sendo do tipo S₂ (66,7%) que corresponde a uma resistência elevada, segundo a classificação da ISRM (1981) (figura 51). O valor médio obtido da resistência foi de 93,80 MPa.

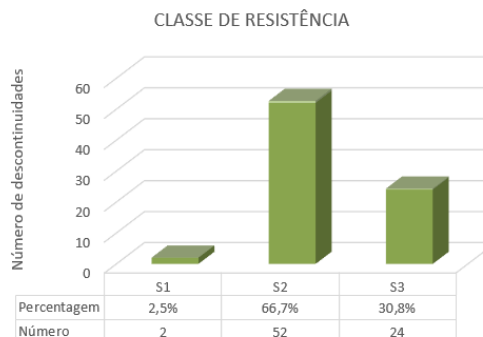


Figura 51 - Classes de resistência e a sua representatividade

4.8. Proposta de zonamento

Após a análise dos resultados obtidos do levantamento geológico-geotécnico e geomecânico realizado no trecho do túnel, é possível definir o zonamento geotécnico do mesmo. Desta forma, foram realizados 5 gráficos em que foram projetados, para cada um, os valores respeitantes ao Grau de alteração, o valor medido da interseção (*Fracture Intercept*), o Grau de fraturação, a Resistência à compressão uniaxial (MPa), e a Classe de Resistência (S) em função da extensão de 500 m de trecho de túnel que foi estudado (figura 52) (Anexo V).

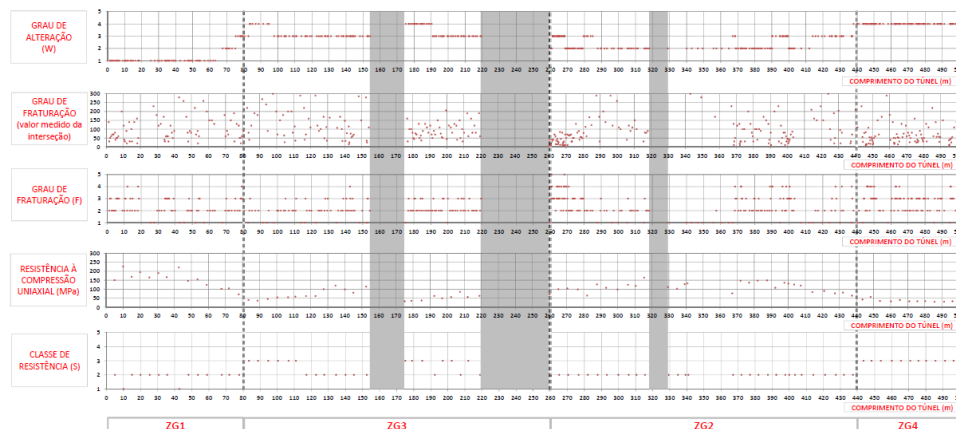


Figura 52 – Proposta de zonamento após análise do levantamento geológico-geotécnico e geomecânico realizado no trecho de 500 m de túnel em estudo

Observadas, comparadas e analisadas as diferentes projeções, foi possível avaliar as áreas que possuíam características idênticas entre si. Desta forma definiram-se 4 zonas Geotécnicas (ZG1, ZG2, ZG3 e ZG4) com grau de qualidade do maciço decrescente. Na tabela 23 é apresentada uma síntese com os parâmetros avaliados.

Tabela 23 – Síntese dos parâmetros avaliados para definição do zonamento geotécnico

Zona Geotécnica	Total (m)	Litologia	Grau de alteração (W)	<i>Fracture Intercept</i> (cm)	Grau de fraturação (F)	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Classe de resistência (S)
ZG1	80	Granito	W1	108,89	F2	155,97	S2
ZG2	180	Granito	W2	138,42	F2	109,82	S2
ZG3	180	Granito	W3	129,72	F3	63,90	S3
ZG4	60	Micaxisto	W4	69,89	F3	36,03	S3

Na figura 52 é possível verificar a representação de 3 zonas a cinzento de entre as quais 2 dizem respeito ao sustimento que já tinha sido implementado no momento em que foi realizado o levantamento e 1 a um nicho igualmente executado. Desta forma, foi impossível realizar a caracterização do maciço rochoso nestas áreas. Na tabela 24 são indicados quais os locais, a totalidade (em metros) e o tipo de suporte aplicado (figuras 53, 54, 55, 56 e 57).

Tabela 24 – Caracterização do sustimento aplicado no túnel no momento do levantamento geológico geotécnico e geomecânico

Distância à origem (m)	Totalidade (m)	Tipo de Suporte aplicado
154,2 a 175,1	20,9	Betão projetado
219,5 a 242,8	23,3	Betão projetado
242,8 a 244	1,2	Sustimento com costelas preenchidas com material e betão projetado
244 a 260	16	Zona de interseção entre o túnel para jusante e o túnel para montante com betão projetado
318 a 329	11	Nicho



Figura 53 – Betão projetado entre os 154,2m e os 175,1 m relativamente à origem



Figura 54 - Betão projetado entre os 219,5m e os 242,8 m relativamente à origem



Figura 55 - Sustimento com costelas preenchidas com material e betão projetado entre os 242,8 m e os 244 m relativamente à origem



Figura 56 - Zona de interseção entre o túnel para jusante e o túnel para montante com betão projetado entre os 244 m e os 260 m relativamente à origem



Figura 57 – Nicho entre os 318 m e os 329 m relativamente à origem

Posteriormente ao estudo da caracterização do maciço outras zonas apresentaram fragilidades sendo necessário realizar trabalhos de suporte nas mesmas. No decorrer deste trabalho estas zonas serão apresentadas.

4.9. Diagrama de fogo implementado em obra

Para a realização dos desmontes é essencial que primeiramente seja dimensionado o diagrama de fogo teórico a ser aplicado. De seguida serão apresentados os valores relativos ao dimensionamento do diagrama de fogo implementado em obra (os dados foram facultados pela empresa).

Os dados iniciais e a escolha do furo largo são expostos, respetivamente, nas tabelas 25 e 26.

Tabela 25 – Dados do diagrama de fogo aplicado em obra

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA							
Dados							
Tipo e geometria do túnel				Caldeiro		Área	
Sistema de avanço	Tipo	Largura do túnel	Altura dos Hasteais	Altura do centro do túnel	Localização	Tipo	Área da seção
Secção plena	Ferradura	3,20 m	1,60 m	3,20 m	Central	<i>Burn cut</i>	9,14 m ²

Tabela 26 – Dimensionamento do furo largo para o diagrama de fogo aplicado em obra

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA	
Escolha do furo largo	
Diâmetro do furo largo	102 mm
Número de furos não carregados	4
Diâmetro fictício	204 mm
Diâmetro dos furos de produção	41 mm
Comprimento dos furos	3,60 m
Avanço	3,20 m
Rendimento	87 %

Na tabela 27 é apresentado o quadro resumo respeitante à geometria do diagrama para cada seção.

Tabela 27 – Geometria do diagrama de fogo aplicado em obra

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA				
Geometria do diagrama				
Secção	Espaçamento (W)	Distância à frente (B)	Look-out (L)	Comprimento do furo (H)
1º Q	0,371 m	0,262 m		
2º Q	0,643 m	0,270 m		
3º Q	0,898 m	0,270 m		
4º Q	1,352 m	0,501 m		
Horizontais	0,695 m	0,436 m		3,600 m
Descendentes	0,844 m	0,745 m		
Ascendentes	1,112 m	0,205 m		
Soleira	0,800 m	0,618 m		
Teto			0,208 m	
Hasteais	0,441 m	0,696 m		

Na tabela 28 é apresentado o quadro resumo do dimensionamento do explosivo.

Tabela 28 – Dimensionamento do explosivo para o diagrama de fogo aplicado em obra

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA								
Dimensionamento do explosivo								
Setor	Secção	Número de furos	Tipo	Diâmetro	Comprimento	Peso	Número de cartuchos por furo	Carga por furo
Caldeiro	1º Q	5	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
	2º Q	4	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
	3º Q	4	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
	4º Q	4	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
Alargamento	Horizontais	4	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
	Descendentes	5	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
	Ascendentes	3	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
Contorno	Soleira	5	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	14	2,13 kg
	Teto	11	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	11	1,67 kg
	Hasteais	6	Dinamite	26 mm	200 mm	152 g	11	1,67 kg
TOTAL		51					663	

Após o dimensionamento das características geométricas e do explosivo a aplicar no diagrama de fogo foi essencial à empresa determinar os valores da carga e perfuração para cada setor e respetiva secção. Os quadros resumos para cada uma delas é exposto nas tabelas 29 e 30, respetivamente.

Tabela 29 – Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo aplicado em obra

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA					
Tabela resumo do dimensionamento da carga e perfuração por setor					
Setor	Carga	Metros perfurados	Volume desmontado	Carga específica	Perfuração específica
Caldeiro	36,18 kg	61,20 m	5,83 m ³	6,21 kg/m ³	10,50 m/m ³
Alargamento	25,54 kg	43,20 m	8,91 m ³	2,87 kg/m ³	4,85 m/m ³
Contorno	39,06 kg	79,20 m	14,51 m ³	2,69 kg/m ³	5,46 m/m ³
TOTAL	100,78 kg	183,60 m	29,25 m ³	3,45 kg/m ³	6,28 m/m ³

Tabela 30 – Dimensionamento da carga e perfuração por secção para o diagrama de fogo aplicado em obra

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA					
Dimensionamento da carga e perfuração por secção					
Secção	Carga	Metros perfurados	Volume desmontado	Carga específica	Perfuração específica
1º Q	10,64 kg	18,00 m	0,34 m ³	31,79 kg/m ³	53,63 m/m ³
2º Q	8,51 kg	14,40 m	0,89 m ³	9,59 kg/m ³	16,23 m/m ³
3º Q	8,51 kg	14,40 m	1,26 m ³	6,78 kg/m ³	11,47 m/m ³
4º Q	8,51 kg	14,40 m	3,35 m ³	2,54 kg/m ³	4,30 m/m ³
Horizontais	8,51 kg	14,40 m	3,75 m ³	2,27 kg/m ³	3,84 m/m ³
Descendentes	10,64 kg	18,00 m	3,70 m ³	2,88 kg/m ³	4,87 m/m ³
Ascendentes	6,38 kg	10,80 m	1,46 m ³	4,38 kg/m ³	7,40 m/m ³
Soleira	10,64 kg	18,00 m	4,21 m ³	2,52 kg/m ³	4,27 m/m ³
Teto	18,39 kg	39,60 m	6,58 m ³	2,79 kg/m ³	6,02 m/m ³
Hasteais	10,03 kg	21,60 m	3,72 m ³	2,70 kg/m ³	5,81 m/m ³
TOTAL	100,78 kg	183,60 m	29,25 m³	3,45 kg/m³	6,28 m/m³

Realizado todo o dimensionamento do diagrama foi possível obter o esquema gráfico do mesmo (figura 58). Este diagrama foi aplicado nas pegadas de fogo ao longo da escavação tendo apenas sofrido algumas alterações em zonas em que o maciço se mostrou mais alterado. Nestes casos as alterações foram essencialmente ao nível das cargas dos explosivos.

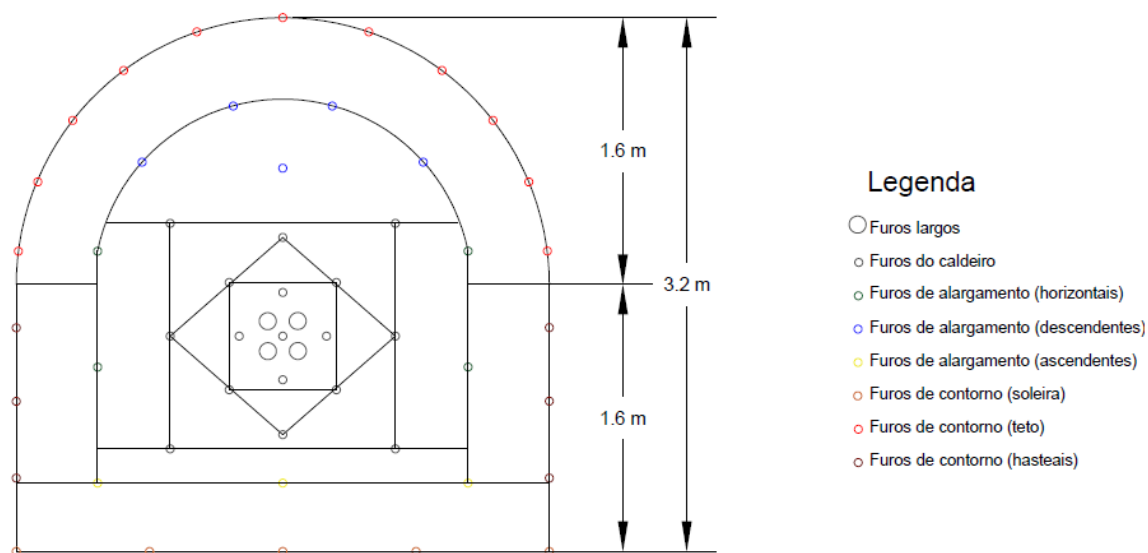


Figura 58 – Representação do diagrama de fogo aplicado em obra

4.9.1. Análise geral do diagrama implementado em obra

Após análise do dimensionamento do diagrama de fogo aplicado em obra é possível concluir acerca de alguns aspetos:

- Foram dimensionados 51 furos carregados e 4 furos largos por pega de fogo;
- O explosivo utilizado é do tipo dinamite caracterizada pela sua grande potência, alta densidade e grandes velocidades de detonação;
- Em cada pega de fogo serão utilizados um total de 663 cartuchos de explosivo;
- Não foi realizada uma distinção entre carga de fundo e carga de coluna sendo que o explosivo usado em cada furo foi calculado para a sua extensão total não havendo, desta forma, individualização da carga;
- O carregamento do contorno foi realizado com o mesmo tipo de explosivo que os restantes furos de produção. Contudo foram utilizadas canas pré-preparadas que continham os explosivos com um espaçamento de cerca de 0,15 m entre si favorecendo uma melhor distribuição da carga para uma melhor definição da secção do túnel, minimizando danos ao maciço;
- No total estimou-se a utilização de 100,78 kg de explosivo por pega;
- O volume total desmontado considerado é de 29,25 m³;
- Ponderada a carga e o volume a carga específica será de 3,45 kg/m³;
- O valor total de metros perfurados calculados é de 183,60 m;
- A razão entre os metros perfurados e o volume desmontado apresenta um valor de 6,28 m/m³ para a perfuração específica.

4.10. Estudo da sobreescavação do maciço

Tendo em conta que as dimensões do túnel executado são bastante significativas em termos de comprimento, considerou-se que a análise da sobreescavação obtida seria um parâmetro muito importante e pertinente a ser avaliado.

A terceira fase do trabalho prático baseou-se no estudo da sobreescavação ocorrida ao longo do troço de 500 m em que foi igualmente realizada a caracterização geológico-geotécnica e geomecânica do maciço.

Para a obtenção dos dados foi utilizado um aparelho de medição laser de distâncias e ângulos o qual foi acoplado a um tripé para maior facilidade e precisão no levantamento das medições (figura 59).



Figura 59 -Equipamento para a medição das distâncias e ângulos (Bosch GLM 50 C Professional)

As medições foram realizadas ao perímetro da secção do túnel no sentido W-E rodando o aparelho de medição ao longo de 360° considerando o sentido horário. Junto à soleira foi colocada uma fita de medição, *scanline*, que auxiliou a definir a distância à origem de cada perfil.

Privilegiou-se a colocação do tripé no centro do eixo do túnel com o aparelho de medição colocado perpendicularmente aos hasteais a uma altura de cerca de 1,30 m da soleira. Sempre que havia irregularidades no piso era feita uma calibração do tripé.

O número de perfis a realizar teve como base o avanço que se obteve em cada uma das pegas de fogo. Sendo que o estudo da sobreescavação não foi realizado ao mesmo tempo que o decorrer dos trabalhos de escavação tornou-se difícil saber com exatidão o valor do avanço de cada desmonte. Contudo, foi possível observar no maciço as marcas deixadas pelas canas utilizadas nos furos do contorno sendo esta a forma adotada para estabelecer, ainda de que de forma aproximada, qual o avanço obtido.

De forma a adquirir-se resultados mais rigorosos da sobreescavação foram efetuados dois perfis por seção de desmonte sendo que o primeiro correspondeu ao perímetro da seção imediatamente após a frente de escavação (não considerando o *look-out*) e o segundo ao perímetro da seção imediatamente antes do início da próxima (considerando o *look-out*). Para a obtenção de cada seção foi calculada a média dos dois perfis.

Apesar de o estudo ter sido realizado ao longo de 500 m foi impossível obter dados acerca da sobreescavação em toda esta extensão. Essa análise foi impossibilitada em algumas zonas do troço pela existência de sustimento, especialmente costelas preenchidas com material, pela existência de dois nichos e pela zona de interseção entre o túnel para jusante e o túnel para montante. Apesar de algumas zonas se apresentarem suportadas com betão projetado não houve problemas severos em avaliar a sua sobreescavação já que a camada que foi aplicada era relativamente fina tornando os avanços visíveis. Contudo num troço de cerca de 34,2 m, igualmente sustido com betão projetado, foi impossível determinar os avanços e, por essa razão, neste comprimento apenas foram feitas medições nas zonas em que era visível uma maior sobreescavação.

O número de pontos dados no maciço dependeu da irregularidade do mesmo e, por isso, cada um dos perfis foi definido com um número diferente de pontos. Todavia para zonas do maciço mais irregulares o número de pontos retirados foi maior.

Na totalidade foram realizados 276 perfis que perfizeram 144 seções. Para o tratamento dos dados recolhidos no terreno foi utilizado o programa *Microsoft Excel 2016* onde foi executada uma tabela que contém todos os valores obtidos no levantamento que foram posteriormente transcritos para formato digital de forma a permitir a sua análise. Esta folha de cálculo encontra-se no anexo VI.

O objetivo primordial desta fase baseou-se na determinação da percentagem de volume de rocha que foi desmontada a mais do que o inicialmente se tinha estimado. Para isso foi essencial

considerar primeiramente os parâmetros respeitantes ao dimensionamento do diagrama de fogo implementado em obra de entre os quais a sua geometria, área, avanço e, conseqüentemente, volume de material desmontado. Na figura 60 é apresentado um esboço representativo do perfil do diagrama de fogo aplicado em obra considerando 3 perfis: teórico (sem *look-out*), prático (com *look-out*) e o perfil médio. Na tabela 31 é apresentado um resumo da área e volume correspondente a cada um dos perfis.

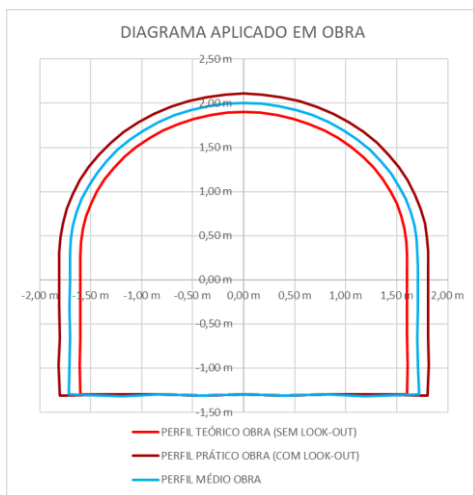


Figura 60 – Perfis do diagrama de fogo aplicado em obra: perfil teórico (sem *look-out*), perfil prático (com *look-out*) e perfil médio

Tabela 31 - Área dos perfis do diagrama aplicado em obra: perfil sem *look-out*, perfil com *look-out* e perfil médio

DIAGRAMA APLICADO EM OBRA			
	Perfil sem <i>look-out</i>	Perfil com <i>look-out</i>	Perfil médio
Área	9,14 m ²	10,91 m ²	10,03 m ²
Volume	29,25 m ³	34,91 m ³	32,09 m ³

Através do zonamento geotécnico anteriormente definido foi possível determinar em que zonas se incorporam cada um dos perfis obtidos da sobreescavação já que para cada um deles foi registado a sua distância à origem. A partir desta filtragem foi possível definir o perfil médio para cada uma das 4 ZG's. Para uma melhor pormenorização e análise dos resultados foram ainda filtrados para cada zona os perfis médios sem *look-out* e os perfis médios com *look-out*. Obtidos todos os perfis foi possível sobrepor-los àqueles aplicados em obra.

Em suma, e sabendo que a sobreescavação pode estar relacionada com muitos fatores que vão desde o diagrama de fogo do ponto de vista das cargas utilizadas à sua configuração e geometria serão analisados e comparados 4 casos distintos para cada uma das zonas geotécnicas:

- 1º caso: Perfil médio de cada ZG com o perfil médio do diagrama aplicado em obra;
- 2. caso: Perfil médio de cada ZG com o perfil teórico (sem look-out) do diagrama aplicado em obra;
- 3º caso: Perfil médio de cada ZG sem look-out com o perfil teórico (sem look-out) aplicado em obra;
- 4º caso: Perfil médio de cada ZG com look-out com o perfil prático (com look-out) aplicado em obra.

Em termos de representação gráfica considerou-se um sistema de coordenadas cartesiano em que o ponto (0,0) corresponde ao local onde estava posicionado o equipamento de medição sendo este o ponto inicial de todas as medições.

4.10.1. Estudo da sobreescavação em ZG1

O estudo de ZG1 abrangeu a análise de 38 perfis que resultaram em 19 secções.

- 1º caso: Perfil médio de ZG1 com o perfil médio do diagrama aplicado em obra

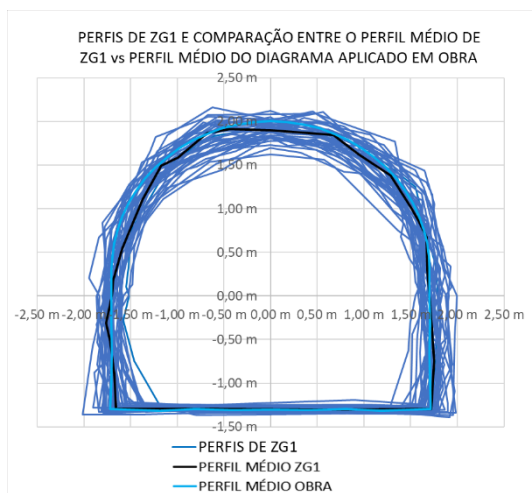


Figura 61 – Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 obtido vs perfil médio aplicado em obra

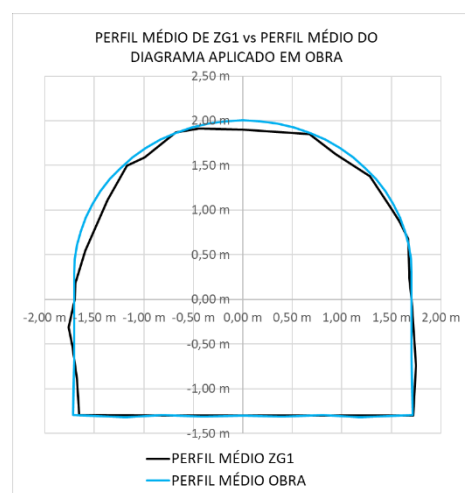


Figura 62 – Filtragem do perfil médio de ZG1 e perfil médio do diagrama aplicado em obra

- 2. caso: Perfil médio de ZG1 com o perfil teórico (sem *look-out*) do diagrama aplicado em obra

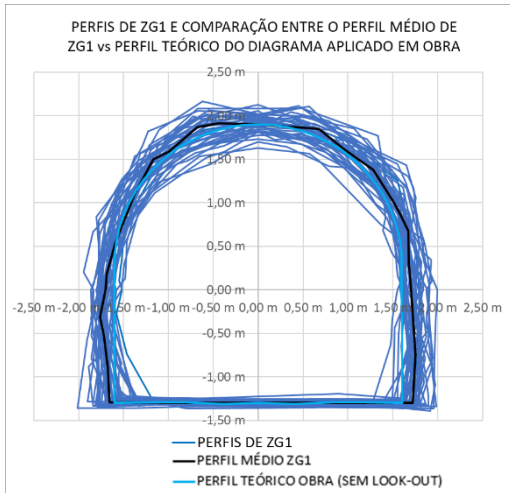


Figura 63 – Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

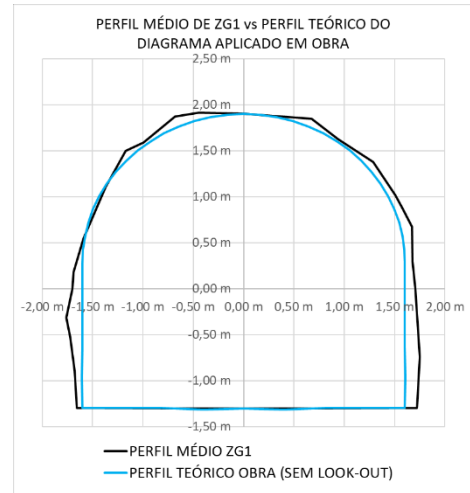


Figura 64 - Filtragem do perfil médio de ZG1 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 3º caso: Perfil médio de ZG1 sem *look-out* com o perfil teórico (sem *look-out*) aplicado em obra;

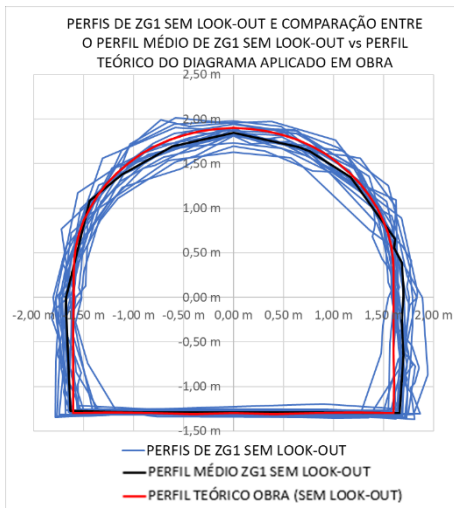


Figura 65 - Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

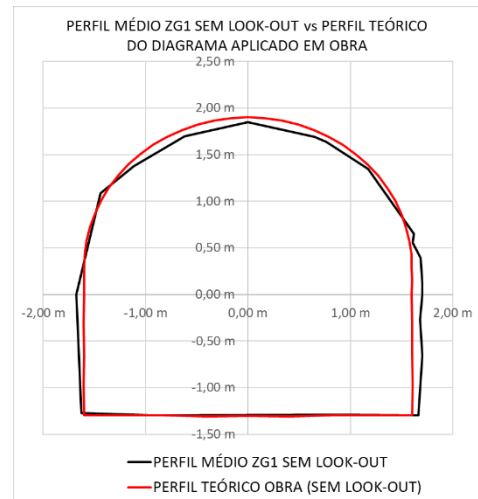


Figura 66 - Filtragem do perfil médio de ZG1 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 4º caso: Perfil médio de ZG1 com *look-out* com o perfil prático (com *look-out*) aplicado em obra.

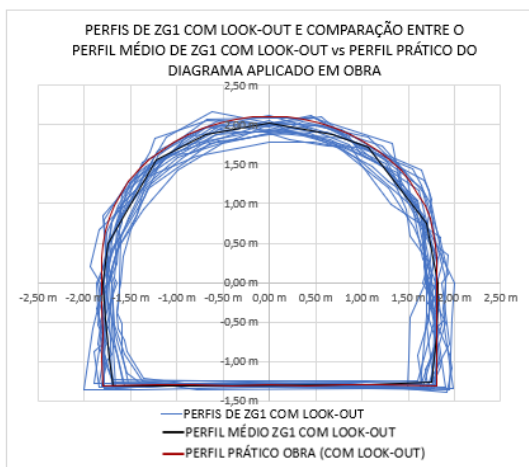


Figura 67 - Sobreposição dos perfis de ZG1 e comparação entre o perfil médio de ZG1 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

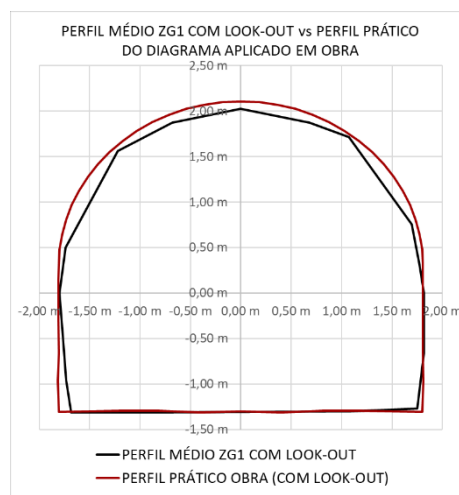


Figura 68 - Filtragem do perfil médio de ZG1 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

4.10.1.1. Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG1

Após análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG1, e tendo em consideração que esta zona abrange um maciço mais competente, a ocorrência de sobreescavação foi detetada apesar de não se mostrar significativa. Avaliando o 1º caso e tendo como exemplo a figura 61 é possível observar a globalidade dos perfis levantados sendo que alguns extrapolaram o perímetro do perfil médio aplicado em obra. Contudo, avaliando a figura 62, é evidente que o perfil relativo à média dos perfis obtidos é inferior ao perfil médio aplicado em obra indicando a ausência de sobreescavação, ou seja, manifestação de subescavação. Por sua vez, no 2º caso é perceptível que o perfil médio de ZG1 excede os limites do perfil teórico (sem *look-out*) do diagrama aplicado em obra quase na totalidade havendo excesso de rocha desmontada. Estes resultados podem ser consequência da análise do perfil médio (estando a englobar a média dos perfis sem e com *look-out*) em comparação da análise de um perfil teórico (sem *look-out*) em que não estamos a incluir, por exemplo, o desvio de perfuração resultado do *look-out*. No 3º caso são estudados ambos os perfis sem *look-out* podendo haver um paralelismo mais próximo uma vez que em ambos são considerados os perfis iniciais em cada pega. Assim, ocorre sobreescavação principalmente na zona dos hasteais e evidências de subescavação no teto. No 4º e último caso são comparados os perfis com *look-out* sendo exequível verificar que o perímetro do perfil médio de ZG1 com *look-out* é menor do que o perfil prático do diagrama aplicado em obra (com *look-out*) este facto leva-nos a concluir que possivelmente o valor da inclinação utilizado na realização do *look-out* foi menor do que aquele estabelecido teoricamente.

4.10.2. Estudo da sobreescavação em ZG2

O estudo de ZG2 abrangeu a análise de 112 perfis que resultaram em 56 secções.

- 1º caso: Perfil médio de ZG2 com o perfil médio do diagrama aplicado em obra

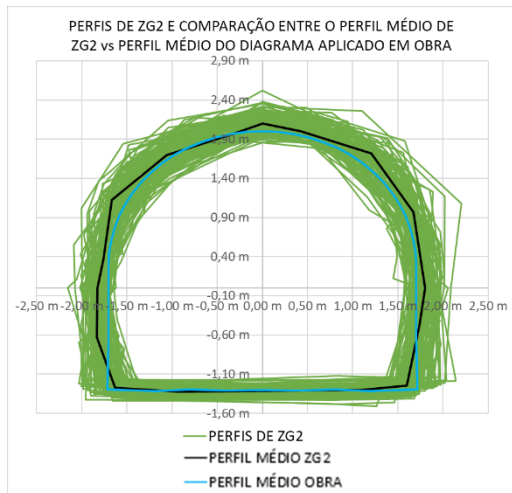


Figura 69 – Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 obtido vs perfil médio aplicado em obra

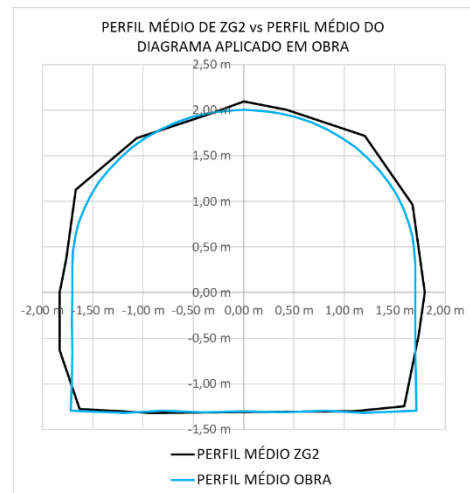


Figura 70 – Filtragem do perfil médio de ZG2 e perfil médio do diagrama aplicado em obra

- 2. caso: Perfil médio de ZG2 com o perfil teórico (sem look-out) do diagrama aplicado em obra;

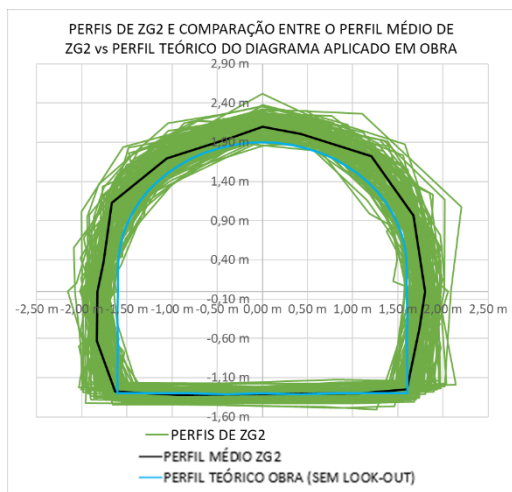


Figura 71 – Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

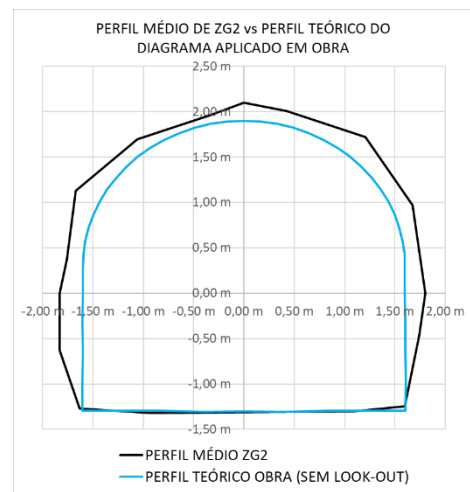


Figura 72 - Filtragem do perfil médio de ZG2 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 3º caso: Perfil médio de ZG2 sem *look-out* com o perfil teórico (sem *look-out*) aplicado em obra;

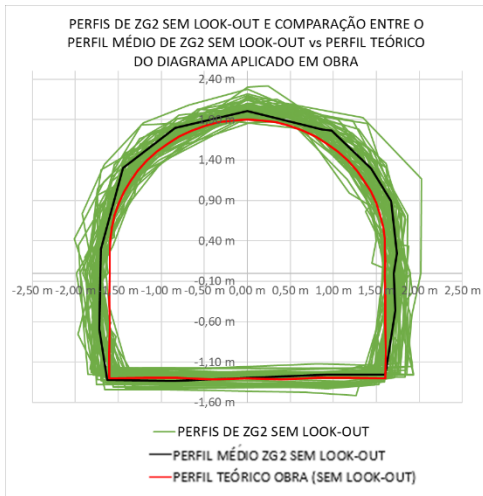


Figura 73 - Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

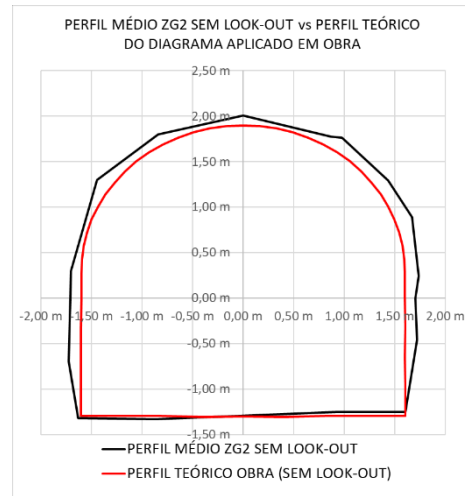


Figura 74 - Filtragem do perfil médio de ZG2 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 4º caso: Perfil médio de ZG2 com *look-out* com o perfil prático (com *look-out*) aplicado em obra.

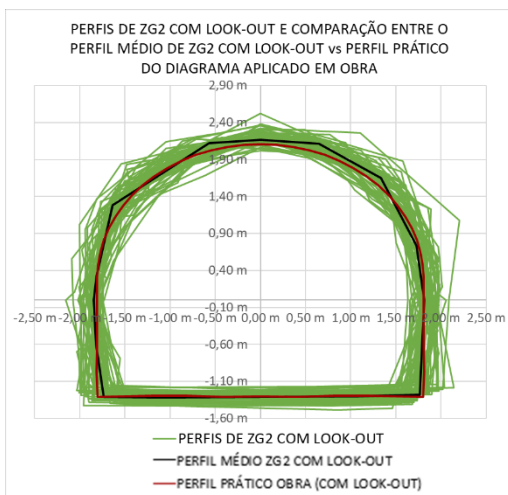


Figura 75 - Sobreposição dos perfis de ZG2 e comparação entre o perfil médio de ZG2 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

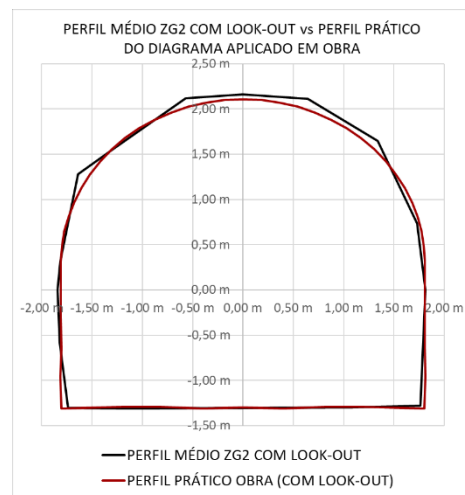


Figura 76 - Filtragem do perfil médio de ZG2 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

4.10.2.1. Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG2

A observação gráfica resultante do estudo da sobreescavação em ZG2 permitiu concluir que apesar de nos casos 1 e 4 ocorrer uma ligeira sobreposição dos perfis obtidos é possível depreender que nos 4 casos analisados foi exequível a verificação da existência de sobreescavação. Fatores como a qualidade do maciço (de lembrar que em ZG2 estamos presente um maciço W2/F2), erros na perfuração ou cargas excessivas no momento do dimensionamento do diagrama de fogo podem estar na origem da ocorrência da sobreescavação verificada.

4.10.3. Estudo da sobreescavação em ZG3

O estudo de ZG3 abrangeu a análise de 96 perfis que resultaram em 48 secções.

- 1º caso: Perfil médio de ZG3 com o perfil médio do diagrama aplicado em obra



Figura 77 – Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 obtido vs perfil médio aplicado em obra

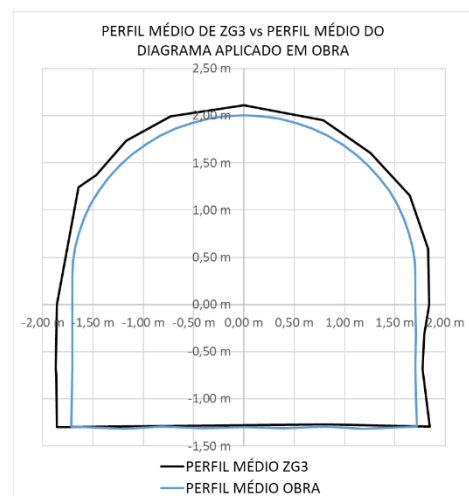


Figura 78 – Filtragem do perfil médio de ZG3 e perfil médio do diagrama aplicado em obra

- 2. caso: Perfil médio de ZG3 com o perfil teórico (sem *look-out*) do diagrama aplicado em obra;

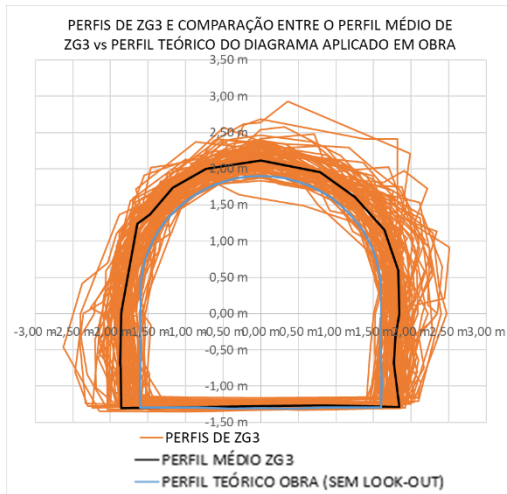


Figura 79 – Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

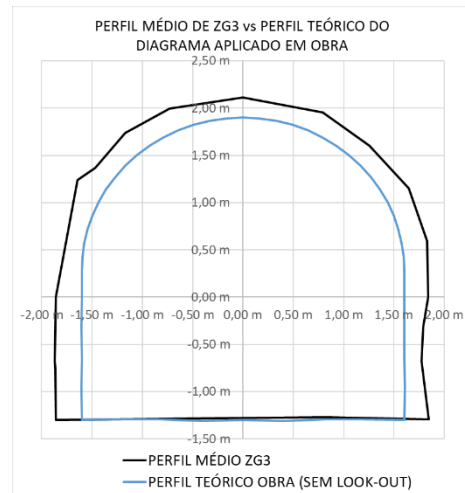


Figura 80 - Filtragem do perfil médio de ZG3 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 3º caso: Perfil médio de ZG3 sem *look-out* com o perfil teórico (sem *look-out*) aplicado em obra;

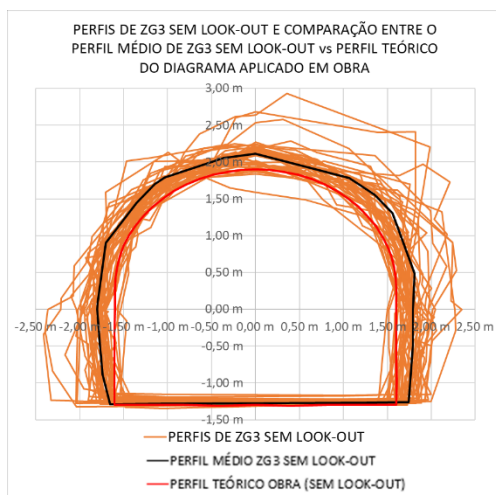


Figura 81 - Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

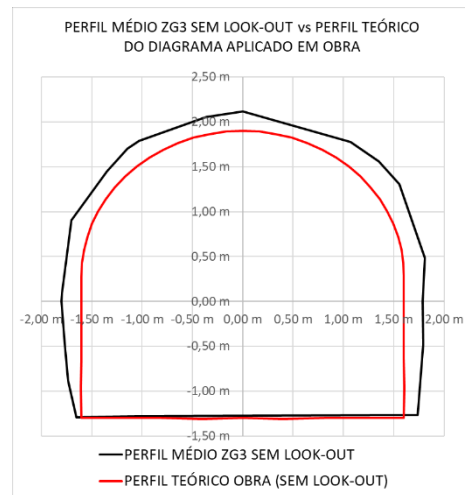


Figura 82 - Filtragem do perfil médio de ZG3 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 4º caso: Perfil médio de ZG3 com *look-out* com o perfil prático (com *look-out*) aplicado em obra.

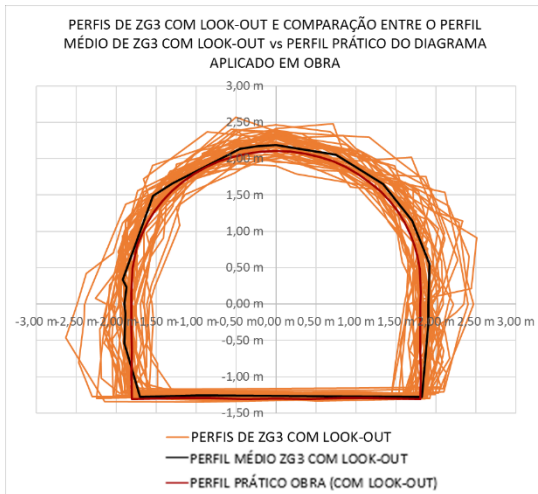


Figura 83 - Sobreposição dos perfis de ZG3 e comparação entre o perfil médio de ZG3 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

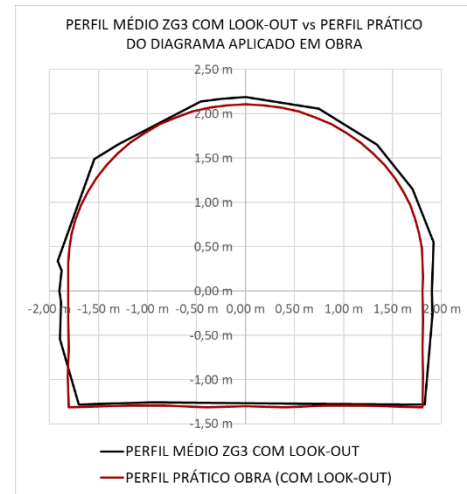


Figura 84 - Filtragem do perfil médio de ZG3 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

4.10.3.1. Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG3

No que diz respeito à representação gráfica do estudo da sobreescavação em ZG3 é viável aferir que os resultados apresentam indicativos de sobreescavação sendo estes notavelmente mais elevados do que nos estudos realizados para ZG1 e ZG2. Através da observação dos gráficos das figuras 77, 79, 81 e 83 denota-se uma certa divergência entre perfis resultado de uma grande discrepância do perímetro da escavação ao longo da ZG3. Esta é uma zona caracterizada por um maciço W3/F3 bastante deteriorado na qual foi implementado sustimento em cerca de 68,5 m de um total de 180 m (no anexo VI estão discriminadas as zonas em que foi aplicado sustimento ao longo do troço estudado). Este facto é indicativo da grande sobreescavação ocorrida neste local. No momento da realização dos levantamentos dos perfis o sustimento já tinha sido aplicado no maciço o que tornou impraticável a avaliação do valor real da sobreescavação após o desmonte. A possibilidade de se estimar o valor real da sobreescavação sucedida seria verosímil através do conhecimento da quantidade exata de material de suporte colocado. Contudo, neste trabalho, e sendo esta uma obra a trabalhar em várias frentes, seria mais complexo obter estes valores em pormenor e, desta forma, determinou-se que não seria viável explorar tão detalhadamente.

4.10.4. Estudo da sobreescavação em ZG4

O estudo de ZG4 abrangeu a análise de 42 perfis que resultaram em 21 secções.

- 1º caso: Perfil médio de ZG4 com o perfil médio do diagrama aplicado em obra

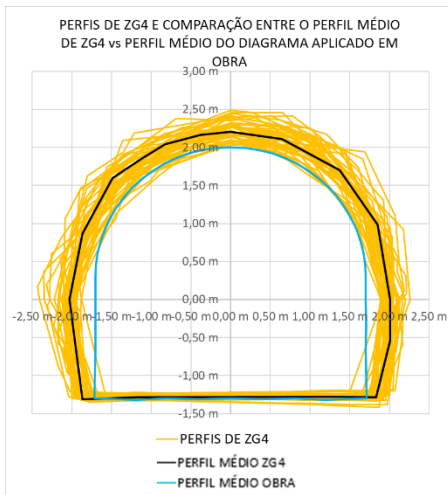


Figura 85 – Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 obtido vs perfil médio aplicado em obra

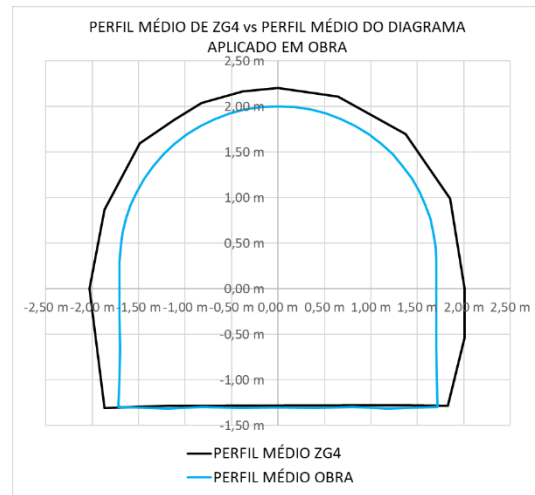


Figura 86 – Filtragem do perfil médio de ZG4 e perfil médio do diagrama aplicado em obra

- 2. caso: Perfil médio de ZG4 com o perfil teórico (sem *look-out*) do diagrama aplicado em obra;

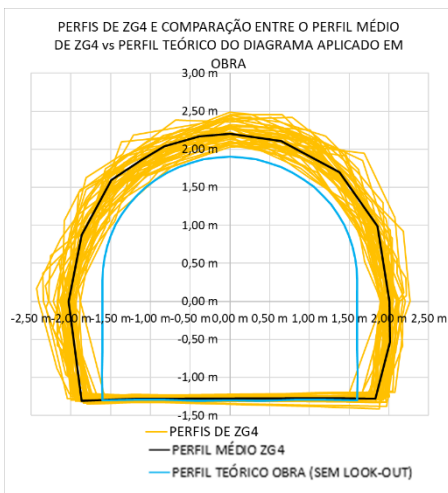


Figura 87 – Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

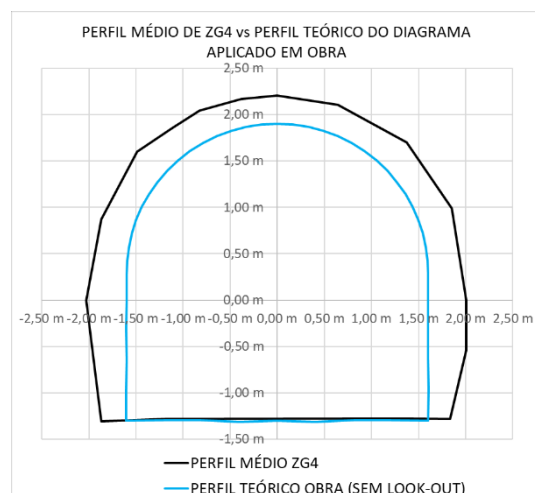


Figura 88 - Filtragem do perfil médio de ZG4 e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 3º caso: Perfil médio de ZG4 sem *look-out* com o perfil teórico (sem *look-out*) aplicado em obra;

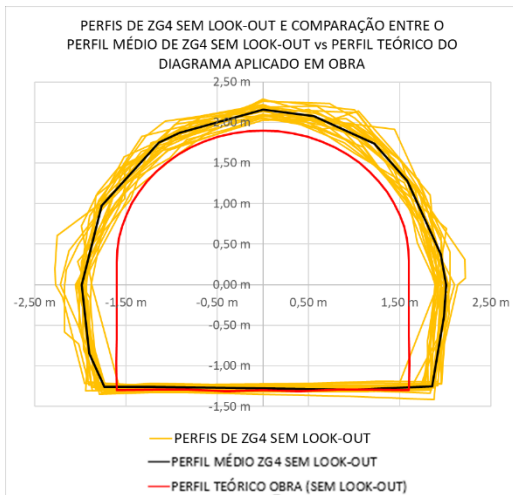


Figura 89 - Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 sem look-out vs perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

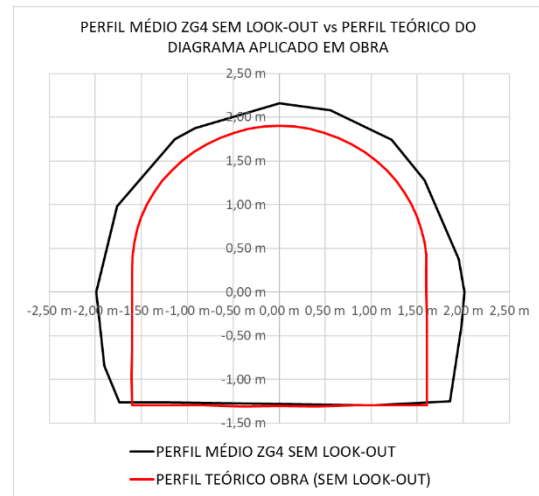


Figura 90 - Filtragem do perfil médio de ZG4 sem look-out e perfil teórico do diagrama aplicado em obra (sem look-out)

- 4º caso: Perfil médio de ZG4 com *look-out* com o perfil prático (com *look-out*) aplicado em obra.

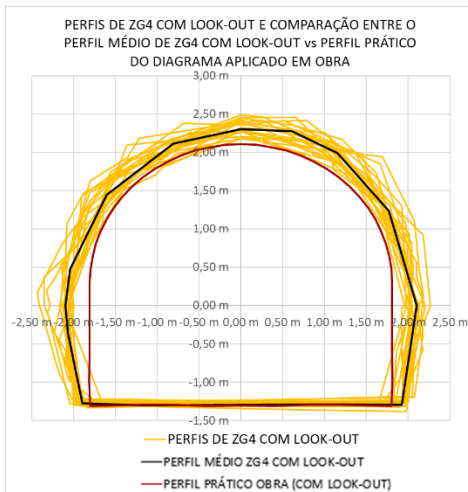


Figura 91 - Sobreposição dos perfis de ZG4 e comparação entre o perfil médio de ZG4 com look-out vs perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

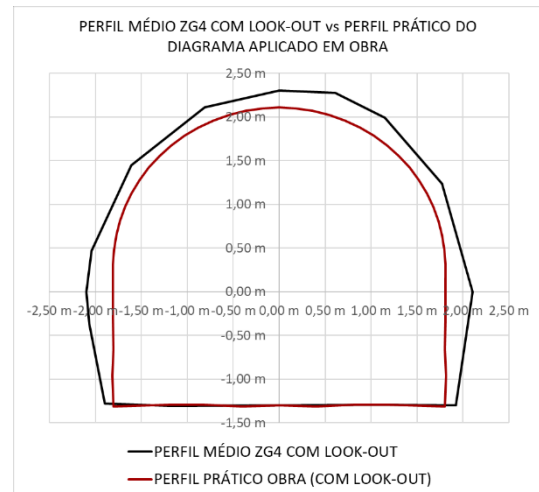


Figura 92 - Filtragem do perfil médio de ZG4 com look-out e perfil prático do diagrama aplicado em obra (com look-out)

4.10.4.1. Análise gráfica do estudo da sobreescavação em ZG4

Após reflexão acerca dos gráficos obtidos em cada um dos casos estudados para ZG4 e comparando os com aqueles atingidos nas anteriores zonas é aceitável concluir que foi em ZG4 que se alcançou os maiores valores de sobreescavação. Desta forma pode concluir-se que a qualidade do maciço (lembrando que ZG4 é caracterizada pela presença de um contacto litológico granito/micaxito apresentando-se com grau de alteração de W4 e de fraturação de F3) tem uma grande influência no resultado do desmonte sendo que para maciços menos competentes obtemos uma maior sobreescavação.

4.11. Análise dos valores das áreas obtidas dos perfis relativos a cada ZG

Após investigação e representação dos gráficos resultantes do estudo da sobreescavação de cada uma das zonas geotécnicas é possível obter os valores das suas áreas. Estes são apresentados na tabela 32.

Tabela 32 – Comparação dos valores das áreas resultantes dos perfis relativos ao diagrama aplicado em obra com os valores das áreas obtidas dos perfis respeitantes a cada uma das zonas geotécnicas

		DIAGRAMA APLICADO EM OBRA	ZG1	ZG2	ZG3	ZG4
ÁREA	Perfil médio sem <i>look-out</i>	9,14 m ²	9,18 m ²	9,89 m ²	10,53 m ²	11,35 m ²
	Perfil médio com <i>look-out</i>	10,91 m ²	10,21 m ²	11,13 m ²	11,44 m ²	12,68 m ²
	Perfil médio	10,03 m ²	9,70 m ²	10,51 m ²	10,98 m ²	12,02 m ²

Através da representação gráfica e dos valores obtidos é possível tecer algumas conclusões:

- Os valores resultantes das áreas dos perfis são crescentes de ZG1 para ZG4;
- Os valores alcançados das áreas são maiores para os perfis com *look-out* do que para os perfis sem *look-out*;

- Para ZG1 verifica-se que a área do perfil médio com look-out e, conseqüentemente, o perfil médio são inferiores às respetivas áreas do diagrama aplicado em obra o que pode indiciar que eventualmente, na prática, o valor do look-out não foi realizado com 0,208 m como inicialmente foi dimensionado, do ponto de vista teórico, mas sim com uma dimensão menor.

4.12. Análise geral da sobreescavação

Para uma melhor compreensão e exposição dos resultados é apresentado no anexo VI uma tabela que contempla os valores relativos às áreas sem e com *look-out*, área média, avanço e conseqüentemente o volume para as secções de cada uma das zonas geotécnicas.

Reunidos todos os resultados foi possível realizar uma análise final com os valores da sobreescavação. A partir destes foi exequível a obtenção da percentagem de volume de rocha excedente desmontada para cada uma das zonas geotécnicas nos 4 casos distintos referidos anteriormente no ponto 4.10. deste trabalho (tabelas 33, 34, 35 e 36).

Tabela 33 – Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 1º caso: Perfil médio de cada ZG com o perfil médio do diagrama aplicado em obra

ZG's		ZG1	ZG2	ZG3	ZG4	
ÁREA total		368,48 m ²	1 174,97 m ²	923,37 m ²	504,68 m ²	
ÁREA total (média do perfil do diagrama aplicado em obra)	10,03 m ²	ÁREA excedente da sobreescavação	-0,33 m ²	0,48 m ²	0,95 m ²	1,99 m ²
COMPRIMENTO		80 m	180 m	180 m	60 m	500 m
COMPRIMENTO das zonas com sustimento em que não foi feito o estudo da sobreescavação		6 m	27 m	15 m	0 m	48m
COMPRIMENTO admitido no cálculo da sobreescavação		74 m	153 m	165 m	60 m	452 m
VOLUME desmontado		718 m ³	1 608 m ³	1 812 m ³	721 m ³	4 858 m ³
VOLUME expectável de ser desmontado		742 m ³	1 535 m ³	1 655 m ³	602 m ³	4 534 m ³
SOBRESCAVAÇÃO		-25 m ³	73 m ³	157 m ³	119 m ³	325 m ³
SOBRESCAVAÇÃO (em percentagem)		-3%=0%	5%	10%	20%	7%

Verificou-se que para ZG1 o valor obtido da sobreescavação (em percentagem) foi de -3%. Contudo, e como não existe sobreescavação negativa, considerou-se que a sobreescavação neste caso seria igual a 0%.

Tabela 34 – Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 2º caso: Perfil médio de cada ZG com o perfil teórico (sem *look-out*) do diagrama aplicado em obra

ZG's		ZG1	ZG2	ZG3	ZG4	
ÁREA total		368,48 m ²	1 174,97 m ²	923,37 m ²	504,68 m ²	
ÁREA total (média do perfil do diagrama aplicado em obra)	9,14 m ²	ÁREA excedente da sobreescavação	0,56 m ²	1,37 m ²	1,84 m ²	2,88 m ²
COMPRIMENTO		80 m	180 m	180 m	60 m	500 m
COMPRIMENTO das zonas com sustimento em que não foi feito o estudo da sobreescavação		6 m	27 m	15 m	0 m	48m
COMPRIMENTO admitido no cálculo da sobreescavação		74 m	153 m	165 m	60 m	452 m
VOLUME desmontado		718 m ³	1 608 m ³	1 812 m ³	721 m ³	4 858 m ³
VOLUME expectável de ser desmontado		676 m ³	1 398 m ³	1 508 m ³	548 m ³	4 131 m ³
SOBREESCAVAÇÃO		41 m ³	209 m ³	304 m ³	173 m ³	727 m ³
SOBREESCAVAÇÃO (em percentagem)		6%	15%	20%	31%	18%

Tabela 35 - Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 3º caso: Perfil médio de cada ZG sem *look-out* com o perfil teórico (sem *look-out*) aplicado em obra

ZG's		ZG1	ZG2	ZG3	ZG4	
ÁREA total		174,50 m ²	553,59 m ²	505,22 m ²	238,38 m ²	
ÁREA total (média do perfil do diagrama aplicado em obra)	9,14 m ²	ÁREA excedente da sobreescavação	0,04 m ²	0,75 m ²	1,39 m ²	2,21 m ²
COMPRIMENTO		80 m	180 m	180 m	60 m	500 m
COMPRIMENTO das zonas com sustimento em que não foi feito o estudo da sobreescavação		6 m	27 m	15 m	0 m	48m
COMPRIMENTO admitido no cálculo da sobreescavação		74 m	153 m	165 m	60 m	452 m
VOLUME desmontado		680 m ³	1 512 m ³	1 737 m ³	681 m ³	4 610 m ³
VOLUME expectável de ser desmontado		676 m ³	1 398 m ³	1 508 m ³	548 m ³	4 131 m ³
SOBREESCAVAÇÃO		3 m ³	114 m ³	229 m ³	133 m ³	479 m ³
SOBREESCAVAÇÃO (em percentagem)		0%	8%	15%	24%	12%

Tabela 36 – Tabela resumo dos valores da sobreescavação para o 4º caso: Perfil médio de cada ZG com *look-out* com o perfil prático (com *look-out*) aplicado em obra

ZG's		ZG1	ZG2	ZG3	ZG4	
ÁREA total		193,98 m ²	623,19 m ²	549,21 m ²	266,31 m ²	
ÁREA total						
(média do perfil do diagrama aplicado em obra)	10,91 m ²	ÁREA excedente da sobreescavação	-0,70 m ²	0,22 m ²	0,53 m ²	1,77 m ²
COMPRIENTO		80 m	180 m	180 m	60 m	500 m
COMPRIENTO das zonas com sustimento em que não foi feito o estudo da sobreescavação		6 m	27 m	15 m	0 m	48m
COMPRIENTO admitido no cálculo da sobreescavação		74 m	153 m	165 m	60 m	452 m
VOLUME desmontado		756 m ³	1 703 m ³	1 888 m ³	761 m ³	5 107 m ³
VOLUME expectável de ser desmontado		807 m ³	1 669 m ³	1 800 m ³	655 m ³	4 931 m ³
SOBRESCAÇÃO		-52 m ³	33 m ³	88 m ³	106 m ³	176 m ³
SOBRESCAÇÃO (em percentagem)		-6 %=0%	2 %	5 %	16 %	4 %

Como se verificou na tabela 33 também neste caso se observou a ocorrência de uma percentagem de sobreescavação negativa para ZG1. Pela impossibilidade de considerar uma sobreescavação negativa assume-se este valor como 0%.

Em suma, conclui-se que:

- Para o 1º caso obtemos uma percentagem de sobreescavação de 7%;
- Para o 2º caso obtemos uma percentagem de sobreescavação de 18%;
- Para o 3º caso obtemos uma percentagem de sobreescavação de 12%;
- Para o 4º caso obtemos uma percentagem de sobreescavação de 4%;

Apesar de se terem realizado 4 análises distintas, para um estudo mais intensivo, o objetivo primordial foi tentar perceber qual o volume que efetivamente foi desmontado tendo em conta um volume teórico mínimo a desmontar que neste caso era de 9,14 m³.

Desta forma pode concluir-se que o volume excedente de sobreescavação nos 500 m de troço analisado foi de 18%.

Na figura 93 é apresentada a planta geral dos túneis definidos em projeto assim como a localização do troço estudado. Este engloba o zonamento geotécnico, todo o sustimento projetado ao longo do mesmo, as percentagens de sobreescavação em cada uma das zonas e para cada um dos casos estudados e, ainda, as suas representações esquemáticas. Para uma melhor visualização a mesma encontra-se exposta no anexo VII.

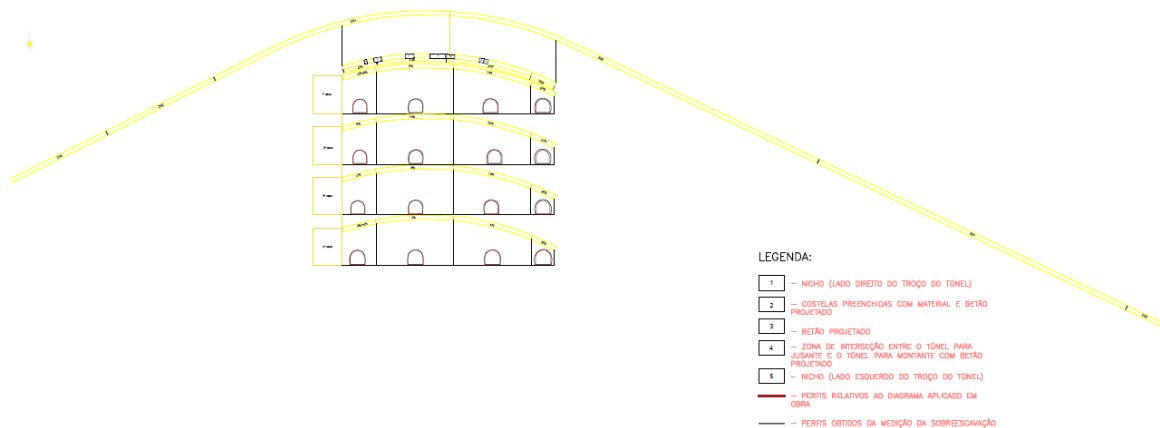


Figura 93 – Planta geral do traçado global do túnel especificando a área estudada com as zonas geotécnicas definidas e representação esquemática dos gráficos relativos aos 4 casos de analisados da sobreescavação

4.13. Diagramas de fogo propostos

Posteriormente à análise da sobreescavação, e já que este é um parâmetro influenciado não só pela qualidade do maciço rochoso, mas também pelas cargas e perfurações específicas aquando o dimensionamento do diagrama de fogo, foram dimensionados dois diagramas com base na caracterização realizada ao troço de 500 m estudado. O objetivo final passa por comparar os resultados deste novo dimensionamento com aquele que foi idealizado em projeto tentando compreender de que forma o ajuste da geometria do diagrama, tipo e quantidade de explosivos e cargas terá influência numa menor sobreescavação.

Para o dimensionamento do primeiro diagrama consideraram-se as zonas geotécnicas 1 e 2 e para o segundo as zonas geotécnicas 3 e 4. A junção das zonas teve como base a sua similaridade em termos de características do maciço rochoso que cada uma caracteriza.

Para o dimensionamento dos diagramas de fogo foi utilizado o programa *Microsoft Excel 2016* onde foi executada uma folha de cálculo com todos os parâmetros necessários ao seu cálculo (anexo VIII e anexo IX, respetivamente).

4.13.1. Diagrama de fogo proposto para ZG1-ZG2

No que respeita ao tipo e geometria do túnel os valores considerados foram os mesmos que os do diagrama de fogo aplicado em obra. Relativamente ao tipo de caldeiro a considerar optou-se pelo tipo *Large hole cut* uma vez que esta técnica oferece um melhor avanço da pega. O comprimento do túnel utilizado corresponde à soma dos comprimentos de ZG1 e ZG2 (tabela 37).

Tabela 37 - Dados do diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG1-ZG2								
Dados								
Tipo e geometria do túnel					Caldeiro		Área	
Sistema de avanço	Tipo	Largura do túnel	Altura dos Hasteais	Altura do centro do túnel	Comprimento do túnel	Localização	Tipo	Área da seção
Secção plena	Ferradura	3,20 m	1,60 m	3,20 m	260 m	Central	<i>Burn cut</i>	9,14 m ²

Na tabela 38 são apresentadas as características do maciço.

Tabela 38 – Características do maciço em ZG1-ZG2

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG1-G2		
Características do maciço		
Litologia	Grau de alteração	Grau de fraturação
Granito	W1-W2	F2

Posteriormente à especificação dos dados e características do maciço é essencial dimensionar o furo largo (tabela 39).

Tabela 39 - Dimensionamento do furo largo para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG1-ZG2	
Escolha do furo largo	
Diâmetro do furo largo	127 mm
Número de furos não carregados	1
Comprimento dos furos	4,01 m
Avanço	3,57 m
Rendimento	89 %

Ao contrário do diagrama aplicado em obra, para o dimensionamento do diagrama para ZG1-ZG2 optou-se pela escolha de um diâmetro do furo largo maior uma vez que o maciço possui um grau de alteração relativamente baixo permitindo aumentar o diâmetro do furo. Esta escolha traduziu-se num maior comprimento dos furos, maior avanço e, conseqüentemente, um melhor rendimento da pega.

Após escolha do furo largo seguiu-se o dimensionamento do caldeiro, furos de alargamento e contorno. Na tabela 40 é apresentado um resumo dos valores obtidos dos cálculos para a geometria do diagrama.

Tabela 40 – Geometria do diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG1-ZG2							
Geometria do diagrama							
Secção	Espaçamento (W)	Distância à frente (B)	Look-out (L)	Comprimento do furo (H)	Altura da carga de fundo (hb)	Altura da carga de coluna (hb)	Tamponamento (h0)
1º Q	0,269 m	0,127 m			-	3,815 m	0,191 m
2º Q	0,572 m	0,269 m			0,404 m	3,466 m	0,135 m
3º Q	1,212 m	0,572 m	-		0,857 m	2,862 m	0,286 m
Horizontais	0,857 m	0,779 m		4,005 m	1,335 m	2,280 m	0,390 m
Descendentes	0,935 m	0,779 m			1,335 m	2,280 m	0,390 m
Soleira	0,857m	0,779 m			1,335 m	2,514 m	0,156 m
Teto			0,220 m				
Hasteais	0,60 m	0,680 m			-	4,005 m	-

Contrariamente ao diagrama aplicado em obra que continha 4 quadrados, o diagrama proposto foi dimensionado com 3 quadrados já que a distância à frente calculada para o 4ºQ se apresentou

superior à distância à frente máxima dos furos de alargamento tendo-se procedido à sua eliminação. Relativamente aos furos de alargamento também não foram considerados furos ascendentes pois ao serem dimensionados iriam ter uma distância mínima em relação aos furos da soleira, já que a dimensão da secção tem uma área pequena, o que poderia levar à sobreescavação e a um mau corte da soleira. Comparativamente aos furos de contorno em ambos os casos foi considerado um desmonte suave.

Posteriormente ao dimensionamento da geometria do diagrama foram avaliados todos os parâmetros relativos à escolha do explosivo (tabela 41).

Tabela 41 - Dimensionamento do explosivo para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA PARA ZG1-ZG2								
Dimensionamento do explosivo								
Setor	Secção	Número de furos	Tipo	Diâmetro	Comprimento	Peso	Número de cartuchos por furo	Carga por furo
Caldeiro	1º Q	4	Emulsão	22 mm	500 mm	265 g	6	1,59 kg
	2º Q	4	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	1	1,25 g
			Emulsão	22 mm	500 mm	265 g	4	
	3º Q	4	Emulsão	40 mm	500 mm	833 g	1	2,93 kg
			Emulsão	28 mm	200 mm	140 g	15	
	Alargamento	Horizontais	6	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	5
Emulsão				22 mm	500 mm	265 g	3	
Descendentes		5	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	5	1,72 kg
			Emulsão	28 mm	500 mm	265 g	3	
Contorno	Soleira	6	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	5	1,35 kg
			Emulsão	28 mm	200 mm	140 g	3	
	Teto	9	Emulsão	22 mm	500 mm	250 g	6	1,50 kg
	Hasteais	6	Emulsão	22 mm	500 mm	250 g	6	1,50 kg
TOTAL		44					207	

Após o dimensionamento das características geométricas e do explosivo a aplicar no diagrama de fogo foram determinados os valores da carga e perfuração para cada setor e respetiva secção (tabelas 42 e 43, respetivamente).

Tabela 42 – Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA PARA ZG1-ZG2					
Dimensionamento da carga e perfuração por setor					
Setor	Carga	Metros perfurados	Volume desmontado	Carga específica	Perfuração específica
Caldeiro	23,07 kg	48,06 m	5,21 m ³	4,43 kg/m ³	9,23 m/m ³
Alargamento	18,92 kg	44,06 m	10,31 m ³	1,84 kg/m ³	4,27 m/m ³
Contorno	30,57 kg	84,11 m	17,05 m ³	1,79 kg/m ³	4,93 m/m ³
TOTAL	72,56 kg	176,22 m	32,57 m³	2,23 kg/m³	5,41 m/m³

Tabela 43 – Dimensionamento da carga e perfuração por secção para o diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA PARA ZG1-ZG2					
Tabela resumo do dimensionamento da carga e perfuração por secção					
Secção	Carga	Metros perfurados	Volume desmontado	Carga específica	Perfuração específica
1º Q	6,36 kg	16,02 m	0,21 m ³	29,69 kg/m ³	74,80 m/m ³
2º Q	4,98 kg	16,02 m	0,91 m ³	5,48 kg/m ³	17,64 m/m ³
3º Q	11,73 kg	16,02 m	4,09 m ³	2,87 kg/m ³	3,92 m/m ³
Horizontais	10,32 kg	24,03 m	4,55 m ³	2,27 kg/m ³	5,28 m/m ³
Descendentes	8,60 kg	20,03 m	5,76 m ³	1,49 kg/m ³	3,48 m/m ³
Soleira	8,07 kg	24,03 m	6,61 m ³	1,22 kg/m ³	3,63 m/m ³
Teto	13,50 kg	36,05 m	7,08 m ³	1,91 kg/m ³	5,09 m/m ³
Hasteais	9,00 kg	24,03 m	3,36 m ³	2,68 kg/m ³	7,15 m/m ³
TOTAL	72,56 kg	176,22 m	32,57 m³	2,23 kg/m³	5,41 m/m³

Realizado todo o dimensionamento do diagrama foi possível obter o esquema gráfico do mesmo (figura 94).

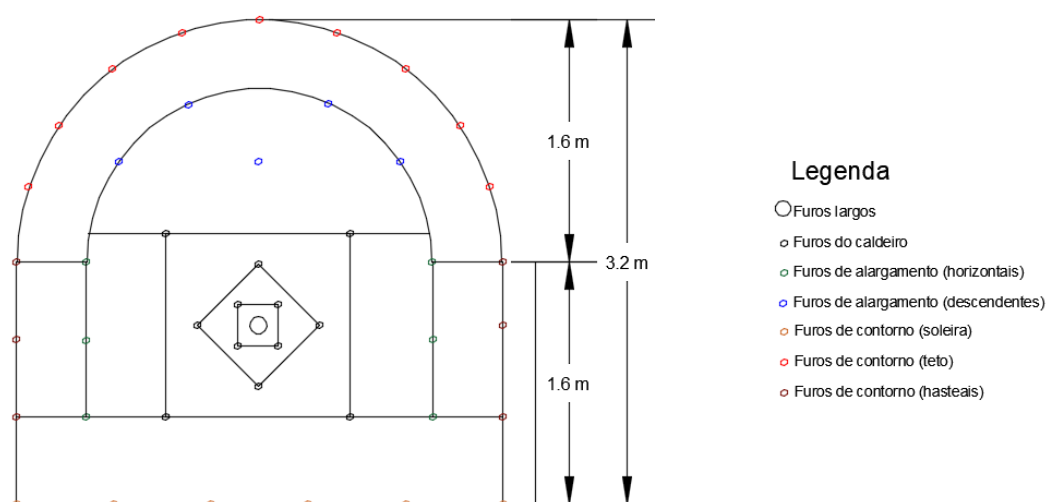


Figura 94 – Representação do diagrama de fogo proposto para ZG1 – ZG2

Após obtenção dos resultados da proposta de dimensionamento da carga e perfuração para ZG1-ZG2 é possível realizar a sua análise tendo por base a comparação entre os mesmos e aqueles obtidos do dimensionamento do diagrama aplicado em obra. Através da tabela 29, é possível detetar valores mais elevados da carga, dos metros perfurados, da carga específica e da perfuração específica sendo, por sua vez, o volume desmontado inferior relativamente aqueles alcançados na conceção do dimensionamento do diagrama para ZG1-ZG2. Estas diferenças são o resultado de um menor número de furos e conseqüente menor número de cartuxos dimensionados para o diagrama proposto que têm influência direta na carga por furo e carga em cada secção e setor. Outro parâmetro dimensionado que é preponderante é o comprimento do furo o qual foi maior para o diagrama proposto (4,01 m) em contraste com aquele aplicado em obra (3,60 m). Este facto, juntamente com os anteriormente referidos, intervém nas diferenças dos valores dos metros perfurados, carga e perfuração específica e volume desmontado. Em suma, apesar de o valor da perfuração específica ter sido menor no diagrama proposto do que aquele resultante do dimensionamento do diagrama aplicado em obra, de forma a haver uma melhor e maior distribuição das cargas ao longo do diagrama favorecendo um melhor desmonte, obteve-se uma menor carga específica o que, à partida, é indicativo de uma menor probabilidade de ocorrência de sobreescavação.

4.13.2. Diagrama de fogo proposto para ZG3-ZG4

O comprimento do túnel utilizado corresponde à soma dos comprimentos de ZG3 e ZG4 (tabela 44).

Tabela 44 - Dados do diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG3-ZG4								
Dados								
Tipo e geometria do túnel					Caldeiro		Área	
Sistema de avanço	Tipo	Largura do túnel	Altura dos Hasteais	Altura do centro do túnel	Comprimento do túnel	Localização	Tipo	Área da secção
Secção plena	Ferradura	3,20 m	1,60 m	3,20 m	240 m	Central	<i>Burn cut</i>	9,14 m ²

Na tabela 45 são apresentadas as características do maciço.

Tabela 45 - Características do maciço em ZG3-ZG4

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG3-ZG4		
Características do maciço		
Litologia	Grau de alteração	Grau de fraturação
Granito/Micaxisto	W3-W4	F3

No que respeita às características do maciço em ZG3-ZG4 observou-se que o mesmo se apresenta mais alterado e fraturado do que em ZG1-ZG2 já que se encontra numa zona de transição litológica

Posteriormente à especificação dos dados e características do maciço é essencial dimensionar o furo largo (tabela 46).

Tabela 46 - Dimensionamento do furo largo para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG3-ZG4	
Escolha do furo largo	
Diâmetro do furo largo	102 mm
Número de furos não carregados	1
Comprimento dos furos	3,360 m
Avanço	3,002 m
Rendimento	89 %

Para o dimensionamento do diagrama para ZG3-ZG4 optou-se pela escolha de um diâmetro do furo largo menor do que o utilizado no dimensionamento do diagrama para ZG1-ZG2 uma vez que o maciço possui um grau de alteração mais evidente sendo essencial diminuir o diâmetro do furo. Esta diminuição no diâmetro do furo leva a um menor comprimento dos furos e menor avanço. Porém o rendimento da pega mantém-se.

Após escolha do furo largo seguiu-se o dimensionamento do caldeiro, furos de alargamento e contorno. Na tabela 47 é apresentado um resumo dos valores obtidos dos cálculos para a geometria do diagrama.

Tabela 47 – Geometria do diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

DIAGRAMA DE FOGO PROPOSTO PARA ZG3-ZG4							
Geometria do diagrama							
Secção	Espaçamento (W)	Distância à frente (B)	Look-out (L)	Comprimento do furo (H)	Altura da carga de fundo (hb)	Altura da carga de coluna (hb)	Tamponamento (h0)
1º Q	0,216 m	0,102 m			-	3,207 m	0,153 m
2º Q	0,459 m	0,216 m			0,325 m	2,927 m	0,108 m
3º Q	0,974 m	0,459 m	-		0,689 m	2,442 m	0,230 m
Horizontais	0,857 m	0,779 m		3,360 m	1,120 m	1,850 m	0,390 m
Descendentes	0,935 m	0,779 m			1,120 m	1,850 m	0,390 m
Soleira	0,857 m	0,779 m	0,201 m		1,120 m	2,084 m	0,156 m
Teto Hasteais	0,400 m	0,680 m			-	3,360 m	-

Como se sucedeu no dimensionamento do diagrama para ZG1-ZG2, para este caso também foram dimensionados apenas 3 quadrados e não se consideraram furos ascendentes com base no mesmo paradigma. Relativamente ao desmonte do contorno foi igualmente considerado um desmonte suave. Posteriormente ao dimensionamento da geometria do diagrama foram avaliados todos os parâmetros relativos à escolha do explosivo (tabela 48).

Tabela 48 - Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA PARA ZG3-ZG4								
Dimensionamento do explosivo								
Setor	Secção	Número de furos	Tipo	Diâmetro	Comprimento	Peso	Número de cartuchos por furo	Carga por furo
Caldeiro	1º Q	4	Emulsão	22 mm	500 mm	265 g	4	1,06 kg
	2º Q	4	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	1	0,98 g
			Emulsão	22 mm	500 mm	265 g	3	
	3º Q	4	Emulsão	40 mm	500 mm	833 g	1	2,16 kg
			Emulsão	22 mm	500 mm	265 g	5	
	Alargamento	Horizontais	6	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	5
Emulsão				22 mm	500 mm	265 g	3	
Descendentes		9	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	5	1,72 kg
			Emulsão	28 mm	500 mm	265 g	3	
Contorno	Soleira	6	Emulsão	28 mm	250 mm	185 g	5	2,47 kg
			Emulsão	28 mm	200 mm	140 g	11	
	Teto	10	Emulsão	22 mm	500 mm	250 g	5	1,25 kg
	Hasteais	6	Emulsão	22 mm	500 mm	250 g	5	1,25 kg
TOTAL		49					209	

Após o dimensionamento das características geométricas e do explosivo a aplicar no diagrama de fogo foram determinados os valores da carga e perfuração para cada setor e respetiva secção (tabelas 49 e 50, respetivamente).

Tabela 49 – Dimensionamento da carga e perfuração por setor para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA PARA ZG3-ZG4					
Dimensionamento da carga e perfuração por setor					
Setor	Carga	Metros perfurados	Volume desmontado	Carga específica	Perfuração específica
Caldeiro	16,79 kg	40,32 m	2,82 m ³	5,95 kg/m ³	14,29 m/m ³
Alargamento	21,83 kg	50,40 m	9,66 m ³	2,19 kg/m ³	5,06 m/m ³
Contorno	27,23 kg	73,92 m	14,64 m ³	1,86 kg/m ³	5,05 m/m ³
TOTAL	65,85 kg	164,64 m	27,42 m³	2,40 kg/m³	6,00 m/m³

Tabela 50– Dimensionamento da carga e perfuração por secção para o diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

DIAGRAMA DE FOGO APLICADO EM OBRA PARA ZG3-ZG4					
Dimensionamento da carga e perfuração por secção					
Secção	Carga	Metros perfurados	Volume desmontado	Carga específica	Perfuração específica
1º Q	4,24 kg	13,44 m	0,12 m ³	36,55 kg/m ³	115,84 m/m ³
2º Q	3,92 kg	13,44 m	0,49 m ³	7,97 kg/m ³	27,32 m/m ³
3º Q	8,63 kg	13,44 m	2,21 m ³	3,90 kg/m ³	6,07 m/m ³
Horizontais	8,73 kg	20,16 m	3,71 m ³	2,35 kg/m ³	5,44 m/m ³
Descendentes	13,10 kg	30,24 m	6,25 m ³	2,09 kg/m ³	4,84 m/m ³
Soleira	7,23 kg	20,16 m	5,55 m ³	1,30 kg/m ³	3,63 m/m ³
Teto	12,50 kg	33,60 m	6,15 m ³	2,03 kg/m ³	5,47 m/m ³
Hasteais	7,50 kg	20,16 m	2,94 m ³	2,55 kg/m ³	6,86 m/m ³
TOTAL	65,85 kg	164,64 m	27,42 m³	2,40 kg/m³	6,00 m/m³

Realizado todo o dimensionamento do diagrama foi possível obter o esquema gráfico do mesmo (figura 95).

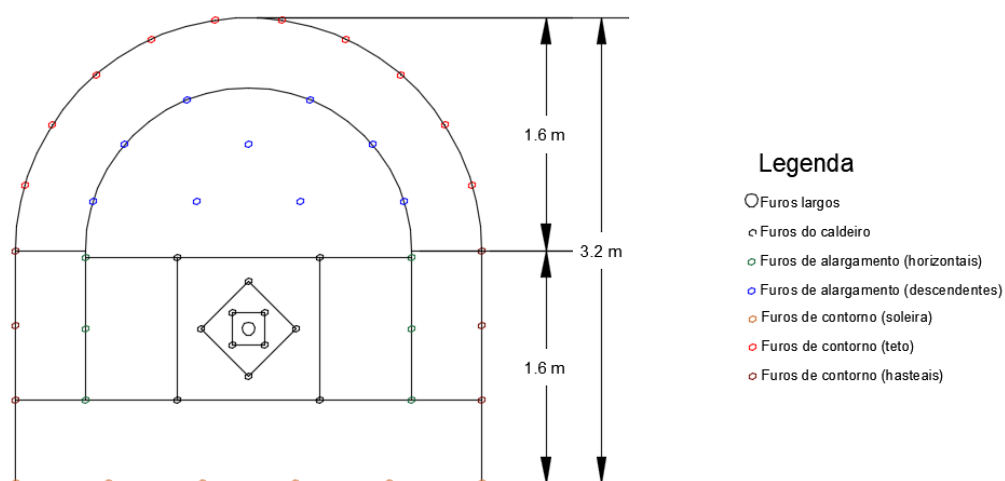


Figura 95 – Representação do diagrama de fogo proposto para ZG3 – ZG4

Alcançados os valores relativos à proposta de dimensionamento da carga e perfuração para ZG3-ZG4 torna-se essencial analisá-los e compará-los aos resultantes do dimensionamento do diagrama aplicado em obra. Tendo mais uma vez como referência a tabela 29 verificam-se, tal como para a proposta para ZG1-ZG2, valores mais baixos para parâmetros como a carga, os metros perfurados, a carga específica e perfuração específica. Porém, para este novo planeamento obteve-se um menor volume desmontado do que aquele aferido no diagrama aplicado em obra uma vez que o comprimento de furo proposto é menor do que aquele aplicado o que se traduz num menor avanço da pega e, por isso, menor volume desmontado. O número de furos dimensionados foi quase similar com apenas 2 furos de diferença apesar de o número de cartuchos dimensionados ser bastante discrepante para o diagrama proposto do que aquele aplicado em obra. No que diz respeito à carga e metros perfurados foram obtidos valores bastantes menores tanto relativamente ao dimensionamento aplicado em obra quanto aquele proposto para ZG1-ZG2. Relativamente à carga específica o valor obtido foi menor permitindo minimizar a eventual ocorrência de sobreescavação. Por fim, a perfuração específica ainda que não apresente valores superiores aqueles aplicados conjugada com uma menor carga específica será possível reduzir o risco de excesso de rocha desmontada aquando da detonação.

4.13.3. Análise e comparação entre a carga e perfuração específicas nos hasteais e teto

Após o estudo do diagrama de fogo aplicado em obra e dos dois propostos para o troço de túnel analisado é essencial refletir acerca de dois parâmetros essenciais que terão uma maior influência na ocorrência da sobreescavação sendo eles a carga e a perfuração específica. Na tabela 51 é apresentado um resumo com os valores relativos a estes dois fatores relativamente ao diagrama aplicado em obra e aqueles propostos para ZG1-ZG2 e ZG3-ZG4.

Tabela 51 – Comparação e resumo dos valores da carga e perfuração específica para o dimensionamento do diagrama aplicado em obra e para o dimensionamento proposto para ZG1-ZG2 e ZG3-ZG4

	Carga específica		Perfuração específica	
	Teto	Hasteais	Teto	Hasteais
Diagrama aplicado em obra	2,79 kg/m ³	2,70 kg/m ³	6,02 m/m ³	5,81 m/m ³
Diagrama proposto para ZG1 – ZG2	1,91 kg/m ³	2,68 kg/m ³	5,09 m/m ³	7,15 m/m ³
Diagrama proposto para ZG3 – ZG4	2,03 kg/m ³	2,55 kg/m ³	5,47 m/m ³	6,86 m/m ³

Através da análise da tabela é possível concluir que os valores obtidos da carga específica adquiridos para o teto e hasteais no dimensionamento aplicado em obra são superiores aqueles que resultaram da proposta do dimensionamento tanto para ZG1-ZG2 como para ZG3-ZG4. Este novo dimensionamento ao apresentar valores mais baixos deste parâmetro terá mais garantias de que a ocorrência de sobreescavação seja mais reduzida uma vez que não estaremos a imprimir no maciço tanto volume de cargas por metro cúbico.

Já em relação à perfuração específica os valores alcançados através do novo dimensionamento apresentam-se mais elevados relativamente ao aplicado em obra quando analisando a secção dos hasteais. Por sua vez, apresentam valores mais reduzidos quando nos debruçamos sobre o teto uma vez que o número de furos nesta secção é superior no diagrama aplicado em obra. O fator da perfuração específica é igualmente determinante uma vez que diz respeito à distribuição das cargas pelas diferentes zonas e, por essa razão, quanto maior for o seu valor melhor será essa distribuição ao longo do diagrama. Neste caso, apesar de não se verificar a sua predominância, num todo, o facto de a carga específica ser mais baixa já mitiga possíveis desmontes de rocha excedente.

No anexo X é apresentada uma representação gráfica dos três diagramas de fogo analisados permitindo um complemento visual à comparação analítica realizada anteriormente.

4.14. Breve análise técnico-económica relativamente ao custo da sobreescavação

A partir do momento em que ocorre sobreescavação consequente de um desmonte com recurso a explosivos é essencial para a empresa avaliar o impacto do sucedido uma vez que envolve uma situação inesperada que irá ter influências técnico-económicas muitas vezes consideráveis. Este trabalho teve como foco principal o estudo da sobreescavação, contudo será feita uma breve análise aos custos inerentes da sobreescavação ocorrida ao longo dos 500 m de troço estudado.

Considerando um custo de referência de 120€/m³ escavado e após conclusão acerca do volume total desmontado em cada um dos casos analisado é possível concluir que:

- 1º Caso: Volume total sobreescavado= 325 m³ perfazendo um total de 39 000 €
- 2º Caso: Volume total sobreescavado= 727 m³ perfazendo um total de 87 240 €
- 3º Caso: Volume total sobreescavado= 479 m³ perfazendo um total de 57 480 €
- 4º Caso: Volume total sobreescavado= 176 m³ perfazendo um total de 21 120 €

Em suma, os valores obtidos são bastante elevados uma vez que apenas estamos a analisar 500 m de túnel que se traduz numa porção bastante pequena do tamanho total do túnel que terá na sua totalidade cerca de 3 253 m. Mais uma vez é de salientar que quanto melhor for o estudo realizado para o dimensionamento de um diagrama de fogo menores serão os gastos posteriores na eventualidade de surgir sobreescavação.

Capítulo 5 – Conclusões finais e perspectivas futuras

5. Conclusões finais e perspectivas futuras

O objetivo primordial deste trabalho incidiu sobre o estudo da execução de um túnel, com ênfase na caracterização do maciço rochoso, no diagrama de fogo aplicado para a execução do desmonte a realizar e na conseqüente sobreescavação obtida.

Através do reconhecimento geológico-geotécnico e geomecânico no trecho de 500 m de túnel analisado, através da técnica de amostragem linear e utilização do esclerómetro portátil, foram apuradas 424 descontinuidades através das quais foi possível concluir a presença de um maciço com um grau de alteração e fraturação maioritariamente W3 e F2, respetivamente. Em termos litológicos o maciço caracteriza-se como sendo granítico na sua generalidade (granito de grão médio de duas micas pontualmente com tendência porfiroide) apesar de se denotar a ocorrência de um contacto geológico (granito/micaxisto) num determinado local do trecho. Relativamente ao estudo da resistência à compressão uniaxial do material-rocha foram realizadas 78 estações geomecânicas nas descontinuidades e rocha, com distâncias de cerca de 5m entre estações, que permitiram concluir que o maciço apresenta uma resistência à compressão uniaxial de 93,80 MPa que segundo a classificação da ISRM (1981) diz respeito a uma resistência elevada, S2.

Posteriormente à análise e interpretação dos dados recolhidos foi possível realizar uma proposta de zonamento geotécnico para o trecho do túnel estudado avaliando as áreas que possuíam características idênticas entre si tendo sido zonadas 4 zonas distintas (ZG1, ZG2, ZG3 e ZG4), segundo o seu grau de alteração crescente.

Tendo sido exequível adquirir dados acerca do estudo geológico-geotécnico realizado previamente ao início da obra pela empresa Geocontrole é possível realizar uma análise comparativa entre estes dados e os resultantes do trabalho realizado em campo para este trabalho de dissertação. O trecho estudado localiza-se entre as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2 definidas no estudo pela Geocontrole sendo que ZG1 e ZG3 do zonamento proposto se localizam em ZG1. Por sua vez, ZG2 e ZG4 do zonamento proposto pertencem a ZG2. No que respeita à análise litológica do estudo prévio ao início da obra averiguou-se a presença de granitos de grão médio e gnaïsse/migmatito com grau de alteração de W1/W2, grau de fraturação de F2/F3 e grau de resistência à compressão entre 120 e 140 MPa para ZG1. Para ZG2 apurou-se a existência de granitos de grão médio e gosseiro e micaxisto/gnaïsses com grau de alteração W3, grau de fraturação F4-F5 e grau de resistência à compressão entre 20 a 70 MPa. Após comparação entre o estudo realizado pela Geocontrole e

aquele realizado em campo é possível verificar muitas semelhanças em termos de resultados obtidos.

Após caracterização do maciço rochoso foi realizada a identificação e levantamento da sobreescavação ao longo do traçado zonado através de um aparelho de medição laser de distâncias e ângulos fazendo o estudo do perímetro da secção do túnel nesse local. Na totalidade foram realizados 276 perfis que perfizeram 144 secções. O tratamento dos dados recolhidos foi efetuado no programa *Microsoft Excel 2016*. Para uma melhor compreensão foram analisados e comparados os valores dos perfis obtidos de cada zona geotécnica definida com os valores dos perfis dos diagramas dimensionados em obra tendo sido considerados 4 casos: o perfil médio de cada ZG com o perfil médio do diagrama aplicado em obra, o perfil médio de cada ZG com o perfil teórico (sem *look-out*) do diagrama aplicado em obra, o perfil médio de cada ZG sem *look-out* com o perfil teórico (sem *look-out*) aplicado em obra e o perfil médio de cada ZG com *look-out* com o perfil prático (com *look-out*) aplicado em obra. Através desta comparação foi possível obter as percentagens da sobreescavação. Para o 1º caso obteve-se uma percentagem de sobreescavação de 7%, para o 2º caso de 18%, para o 3º caso de 12% e para o 4º caso de 4%. Contudo, é essencial reter que o valor considerado para o *look-out* aplicado em obra foi o valor teórico sendo que na prática o desvio de perfuração poderá ter alternado ao longo das pegadas de fogo o que torna a avaliação deste parâmetro bastante complexa. Desta forma concluiu-se que dos 4 casos considerados aqueles que poderão oferecer uma melhor ponderação acerca da sobreescavação são o 2º e 3º caso em que foi considerado como parâmetro de comparação o diagrama teórico aplicado em obra.

Por fim, e com o objetivo de compreender de que forma é que o dimensionamento de um diagrama de fogo interfere na menor ou maior sobreescavação no desmonte de maciços rochosos e, neste caso, no que diz respeito ao troço de túnel estudado, foram propostos dois diagramas de fogo que foram dimensionados a partir dos dados obtidos da caracterização geológico-geotécnico-geomecânica realizada tendo como objetivo final comparar os resultados obtidos deste novo dimensionamento com aquele aplicado em obra. Desta forma foi dimensionado um diagrama de fogo para ZG1-ZG2 e um segundo para ZG3-ZG4. Após análise dos resultados obtidos foi essencial refletir essencialmente acerca dos parâmetros da carga e perfuração específica. A avaliação do primeiro parâmetro permite estabelecer uma noção de como será o comportamento do maciço rochoso ao ser desmontado com recurso a explosivos sendo que se o seu valor for elevado poderá levar a uma fragmentação maior do que o esperado e conseqüentemente a uma maior dispersão

do material desmontado devido à intensidade das projeções. A ponderação do segundo parâmetro é igualmente determinante tendo grande impacto nos resultados finais da escavação já que uma maior perfuração específica reflete-se numa melhor distribuição das cargas explosivas o que irá favorecer uma melhor qualidade do desmonte. Através do novo dimensionamento alcançaram-se valores menores para a carga específica total (2,23 kg/m³ para ZG1-ZG2 e 2,40 kg/m³ para ZG3-ZG4) em comparação ao valor da mesma para o dimensionamento do diagrama aplicado em obra (3,45 kg/m³). Contudo, os valores da perfuração específica total apresentaram-se mais elevados para o diagrama aplicado em obra (6,28 m/m³) do que para os diagramas propostos (5,41 m/m³ para ZG1-ZG2 e 6,00 m/m³ para ZG3-ZG4). Os diferentes valores são resultado das diferentes particularidades de cada dimensionamento, contudo, existem parâmetros que é fundamental comparar. Numa visão geral pode concluir-se que para o dimensionamento dos novos diagramas foram consideradas cargas de fundo e cargas de coluna distintas em oposição ao dimensionamento do diagrama aplicado em obra em que não houve distinção de cargas o que pode indicar um excesso de carga explosiva excedente neste segundo caso. No que respeita ao desmonte do contorno, para ambos os casos foi considerado um desmonte suave. Porém, em obra optou-se pela utilização do mesmo explosivo aplicado nas restantes seções o qual foi distribuído com determinado espaçamento entre si ao longo de canas pré-preparadas em oposição aos diagramas dimensionados em que para o desmonte do contorno foi utilizado um explosivo com uma menor concentração de carga do que os restantes utilizados com o intuito de minimizar os impactos no momento da detonação. Os valores da carga e perfuração específica obtidos para as seções do contorno, teto e hasteais, locais passíveis de sofrer sobreescavação, foram inferiores nos diagramas propostos do que aqueles resultantes do dimensionamento do diagrama aplicado em obra.

Em suma, conclui-se que um bom dimensionamento do diagrama de fogo a aplicar é essencial a um desmonte ideal em que a possibilidade de ocorrência de sobreescavação seja minimizada sendo essencial ponderar exaustivamente os parâmetros da carga e perfuração específica.

A ocorrência de sobreescavação terá sempre influência negativa no custo final de uma obra seja em termos do transporte do material desmontado que implicará um maior número de viagens realizadas pela pá carregadora para remover todo o material seja pela possível necessidade de colocação de sustimento no maciço que após sofrer um maior impacto do que o esperado poderá perder a sua autoportância. No caso do presente estudo foi realizada uma breve análise técnico-económica relativamente ao custo que a sobreescavação ocorrida terá produzido no troço de 500 m estudado considerando um custo de referência de 120€/m³ escavado. Através do valores do

volume da rocha sobreescavada em cada um dos 4 casos analisados concluiu-se que para o 1º caso o custo que resultou da sobreescavação foi de 39 000 €, para o 2º caso de 87 240 €, para o 3º caso de 57 480 € e para o 4º caso de 21 120 €. Os valores obtidos são considerados bastante elevados uma vez que se trata apenas de 500 m de troço de um total com uma totalidade de 3 253 m.

Relativamente a perspectivas futuras sugere-se o desenvolvimento de um estudo mais pormenorizado da influência da sobreescavação em termos técnico-económicos o qual se apresentará benéfico para a empresa permitindo que a mesma avalie todo o processo de escavação tentando otimizar ao máximo todos os procedimentos envolvidos.

Capítulo 6 – Referências bibliográficas

6. Referências bibliográficas

- Aires-Barros L.,1991. Alteração e alterabilidade de rochas. Instituto Nacional de Investigação Científica, Lisboa. 384 pp.
- Aydin, A. & Basu, A., 2005. The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology*, 41: 1211–14.
- Barton, N. R., 1974. *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Springer.
- Barton, N. R., 1983. Application of Q-system and index tests to estimate shear strength and deformability of rock masses. *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon*, 2: II.51–70.
- Bastos M., 1998. *A Geotecnia na Concepção, Projecto e Execução de Túneis em Maciços Rochosos*. Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico. 166pp. (Tese de mestrado).
- Bernardo, P. A. M., 2004. *Impactes ambientais do uso de explosivos na escavação de rochas, com ênfase nas vibrações*. Instituto Superior Técnico, Lisboa. (Tese de doutoramento).
- Bernardo, P. A. M., 2009. *Escavação de Maciços Rochosos com Explosivos*. 6º Curso Sobre Explosivos para Responsáveis Técnicos de Pedreiras e Obras de Escavação. Organizado pelo CEGEO (Centro de Geotecnia do I. S. T.), no I. S. T.
- Bhandari, S., 1997. *Engineering Rock Blasting Operations*, Rotterdam.
- Bieniawski, Z. T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs*, 15(12): 335–44.
- Bieniawski, Z. T., 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. Wiley: New York.
- Brady, B. H. G. & Brown, E. T., 2004. *Rock mechanics for underground mining*, 3rd Edition, George Allen & Unwin, London. 527 pp.
- Cargill J.S. & Shakoor A., 1990. Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pp. 495–503.

Carta Geológica de Portugal, escala 1:300 000, folha 14C – Castro d’Aire

Cartas Militares nº166 e nº167 à escala 1:5 000 e 1:400

CFCFF - Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow, 1996. Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications. National Research Council, National Academy Press, 568 pp.

Chaminé, H.I. (2016). Técnicas de amostragem em estudos de maciços rochosos fracturados: importância na prática da geologia estrutural, geociências de engenharia e mecânica das rochas. In: H.I. Chaminé, M.J. Afonso, A.C. Galiza (eds.), Eduardo Gomes (1931-2008): Engenheiro, Docente, Empreendedor - Uma Homenagem. Coleção LABCARGA-Geo|2, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada & Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. p. 297-343.

Chaminé H.I.& Gaspar A.F.,1995. Estudo da compartimentação de maciços rochosos pela técnica de amostragem linear: aplicação a uma travessa da Mina de Carvão de Germunde. Estudos, Notas e Trabalhos, Inst.Geol.Min., 37: pp.97-111.

Chaminé, H.I., Afonso, M.J., Ramos, L., Pinheiro, R. (2015). Scanline sampling techniques for rock engineering surveys: insights from intrinsic geologic variability and uncertainty. In: Giordan D., Thuro K., Carranza-Torres C., Wu F., Marinós P., Delgado C. (eds.), Engineering Geology for Society and Territory – Applied Geology for Major Engineering Projects, IAEG, Springer, 6: 357-361.

Costa, B. M. A., 2012. Ferramenta informática de apoio à escavação de túneis. Departamento de Minas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Deere, D.U., Hendrom, A.J., Patton; F.D. & Cording, E.J., 1967. Design of surface and near surface construction in rock. In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. Symp. Rock mech., (ed. C. Fairhurst) pp. 237

Dinis da Gama C., 1995. Aspectos geotécnicos y de fracturación de las rocas ornamentales. In:López Jimeno, C. (Ed.). Cap. 10 del Manual de Rocas Ornamentales. Entorno Gráfico SL, Madrid. pp. 231-246.

Fonseca L., Ramos L., Galiza A.C., Chaminé H.I. (2010). Avaliação geomecânica de maciços rochosos fracturados e as tecnologias de perfuração: consequências técnico-económicas. In: Actas do 12º Congresso Nacional de geotecnia, SPG/UM, Guimarães, 10 p.

Franklin J.A., Broch E. & Walton G., 1971. Logging the mechanical character of rock. Trans. Inst. Min. Metall., 80:A1-A9.

Galiza, A.C. et al., 2013. Manual do operador de produtos explosivos, 2ªedição. 169 pp.

Geocontrolo – Geotecnia e Estruturas de Fundações S.A. por solicitação da Hydrocontracting Portugal, 2007. Aproveitamento Hidroeléctrico de Vilar do Monte Viseu – Estudo Geológico-Geotécnico, 118 pp.

Gomes,L. et al., 2007. Manual de Escavações Subterrâneas I, Instituto Superior de Engenharia do Porto. 136 pp.

González de Vallejo, L.I., et al., 2002. Ingeniería Geológica. Prentice Hall, Madrid. 715 pp.

Hartman H.L. [Senior Editor], 1992. SME Mining Engineering Handbook. 2 edition. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. Colorado, USA. 2 volumes, 2260 pp.+ anexos

Hoek, E. and Brown, E. T., 1988. The Hoek-Brown criterion – a 1988 update. Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp., Toronto, 31–38. Univ. Toronto Press: Toronto.

Hoek E., 2007. Practical rock engineering. RocScience: Hoek's Corner. 342 pp.

Hudson, J. A & Priest, S. D., 1983. Discontinuity frequency in rock masses. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 20: 73-89.

I.S.R.M. – International Society for Rock Mechanics, 1978, Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci. & Geomechanics. 15 (6): pp. 319-368.

I.S.R.M. - International Society for Rock Mechanics, 1981. Basic geotechnical description of rock masses Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 18: pp. 85-110.

I.S.R.M. - International Society for Rock Mechanics, 1987, Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr., 15: pp. 89-97.

I.S.R.M. – International Society for Rock Mechanics 2007, The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. (eds.), suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, ISRM. Ankara, Turkey. 628 pp.

Jimeno, E. L., Jimeno, C. L. & Bermudez, P. G., 2003. Manual de Perforación y Voladura de Rocas. ITGE. 2ª Edição. Espanha.

Konya, C. J. & Walter, E. J., 1990. "Surface Blast Design". Prentice-Hall, Inc.. New Jersey. E.U.A.

Langefors U. & Kihlstrom B., 1978. The modern technique of rock blasting. 3rd revised edition. John Wiley and Sons Ltd, New York. 438 pp.

López, F.Q., 1997. Instrumentación y control geotécnico. In Manual de túneles y obras subterráneas. pp. 697-719, Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid.

Martinho J., 2012. O uso de explosivos na escavação de túneis: Implementação do dimensionamento de diagramas de fogo em folhas de cálculo. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 179pp. (Tese de mestrado).

Martins R., Moreira P., Pereira C.S., Neto E., Pereira A.M., Teixeira J., Vieira A. & Chaminé H.I., 2006. A técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos no norte de Portugal. In: Actas do 10º Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Univ. Nova de Lisboa. 1: pp. 255-264.

Melâneo, F., 2008. Suportes provisórios e definitivos. Seminario de tuneis rodoviaros. IST, Lisboa. pp. 109 – 124.

Olofsson S., 1988. Applied Explosives Technology for Constructing and Mining. Aplex, Arla, Sweden.

Olofsson, S., 1991. Applied Explosives Technology For Constrution And Mining. (N. B. AB, Ed.) Arla, Suécia: Applex.

Peacock, D. C. P.; Harris, S. D. & Mauldon, M., 2003. Use of curved scanlines and boreholes to predict fracture frequencies. J. Struct. Geol., 25: 109-119.

Pereira, J., 1985. Caracterização geotécnica de maciços rochosos. Universidade Nova de Lisboa. 404 pp. (Tese de mestrado).

Pinheiro, R., Ramos, L., Teixeira, J., Afonso, M.J., Chaminé, H.I. (2014). MGC–RocDesign|CALC: a geomechanical calculator tool for rock design. In: L.R. Alejano, A. Perucho, C. Olalla & R. Jiménez (Eds.), Proceedings of Eurock2014, Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses (ISRM European Regional Symposium, Vigo, Spain, 26-28 May 2014), CRC Press/Balkema Taylor & Francis Group, London, p. 655-660. (on pen-drive insert, ISRM Paper CH100).

Priest, S. D. & Hudson, J. A., 1981. Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: 183-197.

Rocha M.,1981. *Mecânica das rochas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. 445 pp.

Rziha F., 1872. *Lehrbuch der Gesamten Tunnelbaukunst (Complete textbook on Tunnel construction) 2 Volume set.*, Berlin.

Sandvik Tamrock, 1999. *Rock excavation handbook for civil engineering*. GB, 363 pp.

Sauer, G., 2003. *Ground Support and its Toolbox, Earth Retention Systems 2003 (Conference by ASCE, The Deep Foundations Institute, and ADSC)*, New York City.

Schmidt, E. 1951, A non-destructive concrete tester. *Concrete*, 59 (8): 34-35.

Sousa, J.M., Atlas Copco, 2017. *Revista Construção e minas Nº1: Viseu com um túnel – Constrotúnel e Atlas Copco*, 10-11.

Tatiya, R. R., 2005. *Surface and Underground Excavations - Methods, Techniques and Equipment. Taylor & Francis Group, LLC.*

Zuquette, L. V. & Gandolfi, N., 2004. *Cartografia geotecnica. Oficina de textos, Brasil*, 189 pp.

Sites da internet

Atlas Copco. In <http://www.atlascopco.pt/> (consultado em janeiro/fevereiro 2017).

Caixa de ferramentas NATM, 2003. <http://www.geocompany.com.br/ftp/tuneis.pdf> (consultado em 15 de novembro 2016).

Esclerómetro portátil Elcometer 182 Digital Concrete Test Hammer <http://celticsurveys.ie> (consultado em 28 de outubro de 2016).

OricaMiningServices,2017.http://www.oricamining.com/cn/en/page/products_and_services/packaged_explosives/packaged_explosives (consultado em janeiro de 2017).

Carta Geológica online. <http://geoportal.ineg.pt/geoportal/mapas/index.html> (consultado em dezembro de 2017).

Capítulo 7 - Anexos

Anexos

Anexo I – Mapas topográficos e geológico:

- Planta de localização (ficheiro .jpg)
- Mapa topográfico (túnel montante) (ficheiro .jpg)
- Mapa topográfico (túnel jusante) (ficheiro .jpg)
- Carta geológica folha 14-C (Castro Daire) (ficheiro .tif)

Anexo II – Planta geral da área em estudo e zonamento geotécnico

- Planta geral da área em estudo e zonamento geotécnico (ficheiro .pdf)

Anexo III – ScanGeoDataBGD

- ScanGeoDataBGD_Vilar do Monte (ficheiro .xls)

Anexo IV – SchmidtDataUCS

- SchmidtDataUCS_Vilar do Monte (ficheiro .xls)

Anexo V – Proposta de zonamento

- Proposta de zonamento (ficheiro .pdf)

Anexo VI – Folha de cálculo sobreescavação

- Sobreescavação (ficheiro .xls)

Anexo VII – Planta geral do traçado global do túnel e área de estudo com ZG's propostas e perfis de sobreescavação

- Planta geral do traçado global do túnel e área de estudo com ZG's propostas e perfis de sobreescavação (ficheiro .pdf)
- Planta geral do traçado global do túnel e área de estudo com ZG's propostas e perfis de sobreescavação (ficheiro .dwg)

Anexo VIII – Folha de cálculo diagrama de fogo ZG1 – ZG2

- Folha de cálculo diagrama de fogo ZG1 – ZG2 (ficheiro .xls)

Anexo IX – Folha de cálculo diagrama de fogo ZG3 – ZG4

- Folha de cálculo diagrama de fogo ZG3 – ZG4 (ficheiro .xls)

Anexo X - Diagramas de fogo aplicado em obra e propostos

- Diagramas de fogo aplicado em obra e propostos (ficheiro .pdf)
- Diagramas de fogo aplicado em obra e propostos (ficheiro .dwg)