

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE UM  
TÚNEL RODOVIÁRIO  
CASO PRÁTICO DO NOVO TÚNEL NORTE  
DE ÁGUAS SANTAS  
ROGÉRIO MIGUEL COIMBRA DA  
COSTA PINHEIRO**

**M**

**2018**











# **MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE UM TÚNEL RODOVIÁRIO**

## **CASO PRÁTICO DO NOVO TÚNEL NORTE DE ÁGUAS SANTAS**

**ROGÉRIO MIGUEL COIMBRA DA COSTA PINHEIRO**

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

---

Orientador: Professor Doutor António José Fidalgo do Couto

---

Coorientador: Eng. António Emanuel Lemos Catarino

OUTUBRO DE 2018

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

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais, pela sua paciência e disponibilidade que nunca me fizeram desistir

*Não ter medo de falhar, faz parte da aprendizagem do processo*

*Ângelo Paupério*



## **AGRADECIMENTOS**

Queria demonstrar a minha mais sincera gratidão a todos aqueles que direta ou indiretamente prestaram o seu contributo e foram fundamentais para a realização desta dissertação.

Ao meu Pai, à minha mãe e ao meu irmão, por todo o apoio e sacrifícios, que nos momentos difíceis me fizeram não desistir.

À minha Esposa e ao meu Filho, pela sua alegria e paciência que sempre me acompanham todos os dias, tornando mais fácil esta tarefa.

À CONDURIL – ENGENHARIA, S.A., Eng.º António Miragaia e Eng.º António Catarino, que me proporcionaram todas as condições dentro da empresa para efetuar este trabalho. Um especial agradecimento ao Eng.º Ricardo Catarino, que desde que integrei a empresa foi um exemplo para mim.

Aos meus colegas, Eng.º Júlio Félix e Eng.º André Vinhas que me disponibilizaram toda a informação.

Às empresas que juntamente com a Conduril, integravam o consórcio construtor, RAMALHO ROSA COBETAR, SOCIEDADE DE CONSTRUÇÕES, S.A. como líder e EMPRESA DE CONSTRUÇÕES AMÂNDIO CARVALHO, S.A., e também a todos os seus colaboradores. Um agradecimento também aos colaboradores da empresa consultora, GEODATA Engineering S.p.A., responsável pelo projeto de execução, com quem também convivi durante a empreitada.

Ao meu orientador Professor Doutor António José Fidalgo do Couto, que desde o primeiro momento se disponibilizou para esta tarefa, pelo seu imprescindível e valioso apoio, pelos seus conselhos e orientações.



## **RESUMO**

Os túneis são obras de grande complexidade, multidisciplinares e coletivas. São das mais impressionantes obras de Engenharia Civil, sendo, no entanto, os seus métodos construtivos vagamente abordados no âmbito do Mestrado Integrado.

O presente documento diz respeito ao Trabalho Final de Mestrado, necessário para a conclusão do Mestrado em Engenharia Civil, área de Vias de Comunicação. Para tal, foi realizado o acompanhamento em obra, efetuando a análise de métodos construtivos, rendimentos e controlo de custos.

A empreitada foi adjudicada ao consórcio construtor RAMALHO ROSA COBETAR, SOCIEDADE DE CONSTRUÇÕES, S.A./CONDURIL – ENGENHARIA, S.A./EMPRESA DE CONSTRUÇÕES AMÂNDIO CARVALHO, S.A., e teve a duração de 22 meses (16-07-2015 a 15-05-2017). Compreende a “Conceção/Construção do novo Túnel de Águas Santas, no Sublanço Águas Santas/Ermesinde, da A4 - Autoestrada Porto/Amarante”.

Este documento espelha o trabalho de acompanhamento do referido projeto, desenvolvido em ambiente empresarial, como quadro da empresa CONDURIL.

Através deste documento tentar-se-á dar uma visão geral de quais as atividades de relevo e informação, que estão integradas na construção de uma infraestrutura como um túnel.

**PALAVRAS-CHAVE:** túnel, escavação, explosivo, perfuração, emboquilhamento.





## **ABSTRACT**

Tunnels are constructions of great complexity, multidisciplinary and collective. They are among the most impressive Civil Engineering works, however, their constructive methods are loosely addressed within the scope of the Master's Degree.

This document is related to the master's work, necessary for the conclusion of the master's degree in Civil Engineering, area of Rights of Way. To this end, work was carried out on the site, analysing construction plans, results and controlling costs.

The contract was awarded to the builder of the consortium RAMALHO ROSA COBETAR, of SOCIEDADE DE CONSTRUÇÕES, SA / CONDURIL - ENGENHARIA, SA / EMPRESA DE CONSTRUÇÕES AMÂNDIO CARVALHO, SA, for a period of 22 months (July 16, 2015 to May 15, 2017). It comprises the "Design / Construction of the new Tunnel of Águas Santas, in the Mortorway Section of Águas Santas/Ermesinde of the A4 – Porto/Amarante Highway”.

This document mirrors the follow-up work of the aforementioned project, developed in a business environment, as staff of the company CONDURIL.

Through this document will try to give an overview of the activities of relief and information, which are integrated in the construction of an infrastructure such as a tunnel.

**KEYWORDS:** tunnel, excavation, explosive, drilling, tunnel portal.



## ÍNDICE GERAL

<b>Agradecimentos</b> .....	i
<b>Resumo</b> .....	iii
<b>Abstract</b> .....	v
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b> .....	1
<b>1.2. RESUMO HISTÓRICO DOS TÚNEIS</b> .....	1
<b>1.3. EVOLUÇÃO NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS</b> .....	3
<b>1.4. ALGUNS TÚNEIS NOTÁVEIS</b> .....	8
1.4.1. TÚNEL DE SEIKAN NO JAPÃO .....	8
1.4.2. TÚNEL SOB O CANAL DA MANCHA “EUROTÚNEL” .....	9
1.4.3. TÚNEL DE BASE DE SÃO GOTARDO .....	11
<b>1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO</b> .....	13
<b>2 MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE UM TÚNEL RODOVIÁRIO</b> .....	15
<b>2.1. GENERALIDADES</b> .....	15
<b>2.2. CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS</b> .....	16
2.2.1. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RQD .....	17
2.2.2. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RMR .....	18
2.2.3. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO Q.....	22
2.2.4. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO LITTLE/ISRM .....	26
<b>2.3. SELEÇÃO PRÉVIA DO MÉTODO E FRENTE DE ESCAVAÇÃO</b> .....	28
2.3.1. CRITÉRIOS A ADOTAR NO MÉTODO DE ESCOLHA DA ESCAVAÇÃO .....	29
2.3.1.1. Método de Franklin <i>et al.</i> .....	30
2.3.1.2. Método de Kirsten .....	31
2.3.2. FRENTE DE ESCAVAÇÃO.....	32
<b>2.4. MÉTODOS CONVENCIONAIS DE ESCAVAÇÃO</b> .....	33
2.4.1. CUT AND COVER (CORTAR E COBRIR OU FALSO TÚNEL).....	33
2.4.1.1. Construção de baixo para cima .....	34
2.4.1.2. Construção de cima para baixo (método invertido) .....	35
2.4.2. NATM (NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD) .....	37

2.4.2.1. Escavação com meios mecanizados (roçadoras, escavadoras com martelo) .....	39
2.4.2.2. Drill and Blast (Perfuração e Explosão) .....	41
2.4.2.3. Seccionamento e diagramas de fogo .....	44
2.4.2.4. Tipos de explosivos .....	54
2.4.2.5. Tipos de detonadores .....	60
2.4.2.6. Ventilação .....	66
2.4.2.7. Saneamento, carga e transporte de escombros .....	68
2.4.2.8. Suporte provisório .....	71
2.4.2.9. Cálculo do ciclo de escavação .....	80
2.4.2.10. Monitorização .....	82
<b>2.5. MÉTODOS MECANIZADOS COM TUNELADORA DE ESCAVAÇÃO .....</b>	<b>82</b>
2.5.1. TBM's (TUNNEL BORING MACHINE) .....	82
2.5.1.1. Tuneladora para rocha sã "Open TBM" .....	87
2.5.1.2. Tuneladora para rocha com condições de alteração variáveis "Single Shield TBM" .....	90
2.5.1.3. Tuneladora para rocha com condições de alteração variáveis "Double Shield TBM" .....	93
2.5.1.4. Tuneladora para solo ou rocha alterada com ou sem nível freático "EPB TBM) .....	94
2.5.1.5. Tuneladora para solo ou rocha alterada com ou sem nível freático "Slurry Shielded TBM) .....	98
2.5.1.6. Tuneladora para solo ou rocha alterada com ou sem nível freático "Mixshield TBM) .....	101
2.5.1.7. Exemplo de túnel rodoviário efetuado com Tuneladora Mixshield TBM .....	105
2.5.2. PIPE JACKING .....	107
<b>2.6. REVESTIMENTO DE SUPORTE FINAL .....</b>	<b>108</b>
<b>3 TÚNEL DE ÁGUAS SANTAS .....</b>	<b>113</b>
<b>3.1. ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO PROJETO .....</b>	<b>113</b>
<b>3.2. DESCRIÇÃO GERAL DA EMPREITADA .....</b>	<b>116</b>
3.2.1. GEOMETRIA DO TRAÇADO .....	118
3.2.1.1. Via descendente .....	118
3.2.1.2. Restabelecimento 2A .....	121
3.2.2. PAVIMENTAÇÃO .....	122
3.2.2.1. Via descendente. Túnel - Troço entre o km 8+834.35 e o km 9+201.250 .....	122
3.2.2.2. Via descendente. Troço entre o km 8+765.00 e o Túnel e entre o Túnel e o km 9+280.00 ..	122
3.2.2.3. Via descendente. Troços entre o km 8+675 e o km 8+765 e entre o km 9+280 e o km 9+475 .....	123

3.2.2.4. Restabelecimento 2A (EM5552) .....	124
3.2.3. TÚNEL .....	125
3.2.3.1. Característica geométricas da secção Tipo I .....	126
3.2.3.2. Característica geométricas da secção Tipo II .....	127
3.2.3.3. Característica geométricas da secção Tipo com nichos .....	129
3.2.3.4. Características base e distribuição das secções .....	129
3.2.3.5. Zonamento geotécnico .....	130
3.2.3.6. Suporte primário .....	134
3.2.3.7. Principais condicionantes de superfície na execução do túnel .....	135
3.2.3.8. Monitorização .....	137
<b>3.3. MÉTODOS E FASEAMENTOS CONSTRUTIVOS .....</b>	<b>146</b>
3.3.1. SUSPENSÃO DE VIA FERROVIÁRIA NO TALUDE POENTE .....	146
3.3.2. ESCAVAÇÃO DO TALUDE POENTE .....	148
3.3.3. PRÉ ANEL NO EMBOQUILHAMENTO POENTE .....	150
3.3.4. EMBOQUILHAMENTO POENTE .....	153
3.3.4.1. Fase 1 – Calote Superior .....	153
3.3.4.2. Fase 2 – Rebaixo .....	155
3.3.5. ESCAVAÇÃO DO TALUDE NASCENTE .....	156
3.3.5.1. Cortina de estacas .....	158
3.3.5.2. Ancoragens .....	161
3.3.6. PRÉ ARCO NO EMBOQUILHAMENTO NASCENTE .....	168
3.3.6.1. Fase 1 – base do pré arco e enfilagens .....	168
3.3.6.2. Fase 2 – pré arco .....	169
3.3.7. EMBOQUILHAMENTO NASCENTE .....	170
3.3.7.1. Fase 1 – pré suporte da face e calote superior .....	170
3.3.7.2. Fase 2 – escavação da calote superior .....	171
3.3.7.3. Fase 3 – escavação 36 m – conclusão da calote superior .....	172
3.3.7.4. Fase 4 – escavação da calote inferior .....	173
3.3.7.5. Fase 5 – escavação 36 m – conclusão da calote inferior - rebaixo .....	174
3.3.8. ESCAVAÇÃO E SUPORTE PRIMÁRIO DO TÚNEL .....	175
3.3.8.1. Escavação em ZG1 .....	175
3.3.8.2. Escavação em ZG2 .....	178
3.3.8.3. Escavação em ZG3 .....	180

3.3.8.4. Sequência de escavação, plano de fogo tipo e explosivos.....	185
3.3.9. REVESTIMENTO DEFINITIVO DO TÚNEL .....	189
3.3.9.1. Sapatas laterais em betão armado .....	190
3.3.9.2. Sistema de impermeabilização e drenagem .....	191
3.3.9.3. Execução do arco em betão armado .....	195
<b>3.4. ASPETOS RELACIONADOS COM A GESTÃO DE OBRA.....</b>	<b>198</b>
3.4.1. ESCAVAÇÃO DO TÚNEL MINEIRO COM EXPLOSIVOS.....	198
3.4.2. BETONAGEM DO ARCO DE REVESTIMENTO FINAL.....	201
3.4.3. MONITORIZAÇÃO .....	202
<b>3.5. ANÁLISE DO DESENVOLVIMENTO DA EMPREITADA.....</b>	<b>203</b>
<b>4 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>207</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Qanats. Sistema de irrigação Persa ( <a href="http://www.waterhistory.org">www.waterhistory.org</a> ) .....	2
Fig. 2 – Aqueduto de Eupalinos em Samos, Grécia .....	2
Fig. 3 – Cloaca Massima em Roma .....	3
Fig. 4 – Túnel no Canal du Midi (wikipedia, 2018).....	4
Fig. 5 – Túnel de Hoosac (wikipedia, 2018).....	5
Fig. 6 – Réplica do escudo desenvolvido por Sir Marc Brunel ( <a href="http://geojuanjo.blogspot.pt">http://geojuanjo.blogspot.pt</a> , 2018) .....	6
Fig. 7 – Escavação com o escudo desenvolvido por Sir Marc Brunel ( <a href="http://geojuanjo.blogspot.pt">http://geojuanjo.blogspot.pt</a> ).....	6
Fig. 8 – Escudo usado na construção do túnel do rio St. Clair ( <a href="http://www.pinterest.pt">www.pinterest.pt</a> ).....	7
Fig. 9 – Perfil longitudinal do Túnel de Seikan ( <a href="http://www.pinterest.pt">www.pinterest.pt</a> ).....	8
Fig. 10 – Máquina desenvolvida para perfuração do Túnel de Seikan ( <a href="http://www.princess.com">www.princess.com</a> ) .....	9
Fig. 11 – Eurotúnel, Coquelles, Calais, França ( <a href="https://oglobo.globo.com">https://oglobo.globo.com</a> ).....	10
Fig. 12 – Secções do Eurotúnel ( <a href="http://slideplayer.es">http://slideplayer.es</a> ).....	10
Fig. 13 – Perfil do túnel São Gotardo ( <a href="http://slideplayer.es">http://slideplayer.es</a> ) .....	12
Fig. 14 – Tuneladora tipo “Gripper TBM” utilizada no túnel de base de São Gotardo ( <a href="https://www.herrenknecht.com">https://www.herrenknecht.com</a> ).....	13
Fig. 15 – Procedimento para a medição e cálculo do RQD (David Chapman, 2010) .....	17
Fig. 16 – Escavação no sentido e contra o sentido da inclinação das descontinuidades .....	20
Fig. 17 – Relação entre a extensão do vão livre e o período de tempo de estabilidade sem revestimento .....	21
Fig. 18 – Classes de maciços rochosos, sistema Q (Barton, 1974) .....	22
Fig. 19 – Parâmetros intervenientes no cálculo de Q .....	23
Fig. 20 – Ábaco que relaciona o índice Q com o tipo de suporte primário e a qualidade da rocha .....	24
Fig. 21 – Categorias de suporte estimadas através do valor de Q (Grimstad e Barton, 1993).....	25
Fig. 22 – Categorias de suporte estimadas através do valor de Q (Palmström e Broch, 2006) .....	26
Fig. 23 – Perfil típico de um maciço rochoso com zona superficial alterada e com solo residual (Little, 1969) .....	27
Fig. 24 – Classificação da escavabilidade de maciços rochosos, segundo Franklin <i>et al.</i> .....	31
Fig. 25 – Tipos e número de frentes de ataque .....	32
Fig. 26 – Frentes de ataque previstas no túnel de adução do AH de Gouvães .....	33
Fig. 27 – Sequência da construção de baixo para cima a céu aberto (Nôro, 2014).....	34
Fig. 28 – Exemplo de túnel a céu aberto ou falso túnel ( <a href="http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es">http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es</a> , 2018).....	35

Fig. 29 – Exemplo de túnel a céu aberto ou falso túnel, Estrada Catania-Siracusa (www.ulmaconstruction.pt, 2018) .....	35
Fig. 30 – Sequência da construção de cima para baixo a céu aberto (Nôro, 2014).....	36
Fig. 31 – Túnel invertido do Marquês (CPT, Comissão Portuguesa de Túneis).....	37
Fig. 32 – Método NATM de execução de um túnel (www.dot.ca.gov, 2018).....	38
Fig. 33 – Esquema NATM da sequência de escavação com recurso a explosivos (Félix, 2018) .....	39
Fig. 34 – Escavadoras equipadas com balde ou roçadora (www.liebherr.com, 2018).....	40
Fig. 35 – Escavadoras equipadas com balde ou roçadora (www.mining-technology.com, 2018).....	41
Fig. 36 – Escavadora equipadas com balde e tapete de carga (www.mining-technology.com, 2018) 41	
Fig. 37 – Escavadora equipadas com roçadora e tapete de carga (www.rocktechnology.sandvik, 2018).....	41
Fig. 38 – Jumbos de 1, 2 e 3 braços (www.epiroc.com, 2018).....	42
Fig. 39 – Software de Jumbos (www.epiroc.com, 2018).....	42
Fig. 40 – Diagramas de secção de influência de jumbos de 1, 2 e 3 braços (Atlas Copco).....	43
Fig. 41 – Tipos de bit e cabeça alargadora para furação com Jumbo (Félix, 2018).....	43
Fig. 42 – Gerador e depósitos (água e aditivos) instalado no túnel de Águas Santas .....	44
Fig. 43 – Exemplo de sequências de escavação para o NATM (Almeida e Sousa, 2005).....	45
Fig. 44 – Zonas de um diagrama de fogo tipo num desmonte subterrâneo (Bastos, 1998).....	45
Fig. 45 – Diagrama e retardos de um plano de fogo tipo .....	46
Fig. 46 – Distância de influência das cargas de contorno.....	48
Fig. 47 – Secção tipo e volumes teóricos e de pagamento da escavação e betão .....	48
Fig. 48 – Diagrama de fogo com caldeira em leque.....	50
Fig. 49 – Diagrama de fogo com caldeira em cunha ou V (Bastos, 1998).....	50
Fig. 50 – Diagrama de fogo com caldeira cilíndrica e furos paralelos (Bastos, 1998).....	50
Fig. 51 – Execução dos furos com jumbo .....	51
Fig. 52 – Caldeiro cilíndrico de 4 furos no túnel de Águas Santas .....	51
Fig. 53 – Relação entre o número de furos necessários em função da secção de escavação (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	52
Fig. 54 – Consumo específico de explosivo em função da secção de escavação (Alonso <i>et al</i> , 2013) .....	52
Fig. 55 – Diagrama de fogo pelo método Smooth Blasting no túnel de Águas Santas, utilizando detonadores Nonel e Eletrónicos .....	53
Fig. 56 – Cálculo exemplificativo da carga de explosivos (0,9 kg/m <sup>3</sup> ) pelo método Smooth Blasting no túnel de Águas Santas, utilizando detonadores Nonel e Eletrónicos.....	54
Fig. 57 – Cartuchos de dinamite de diferentes calibres (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	57



Fig. 58 – Explosivo tipo ANFO (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	58
Fig. 59 – Explosivo tipo HIDROGEL (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	59
Fig. 60 – Diferentes tipos de emulsão em função da proporção emulsão/Anfo (Alonso <i>et al</i> , 2013)...	59
Fig. 61 – Emulsão explosiva e equipamento de carga a granel (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	60
Fig. 62 – Colocação de explosivos e explosivos preparados em cana para o contorno .....	60
Fig. 63 – Detonador simples (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	61
Fig. 64 – Detonador elétrico instantâneo e de retardo (Alonso <i>et al</i> , 2013) .....	62
Fig. 65 – Detonador não elétrico ou NONEL (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	63
Fig. 66 – Detonador eletrônico (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	65
Fig. 67 – Cordão detonante (Alonso <i>et al</i> , 2013).....	66
Fig. 68 – Ventilação de um túnel ( <a href="http://www.portomaravilha.com.br/">http://www.portomaravilha.com.br/</a> , 2018) .....	66
Fig. 69 – Esquema elucidativo da ventilação de um túnel.....	68
Fig. 70 – Ventilador no túnel de Águas Santas.....	68
Fig. 71 – Saneamento da frente de escavação com martelo hidráulico em escavadora (TAS).....	69
Fig. 72 – Carga e transporte de escombros com pá e caminhão (TAS) .....	69
Fig. 73 – Esquema de transporte de escombros com pá mineira .....	70
Fig. 74 – Pá mineira GHH LHD LF-12H ( <a href="http://www.ghh-fahrzeuge.de">http://www.ghh-fahrzeuge.de</a> , 2018) .....	70
Fig. 75 – Pá de descarga lateral e caminhão.....	70
Fig. 76 – Ilustração de um nicho (Costa, 2012) .....	71
Fig. 77 – Esquema dos elementos de suporte primários de um túnel.....	71
Fig. 78 – Furação e colocação de enfilagens (TAS).....	72
Fig. 79 – Ciclo de escavação com suporte prévio em microestacas (TAS) .....	73
Fig. 80 – Frente de avanço com pregagem de PRFV e betão projetado e na face (TAS).....	73
Fig. 81 – Furação para instalação de pregagem de frente de fibra de vidro (Félix, 2018).....	74
Fig. 82 – Pormenor de injeção e pregagem de fibra de vidro P.E.R. Ground (Félix, 2018).....	74
Fig. 83 – Detalhe de uma cambota em perfis TH-29 .....	75
Fig. 84 – Execução de uma cambota treliçada no emboquilhamento .....	75
Fig. 85 – Sequência construtiva da cambota (Félix, 2018).....	76
Fig. 86 – Cambotas com perfis metálicos IPN para execução de falso túnel (TAS) .....	76
Fig. 87 – Execução de betão projetado com robot .....	77
Fig. 88 – Exemplo de uma pregagem com revestimento inicial de 1ª e 2ª fase em betão projetado...	78
Fig. 89 – Furação com Jumbo para execução de pregagem .....	78
Fig. 90 – Pregagem tipo swellex .....	79

Fig. 91 – Forças que atuam numa pregagem tipo swellex.....	79
Fig. 92 – Arco invertido ou Invert (TAS).....	80
Fig. 93 – Exemplo de diagrama de fogo e sustimento para cálculo do ciclo .....	81
Fig. 94 – Esquema de uma instrumentação convencional.....	82
Fig. 95 – Esquemas dos ciclos de avanço de TBMs com sistemas de propulsão distintos (Nôro, 2014) .....	83
Fig. 96 – Esquema de um anél de suporte final (Nôro, 2014) .....	84
Fig. 97 – Eretor de dois braços da EPBM “Bertha” (Nôro, 2014).....	85
Fig. 98 – Discos de corte para rocha em TBMs ( <a href="http://www.insuppa.com/Products.aspx?SayfalD=7">http://www.insuppa.com/Products.aspx?SayfalD=7</a> , 2018).....	85
Fig. 99 – ferramentas de corte de aço de elevada resistência com liga de carbonato de tungsténio, HRC 75 - 80 (Nôro, 2018) .....	86
Fig. 100 – Transportador de correia desenvolvendo-se ao longo do alinhamento de um túnel ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018).....	86
Fig. 101 – Esquema tridimensional de uma Open TBM (Nôro, 2014) .....	87
Fig. 102 – Esquema de possíveis escudos a acoplar nas Open TBMs.....	88
Fig. 103 – Sistemas de garras (Nôro, 2014) .....	89
Fig. 104 – Cabeças de corte (Nôro, 2014) .....	90
Fig. 105 – Esquema tridimensional de uma Single Shield TBM (Nôro, 2014).....	91
Fig. 106 – Cabeça de corte para um maciço alterado de uma Single Shield TBM (Nôro, 2014) .....	92
Fig. 107 – Esquema tridimensional de uma Single Shield TBM (Nôro, 2014).....	93
Fig. 108 – Esquema dos escudos da Double Shield TBM (adaptado de <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	94
Fig. 109 – Regulação da pressão de suporte na face do túnel ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	95
Fig. 110 – Esquema tridimensional de uma tuneladora EPB (Nôro, 2014) .....	96
Fig. 111 – Sistema de remoção de escombros de uma tuneladora EPB ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	97
Fig. 112 – Estação de tratamento de lamas da SFM construída para escavar o Túnel “Water Lee” sob o rio Tamisa para o projecto “Crossrail”, Londres, Reino Unido (Nôro, 2014).....	98
Fig. 113 – Bentonite sódica utilizada nas SFMs (Nôro, 2014) .....	99
Fig. 114 – “Mary”, a SFM contruída para a escavação do Túnel “Water Lee” sob o rio Tamisa para o projecto “Crossrail”, Londres, Reino Unido (Nôro, 2014).....	100
Fig. 115 – Colocação de um segmento do suporte final (Nôro, 2014).....	101
Fig. 116 – Trituradores de “Mandíbula” e de “Tambor” ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018).....	101
Fig. 117 – Operário equipado com equipamento de mergulho para efetuar manutenção na cabeça de corte de uma Mixshiled TBM (Nôro, 2014).....	103

Fig. 118 – Esquema tridimensional de uma Mixshiled TBM com tecnologia de SF e de OF (adaptado de <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018).....	104
Fig. 119 – Esquema tridimensional de uma Multi-mode TBM (adaptado de <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	105
Fig. 120 – Túneis já realizados por tuneladora e em planeamento ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018). .....	106
Fig. 121 – Localização do túnel rodoviário de Shanghai sobre o rio Yangtze ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	106
Fig. 122 – Corte transversal e interior do túnel rodoviário de Shanghai sob o rio Yangtze ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	107
Fig. 123 – Mixshield TBM do túnel rodoviário de Shanghai sobre o rio Yangtze ( <a href="http://www.herrenknecht.com">www.herrenknecht.com</a> , 2018) .....	107
Fig. 124 – Esquema de túnel por Pipe Jacking ( <a href="http://www.victoriatrenchlessolutions.com.au.com">http://www.victoriatrenchlessolutions.com.au.com</a> , 2018) .....	108
Fig. 125 – Carro de cofragem em posição de betonagem e em posição de descofragem (TAS).....	109
Fig. 126 – Carro de cofragem (TAS).....	110
Fig. 127 – Execução das sapatas do revestimento final de um túnel (TAS) .....	110
Fig. 128 – Montagem de armaduras (TAS).....	111
Fig. 129 – Execução do arco em betão (TAS).....	111
Fig. 130 – Gráfico do Tráfego no Sublanço Águas Santas/Ermesinde da A4 – Fonte IMT, I.P. (TMDA) .....	114
Fig. 131 – Planta de implantação prevista no projeto inicial de 2009 (fonte EIA) .....	115
Fig. 132 – Planta de implantação prevista no projeto reformulado de 2015 .....	116
Fig. 133 – Imagem virtual do emboquilhamento poente (esquerda) e nascente (direita) .....	116
Fig. 134 – Via descendente do Novo Túnel Norte de Águas Santas.....	117
Fig. 135 – Via descendente – geometria do traçado .....	118
Fig. 136 – Perfis transversais tipo dos troços exteriores ao túnel .....	119
Fig. 137 – Perfil transversal tipo do túnel.....	120
Fig. 138 – Restabelecimento 2A - geometria do traçado.....	121
Fig. 139 – Perfil transversal tipo do Restabelecimento 2A .....	122
Fig. 140 – Estrutura do pavimento entre o km 8+834.35 e o km 9+201.250.....	122
Fig. 141 – Estrutura do pavimento do troço entre o km 8+765.00 e o Túnel e entre o Túnel e o km 9+280.00 .....	123
Fig. 142 – Estrutura do pavimento entre o km 8+675 e o km 8+765 e entre o km 9+280 e o km 9+475 .....	124
Fig. 143 – Estrutura do pavimento do restabelecimento 2A.....	125
Fig. 144 – Características do novo túnel.....	125

Fig. 145 – Gabarit em secção tipo I - túnel .....	126
Fig. 146 – Secção Tipo I para zonamento ZG1 e ZG2 .....	127
Fig. 147 – Secção Tipo II para zonamento ZG3 .....	128
Fig. 148 – Secção Tipo II – Cut & Cover .....	128
Fig. 149 – Planta esquemática do túnel - nichos .....	129
Fig. 150 – Secção Tipo com nicho .....	129
Fig. 151 – Comparação entre o perfil geológico anterior e perfil atualizado no Emboquilhamento Nascente.....	131
Fig. 152 – Túnel - Via Descendente – Geologia e Geotecnia - Perfil Longitudinal.....	133
Fig. 153 – Zonamento transversal tipo em ZG3 (esquerda) e ZG2 (direita).....	134
Fig. 154 – Emboquilhamento nascente - Rua Dom Afonso Henriques/E.N.105 .....	135
Fig. 155 – Emboquilhamento nascente – Talude de escavação (situação inicial) .....	136
Fig. 156 – Emboquilhamento Poente - via ferroviária da Ligação Leixões – Ermesinde (2012-01-08) .....	136
Fig. 157 – Secção de monitorização tipo A (esquerda) e tipo I (direita) .....	138
Fig. 158 – Secção de monitorização tipo E1 nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente .....	140
Fig. 159 – Instrumentação nas vigas de aço (suspensão de via) do emboquilhamento poente .....	140
Fig. 160 – Instrumentação tipológica nas edificações.....	141
Fig. 161 – Secção tipo H de instrumentação no túnel norte existente.....	142
Fig. 162 – Solução técnica para suspensão de via.....	147
Fig. 163 – Suspensão de via férrea executada (Félix, J.).....	148
Fig. 164 – Escavação do talude poente (Félix, J.) .....	148
Fig. 165 – Escavação do talude poente junto ao emboquilhamento .....	149
Fig. 166 – Escavação do talude no portal poente .....	149
Fig. 167 – Configuração do suporte do talude adjacente no portal poente .....	150
Fig. 168 – Muro de gabiões e aterro final sobre o falso túnel poente (29/03/2017) .....	150
Fig. 169 – Secção tipo do falso túnel poente .....	151
Fig. 170 – Faseamento do falso túnel poente .....	152
Fig. 171 – Fase 1 e fase 2 concluídas do emboquilhamento poente (15/09/2016).....	153
Fig. 172 – Secção tipo de suporte em ZG1emb poente – fase 1.....	153
Fig. 173 – Corte longitudinal da fase 1 ZG1emb.....	154
Fig. 174 – Colocação das cambotas em ZG1emb – fase 1 (04/05/2016).....	154
Fig. 175 – Secção tipo de suporte em ZG1emb poente – fase 2.....	155

Fig. 176 – Corte longitudinal da fase 2 ZG1emb .....	155
Fig. 177 – Planta do emboquilhamento nascente (cortina de estacas).....	156
Fig. 178 – Faseamento de escavação do talude nascente .....	157
Fig. 179 – Faseamento de execução de estacas Ø1000 .....	160
Fig. 180 – Secção tipo das estacas secantes.....	160
Fig. 181 – Execução de estacas no TAS .....	161
Fig. 182 – Secção tipo da estrutura de contenção em estacas e ancoragens .....	162
Fig. 183 – Pormenor da ancoragem.....	162
Fig. 184 – Execução da furação da ancoragem (TAS 06/04/2016).....	163
Fig. 185 – Colocação das camisas de furação nas ancoragens (TAS 23/03/2016).....	164
Fig. 186 – Introdução das ancoragens no furo (TAS 03/08/2016).....	165
Fig. 187 – Injeção das ancoragens (TAS 23/03/2016) .....	166
Fig. 188 – Aplicação de pré-esforço com macaco hidráulico nas ancoragens (TAS 04/05/2016) .....	167
Fig. 189 – Secção tipo do falso túnel no emboquilhamento nascente.....	168
Fig. 190 – Secção tipo da fase 1 – base do pré arco no emboquilhamento nascente .....	168
Fig. 191 – Fase 1 – base do pré arco e enfilagens (TAS) .....	169
Fig. 192 – Secção tipo da fase 2 – pré arco no emboquilhamento nascente.....	169
Fig. 193 – Fase 2 – pré arco no emboquilhamento nascente (TAS) .....	170
Fig. 194 – Secção tipo em ZG3emb.....	170
Fig. 195 – Fase 2 – escavação da calote superior em ZG3emb .....	171
Fig. 196 – Fase 2 – escavação da calote superior em ZG3emb – colocação da 1ª cambota (TAS 21/09/2016) .....	172
Fig. 197 – Fase 3 – escavação 36 m da calote superior em ZG3emb .....	172
Fig. 198 – Fase 3 – escavação 36 m da calote superior em ZG3emb – enfilagens do 2º avanço 9 m (TAS 06/10/2016) .....	173
Fig. 199 – Fase 4 – escavação da calote inferior em ZG3emb .....	173
Fig. 200 – Fase 4 – demolição de estacas – escavação da calote inferior em ZG3emb (TAS 26/10/2016) .....	174
Fig. 201 – Fase 5 – escavação 36 m – conclusão da calote inferior em ZG3emb.....	174
Fig. 202 – Corte longitudinal fase 1 e 2 – escavação e suporte primário em ZG1.....	176
Fig. 203 – Secção tipo da fase 1 – escavação e suporte primário em ZG1 .....	176
Fig. 204 – Secção tipo da fase 2 – escavação e suporte primário em ZG1 .....	177
Fig. 205 – Corte longitudinal fase 1 e 2 – escavação e suporte primário em ZG2.....	178
Fig. 206 – Secção tipo da fase 1 – calote superior - escavação e suporte primário em ZG2 .....	179

Fig. 207 – Secção tipo da fase 2 - rebaixo – escavação e suporte primário em ZG2 .....	180
Fig. 208 – Secção tipo da fase 1 – pré-suporte da calote superior - escavação e suporte primário em ZG3 .....	181
Fig. 209 – Secção tipo da fase 2 – calote superior - escavação e suporte primário em ZG3 .....	182
Fig. 210 – Secção tipo da fase 3 – calote inferior - escavação e suporte primário em ZG3 .....	183
Fig. 211 – Secção tipo da fase 4 – rebaixo - escavação e suporte primário em ZG3 .....	184
Fig. 212 – Secção tipo da fase 4 – rebaixo – arco invertido em ZG3 .....	185
Fig. 213 – Execução do arco invertido em ZG3 (TAS 15/02/2017) .....	185
Fig. 214 – Ciclo de escavação mineira (TAS) .....	187
Fig. 215 – Tipo de explosivos utilizados no TAS (emulsões e cordão detonante) .....	188
Fig. 216 – Detonadores elétricos e não elétricos utilizados no TAS .....	188
Fig. 217 – Diagrama de fogo tipo utilizado na calote superior ZG1 ao Pk 8+904 no TAS .....	189
Fig. 218 – Pormenor do revestimento definitivo no TAS .....	190
Fig. 219 – Montagem e transporte das armaduras (TAS) .....	190
Fig. 220 – Betonagem das sapatas (TAS 10/2016) .....	191
Fig. 221 – Movimentação do carro de andaimes de colocação de geotêxtil e geomembrana (TAS 25/01/2017) .....	191
Fig. 222 – Colocação do sistema de impermeabilização (TAS 22/02/2017) .....	192
Fig. 223 – Colocação do dreno (TAS 22/02/2017) .....	192
Fig. 224 – Aplicação de rondelas do mesmo material da geomembrana (Félix, J.) .....	193
Fig. 225 – Termo soldadura da geomembrana às rondelas e aspeto da ligação entre ambas (Félix, J.) .....	193
Fig. 226 – Equipamento de dupla soldadura simples e dupla (Félix, J.) .....	194
Fig. 227 – Ensaio de soldaduras duplas (Félix, J.) .....	194
Fig. 228 – Colocação de “trumpets” (Félix, J.) .....	195
Fig. 229 – Composição do betão C30/37 BRIE do revestimento final (TAS) .....	195
Fig. 230 – Secção tipo do carro de andaimes para montagem das armaduras .....	196
Fig. 231 – Carro de andaimes sobre carris para montagem das armaduras no falso túnel poente (TAS 04/01/2017) .....	196
Fig. 232 – Betonagem da abóbada do 1º tramo (TAS 18/01/2017) .....	197
Fig. 233 – Sistema de comando hidráulico do carro de cofragem (TAS 25/01/2017) .....	198
Fig. 234 – Betonagem do 7º tramo de 12 m (TAS 01/02/2017) .....	199
Fig. 235 – Abertura da passagem entre a frente poente e nascente (TAS 13/12/2016) .....	199

Fig. 236 – Leituras de Marcas Topográficas de Precisão (P10N) no emboquilhamento nascente Pk9+162,40 .....	202
Fig. 237 – Leituras de Marcas Topográficas de Precisão (P1N) no emboquilhamento nascente Pk8+872,50 .....	203
Fig. 238 – Portal ponte com obra em fase de acabamentos (TAS 19/04/2017).....	204
Fig. 239 – Ancoragens de substituição 89 <sup>a</sup> e 195 <sup>a</sup> (à esquerda) (TAS 20/10/2016).....	205
Fig. 240 – Portal nascente do túnel com obra concluída (TAS 17/05/2017) .....	206





## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 – Principais classificações de maciços rochosos .....	16
Quadro 2 – Valores de RQD relacionados com a qualidade de um maciço (Deere, 1989) .....	18
Quadro 3 – Pesos percentuais relativos ao cálculo do índice RMR .....	18
Quadro 4 – Pesos dos parâmetros que afetam positivamente RMR.....	19
Quadro 5 – Pesos relativos ao efeito da orientação das descontinuidades, em função do tipo de obra geotécnica .....	19
Quadro 6 – Classificação de RMR .....	20
Quadro 7 – Diretrizes para escavação e sustimento de túneis - Classificação de RMR.....	21
Quadro 8 – Valor de ESR face ao tipo de escavação.....	24
Quadro 9 – Classificação dos graus de alteração (Little, 1969) .....	28
Quadro 10 – Equipamentos de escavação de acordo com o material a escavar .....	28
Quadro 11 – Principais critérios de escavabilidade e parâmetros geomecânicos associados .....	29
Quadro 12 – Escavabilidade segundo Kirsten .....	32
Quadro 13 – Quadro com áreas de influência na escolha de um Jumbo (Atlas Copco).....	42
Quadro 14 – Estimativa de acréscimo de preço devido a sobreescavação .....	49
Quadro 15 – Quadro exemplificativo de cálculo da ventilação de um túnel .....	67
Quadro 16 – Quadro exemplificativo de cálculo de um ciclo de escavação.....	81
Quadro 17 – Previsões de Tráfego no Sublanço Águas Santas/Ermesinde em 2009 (TMDA) .....	113
Quadro 18 – Tráfego no Sublanço Águas Santas/Ermesinde da A4 – Fonte IMT, I.P. (TMDA).....	114
Quadro 19 – Características Base do Novo Túnel de Águas Santas .....	129
Quadro 20 – Distribuição das secções tipo do túnel.....	130
Quadro 21 – Zonamento Geológico Geotécnico.....	132
Quadro 22 – Zonamento Geotécnico adotado para os Emboquilhamentos.....	132
Quadro 23 – Zonamento Geotécnico adotado para os Túneis.....	132
Quadro 24 – Classificação Geotécnica RMR (Bieniawski, 1989) e GSI (Hoek & Marinos 2000) .....	132
Quadro 25 – Síntese do Suporte Primário (Secção Corrente) .....	134
Quadro 26 – Síntese do Suporte Primário (Emboquilhamentos).....	135
Quadro 27 – Secções de instrumentação previstas .....	138
Quadro 28 – Secções de instrumentação previstas nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente .....	140
Quadro 29 – Secções de instrumentação previstas no túnel norte existente.....	142

Quadro 30 – Frequência de leituras de instrumentação do novo túnel .....	143
Quadro 31 – Limites das leituras de instrumentação do novo túnel .....	143
Quadro 32 – Frequência de leituras de instrumentação nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente .....	144
Quadro 33 – Limites das leituras de instrumentação nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente .....	144
Quadro 34 – Frequência das leituras de instrumentação na suspensão de via do emboquilhamento nascente .....	144
Quadro 35 – Limite das leituras de instrumentação na suspensão de via do emboquilhamento nascente .....	145
Quadro 36 – Frequência das leituras de instrumentação no talude do emboquilhamento poente ....	145
Quadro 37 – Limite das leituras de instrumentação no talude do emboquilhamento poente .....	145
Quadro 38 – Frequência das leituras de instrumentação nas edificações .....	145
Quadro 39 – Limites das leituras de instrumentação nas edificações .....	145
Quadro 40 – Frequência das leituras de instrumentação nas galerias existentes .....	146
Quadro 41 – Limite das leituras de instrumentação nas galerias existentes .....	146
Quadro 42 – Limite das leituras de instrumentação para os sismógrafos .....	146
Quadro 43 – Plano de fogo tipo utilizado na calote superior ZG1 ao Pk 8+904 no TAS .....	189
Quadro 44 – Rendimentos de escavação obtidos .....	200
Quadro 45 – Rendimentos de betonagem obtidos.....	201

## **SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS**

$I_{S_{50}}$  - Índice de resistência à carga pontual

EIA – Estudo de Impacto Ambiental

Em - Módulo de deformabilidade do maciço rochoso (Gpa)

EPB - High-density Slurry Machine

EPB TBM – Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machine

EPBM – Earth Pressure Balance Machines

ESR - Excavation Support Ratio

FHWA - Federal Highway and Water Administration (USA)

IMT, I.P. – Instituto da Mobilidade e dos Transportes, Instituto Público

ISRM - International Society for Rock Mechanics

Ja – Alteração das paredes das fraturas

Ja - Grau de alteração das diáclases

Jn – N° de famílias de fraturas

Jr – Rugosidade das fraturas

Js - Disposição relativa dos blocos inclinados segundo a direcção de extracção ( $J_s=1$ , para material intacto)

Jw – Caudal

Kva - Kilovoltampere

Kw – Kilowatt

m – Metro

m<sup>3</sup> – Metro cúbico

mm – Milímetro

ms – Milisegundo

Ms - Resistência à compressão simples da rocha (MPa)

N – Índice de escavabilidade (Kirsten)

NATM - New Austria Tunneling Method

NATM – New Austrian Tunnelling Method

NG – Nitroglicerina

P.E.R Ground - Pressurizing Element for Reinforcement of the Ground

P1 - Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

P2 - Designação da qualidade da rocha (RQD)

P3 - Espaçamento das descontinuidades

P4 - Condição das descontinuidades

P5 - Condições da água subterrânea

P6 - Orientação das descontinuidades

PETN - Pentrite ou Nitropenta

Q – Pâmetro de classificação de maciços rochosos de Barton

RDX – Hexogénio

RMR - Rock Mass Rating

RQD - Rock Quality Designation (%)

s – Segundo

SFM – Slurry Face Machines

SRF –Stress Reduction Factor

TAS – Túnel de Águas Santas

TBM – Tunnel Boring Machine

TMDA – Tráfego Médio Diário Anual

TNT – Trinitrotolueno

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os túneis têm como principal vantagem, permitir uma passagem direta através de certos obstáculos, que podem ser elevações, rios, canais, áreas densamente povoadas, etc.

Ocupando o espaço subterrâneo, os túneis permitem um melhor planeamento na construção superficial, estruturando metrópoles mais aprazíveis, aliada de uma minimização de impactes ambientais. Possibilita uma reestruturação das cidades permitindo alcançar um ambiente menos caótico, preservando locais históricos, com espaços culturais e recreativos, como espaços verdes.

São elementos de transporte, com exceção daqueles usados em mineração. São exemplos os túneis ferroviários, rodoviários, metropolitanos, de transporte de fluidos (água). No transporte de água, a finalidade pode ser a obtenção de energia, como de abastecimento de populações. São também frequentemente usados em barragens como obras auxiliares, através das quais as águas do rio são desviadas, afim de permitirem a construção das estruturas da barragem no leito. Esses túneis de desvios poderão ser também, posteriormente aproveitados como túneis de adução, isto é, transporte das águas até a casa das máquinas.

A construção subterrânea tem cada vez mais importância no panorama da construção de infraestruturas, possibilitando grande variabilidade de soluções e comodidade, em grande parte, livre de limitações exercidas por construções superficiais e vias de comunicação, mas com os seus próprios condicionamentos.

O conhecimento contínuo que se adquire relativamente aos solos e rochas, e ao seu comportamento, permite estabelecer padrões de recorrência e uma ousadia cada vez maior nestas construções.

## 1.2. RESUMO HISTÓRICO DOS TÚNEIS

A construção de túneis remonta à Antiguidade, em que o uso do espaço subterrâneo assume-se quase tão antiga como a própria humanidade, sendo que esta utilizava cavernas e grutas naturais como abrigos, nos quais ainda nos dias de hoje existem vestígios dessa utilização. Também se encontram vestígios da escavação de túneis e poços para extração mineral como é exemplo o caso da mina “Grimes Grave”, Inglaterra, ao longo do período Mesolítico, do Neolítico até ao início da Idade dos Metais, mais concretamente a Idade do Bronze, ou seja, entra cerca de 10000 e 1500 a.C. em que eram utilizados chifres de veados vermelhos como ferramentas de escavação.

O túnel mais antigo de que há registo foi construído entre 2180 e 2160 a.C. na Babilónia sob o rio Eufrates, tendo sido desviado o rio do seu leito original e utilizada a técnica hoje denominada de “Cut and Cover”. Este túnel tinha como objetivo ligar o palácio real ao templo, estando estes distanciados cerca de 1 km.

Os Persas escavaram túneis para a exploração de nascentes de água, com o objetivo principal de reduzir a evaporação e manter a frescura da água. O aproveitamento das nascentes de água encontradas nas escombrelas existentes no sopé de uma cadeia montanhosa, era realizado escavando

túneis com uma inclinação muito suave, designados qanats (figura 1). São conhecidas referências aos qanats feitas por Adaluirari que datam já do século IX AC.

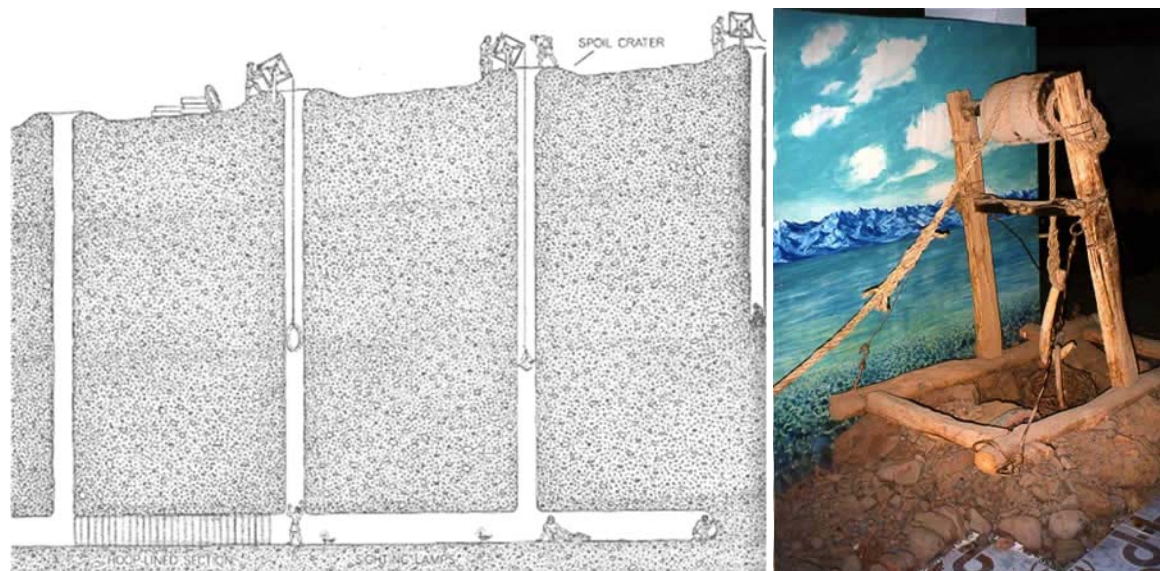


Fig. 1 – Qanats. Sistema de irrigação Persa (www.waterhistory.org)

A civilização grega teve também um contributo importante, particularmente no abastecimento de água. A construção de túneis está ilustrada em excelentes narrativas que nos foram legadas por *Herodoto*. Exemplo disso é o sistema de abastecimento de água à cidade de Samos, construído no século VI AC, que compreendia um túnel com cerca de 1000m de comprimento e que *Herodoto* descreve em pormenor. Conta-nos também como *Tales* de Mileto, de quem era grande admirador, construiu em 558 AC um túnel para desviar as águas do rio *Halys* afim de permitir a passagem do exército de *Croesus*. O método empregado por Eupalinos para que os dois grupos se encontrassem no meio da montanha está documentado por H.J.Kienast e outros pesquisadores. Com um comprimento de 1036 metros, o aqueduto subterrâneo de Eupalinos é famoso hoje como uma das obras primas do antigo engenho grego. Esta claro que usou técnicas de cálculo para locar com espantosa precisão as escavações. Eupalinos sabia ainda que pequenas variações em suas medições poderiam levar a erro, tanto na vertical quanto na horizontal. Por precaução idealizou então truques construtivos para aumentar as chances de sucesso. Ao se aproximar do meio, ambos túneis derivam, um a esquerda e outro a direita (figura 2), fatalmente se encontrando (mesmo que ambos estivessem em paralelo). Também aumentou a altura dos túneis, assim tornando mais fácil o encontro. Medições modernas mostram que praticamente não houve erro de cálculo.



Fig. 2 – Aqueduto de Eupalinos em Samos, Grécia

A civilização romana teve uma importante contribuição no avanço tecnológico, construindo uma vasta rede de túneis, aplicada, em grande parte, ao abastecimento e ao saneamento básico. Mais tarde, utilizando túneis, suportados por troncos de madeira, como uma estratégia militar, entre muitas outras contribuições importantes (Moreira, 2006).

Os túneis Romanos encontram-se bem documentados, quer na arte das obras, quer em termos arqueológicos. A *Cloaca Massima*, um monumental esgoto urbano da Roma Antiga, ilustrado na Figura 3 e construído por *Tarquinius Superbus*, é provavelmente o mais famoso túnel deste período. As suas dimensões eram de tal modo extraordinárias para a época (algumas secções chegam a apresentar aproximadamente 3,2m de largura por 4,2m de altura), que chegou mesmo a haver alguns rumores, aliás com certa jocosidade, dando conta que o imperador Augusto se teria passeado de barco por este tão grandioso esgoto.



Fig. 3 – Cloaca Massima em Roma

Os vestígios que até nós chegaram atestam que os Romanos construíram a mais vasta rede de túneis da Antiguidade. A circulação de veículos e barcos não era o objetivo principal destes túneis, mas antes o transporte de água para abastecimento às cidades, mas também já nessa época, a remoção dos efluentes para o seu exterior.

O grande estímulo na construção de túneis nos tempos mais recentes, ao invés da Antiguidade, ficou a dever-se sobretudo à proliferação de canais de navegação e presenciou-se em grande parte no século XVII, especialmente em França e no Reino Unido. Um segundo impulso bastante importante, aconteceu já no decorrer do século XIX e foi, desta vez, devido ao enorme desenvolvimento que os caminhos-de-ferro registaram, tanto na Europa como nos países da América do Norte.

### 1.3. EVOLUÇÃO NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

A escavação de túneis, nos primórdios da civilização e antes do advento dos explosivos e das máquinas escavadoras, era desenvolvida por operários que esculpiam os maciços utilizando basicamente ferramentas manuais.

Sabe-se que há já mais de quatro milénios que existiam em Portugal, França e Bélgica, túneis para extração de ouro, cobre e sal das montanhas, escavados através de ferramentas artesanais. Também já outrora, nos tempos que decorreram desde o Império Romano até à Idade Medieval, alguns exércitos



atacavam furtivamente castelos inimigos através de túneis escavados usando utensílios manuais. Tal como nos dá conta *Pollionis Vitruvius*, na narração que faz do cerco de Marselha no *Caput XXII*, do *Liber X* da sua notável obra *De Architecture*, esses túneis eram muitas das vezes perfurados por baixo dos fossos defensivos das fortificações e tanto podiam visar somente a sua tomada de assalto, como ser também destinados a provocar o seu desmoronamento. Tais túneis eram em geral suportados por troncos de madeira, aos quais era depois atado fogo, nos casos em que se pretendia provocar a sua destruição.

Com o desenvolvimento ao longo do tempo, as técnicas de escavação também sofreram uma grande evolução, desde a escavação puramente manual. Uma técnica ancestral que data de 2000 A.C. na mineração de cobre e ouro, desenvolvida pela civilização Egípcia, consistia em variações bruscas de temperatura para quebrar rochas. O método consistia em provocar um aquecimento com recurso a fogo, seguido de um repentino arrefecimento através de água. Técnica, posteriormente, utilizada pelos Romanos, para construir um dos mais antigos e enormes esgotos de Roma, a já referida *Cloaca Massima*.

Contribuição de grande importância, passou pela invenção e utilização de explosivos na construção de túneis. Com a utilização da pólvora pela primeira vez em 1679 na construção de um túnel com 157m de extensão (pequeno troço do canal), localizado no sul de França e incluído na ligação do Mediterrâneo ao oceano Atlântico conhecida como *Canal du Midi*, a sua execução passou a processar-se a uma velocidade nunca antes imaginável.



Fig. 4 – Túnel no Canal du Midi (wikipedia, 2018)

Em 1867 verificou-se a primeira escavação subterrânea através de nitroglicerina, durante a construção do túnel de *Hoosac* no estado americano do *Massachusetts* (Figura 5) precisamente no mesmo ano em que *Alfred Nobel* descobriu outro explosivo muito mais seguro, a dinamite.





Fig. 5 – Túnel de Hoosac (wikipedia, 2018)

Também foi no túnel de *Hoosac* que se deu uma das primeiras utilizações de perfuração por meio de ar comprimido, decorria o ano de 1866. Uma outra ocorreu na Europa, no túnel do monte *Cenis*, entre França e Itália, onde, mercê de inovações feitas por *Germain Sommeiller*, foi realizada perfuração com recurso a ar comprimido. A utilização deste equipamento veio revolucionar a escavação dos túneis, na justa medida em que não só melhorou substancialmente as condições de trabalho e segurança dos operários no interior da obra, como também se mostrou cerca de três vezes mais eficiente que o recurso a explosivos. Para além disso, o ar que deste modo era introduzido na frente do túnel, trouxe benefícios importantes ao nível da ventilação e arejamento do local.

Muitas outras técnicas contribuíram para escavações sofisticadas, como nos dias de hoje se verifica. Com a Revolução Industrial e as máquinas a vapor veio uma das épocas mais produtivas para a engenharia de túneis (Almeida e Sousa, 2005) com a necessidade de abrir caminho para a passagem dos comboios.

Os túneis superficiais, geralmente utilizados em metropolitanos ou em sistemas de adução de água ou evacuação de esgotos, passaram a ter que se desenvolver muitas das vezes em solos brandos e a sua escavação necessita por isso do recurso a uma estrutura de suporte na frente do túnel, designada escudo, e destinada a impedir o seu colapso.

Esta mudança verificada nos desígnios perseguidos pela construção dos túneis, implicou obviamente alterações na filosofia professada. Nesta altura, passou a ser a segurança, de parceria com os aspetos técnicos e económicos, a decretar os maiores desafios da engenharia de túneis. Assim, neste período, a instalação de suportes e os métodos de escavação, foram os alvos privilegiados dos rápidos desenvolvimentos verificados na construção de túneis.

Ultimamente, uma ideia mais moderna e atual tem instigado de forma assaz crescente a procura pelas estruturas subterrâneas em geral. A melhoria das condições de vida das populações e a minimização dos impactos ambientais, são dois fatores que hoje em dia orientam a conceção de infraestruturas subterrâneas, podendo-se mesmo dizer que se está atualmente lidando com a Era Ambiental dos túneis e que a doutrina principal é a da otimização dos procedimentos.

As tuneladoras de hoje têm origem no escudo de tunelização desenvolvido pelo engenheiro francês *Sir Marc Isambard Brunel* para a escavação do túnel sob o rio Tamisa em Londres em 1824, sendo este o primeiro túnel construído sob um rio navegável. Esta técnica tem uma enorme importância, particularmente, na escavação de túneis superficiais, com a conceção de um escudo que permitisse o suporte da frente do túnel, o que em túneis superficiais é muito relevante, já que estes são, na maioria dos casos, construídos em solos brandos.

Marc Brunel concebeu o primeiro escudo em meados do século XIX, que serviu de base para a evolução de tuneladoras (Moreira, 2006).

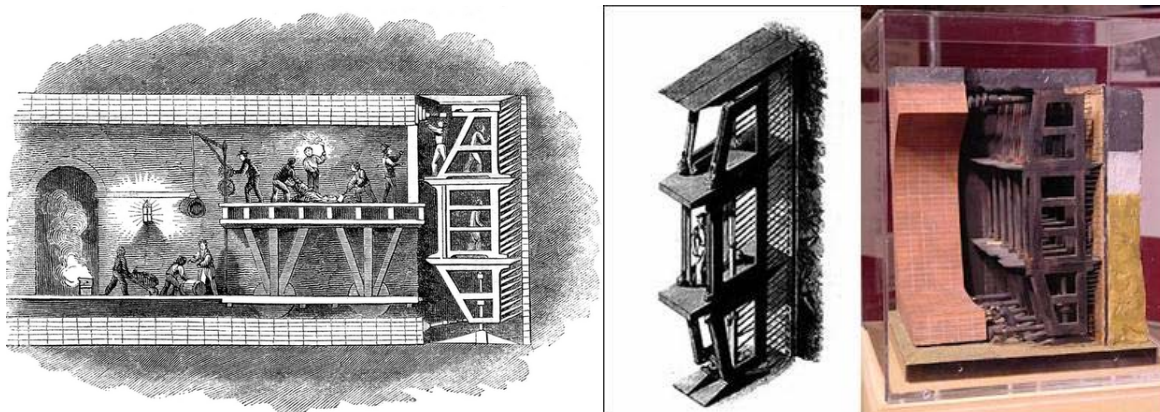


Fig. 6 – Réplica do escudo desenvolvido por Sir Marc Brunel (<http://geojuanjo.blogspot.pt>, 2018)

Conta-se que *Brunel* estava na prisão, cumprindo pena por insatisfação de dívidas, quando lhe veio a inspiração para o escudo perfurador. Ele observou um estranho verme furando a madeira, utilizando a armadura que lhe guarnecia a cabeça como escudo. À medida que avançava para o interior da madeira, a criatura segregava uma substância que constituía um suporte rígido atrás de si. Brunel, aproveitando tal descoberta, usou uma estrutura metálica gigantesca para manter as paredes de um túnel, enquanto os pedreiros construía o seu interior com alvenaria de tijolo.

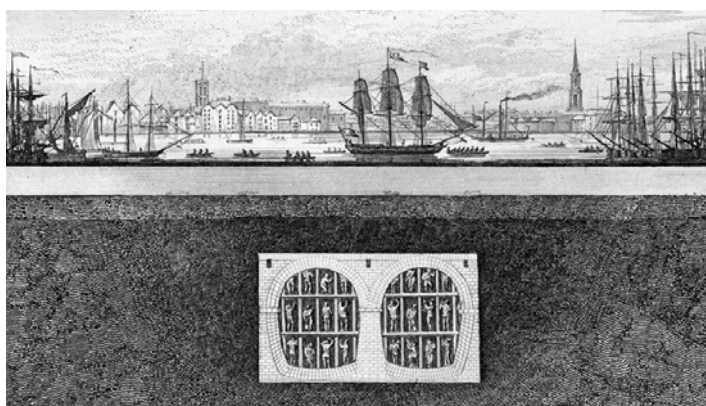


Fig. 7 – Escavação com o escudo desenvolvido por Sir Marc Brunel (<http://geojuanjo.blogspot.pt>)

A frente do escudo retangular estava dividida em 12 colunas, cada uma delas com 3 células, podendo trabalhar em cada uma 2 operários. Cada uma das colunas podia avançar independentemente e as células estavam fechadas frontalmente com madeira. A metodologia de trabalho, consistia em função da estabilidade do terreno a perfurar, abrir mais ou menos células à vez e escavar a frente 7,5 a 10 centímetros. Quando uma coluna estivesse escavada totalmente avançava-se esta. A frente de cada célula estava fechada com pranchões de madeira, por forma a que em terrenos muito instáveis, retirava-se a tábua superior, escavavam-se uns centímetros colocando-se de novo os pranchões, passando para o inferior, completando-se assim todos os pranchões da célula. Quando todos os escavadores de todas as células tivessem completado este processo em uma seção, potentes macacos de rosca empurravam o escudo adiante. Máquinas a vapor eram usadas para mover as toneladas de barro para fora da obra.

O invento de *Brunel* funcionou razoavelmente bem, principalmente porque a maioria do túnel situava-se em material argiloso, podendo-se controlar a entrada de água com os sistemas de bombagem da época.

A escavação deste túnel, parada por cerca de 15 anos devido à inviabilidade da mesma por questões construtivas, foi o motivo pelo qual se tornou necessário criar métodos que fornecessem suporte imediato aquando da escavação. A primeira tuneladora de que há conhecimento, a “*Mountain Slicer*”, remonta a 1845 tendo sido desenvolvida por *Henri-Joseph Maus* para a perfuração do túnel ferroviário do *Fréjus* ligando França a Itália através dos Alpes. Mais tarde, por volta de 1950, *James S. Robbins* um engenheiro americano formado na então “*Michigan School of Mines*”, atualmente “*Michigan Technological University*”, foi consultado por forma a escavar através de uma formação geológica de Xisto de Pierre existente no Colorado, EUA, sendo a mais difícil de escavar de então. *Robbins* baseou-se no mesmo princípio da “*Mountain Slicer*” mas o que tornava a sua invenção tão eficiente, possibilitando a escavação de cerca de 50 metros em 24 horas, foi tornar a cabeça da tuneladora rotativa (*Hapgood*, 2004). Hoje em dia é segundo este princípio que funcionam as tuneladoras tendo estas evoluído de acordo com os avanços tecnológicos e as circunstâncias técnicas para as quais são solicitadas.

A utilização de um escudo perfurador como suporte da parede do túnel e muitas vezes também da frente, constituiu um avanço tecnológico importantíssimo no horizonte da construção de túneis. A gravura ilustrada na Figura 8 apresenta o escudo perfurador usado na construção do túnel do rio St. Clair, entre os Estados Unidos da América e o Canadá, nos finais do século XIX.

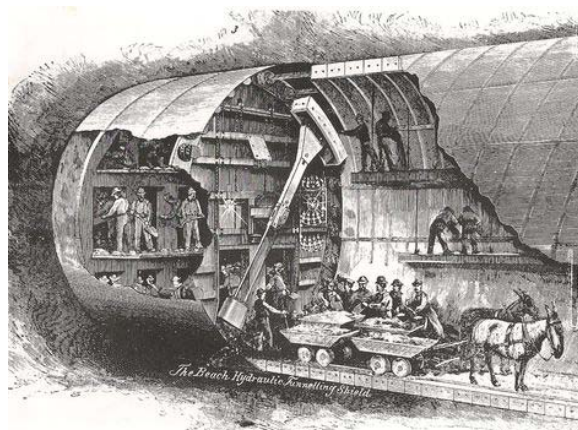


Fig. 8 – Escudo usado na construção do túnel do rio St. Clair (www.pinterest.pt)



Aproveitando a ideia de *Brunel*, têm vindo a ser desenvolvidas e aperfeiçoadas grandes máquinas escavadoras de túneis, que em muito têm contribuído tanto para a otimização dos procedimentos característicos da construção, como para garantir a segurança dos operários e a estabilidade da cavidade. Estas toupeiras gigantescas, também conhecidas por tuneladoras, foram utilizadas pela primeira vez em 1957 em Toronto, no Canadá, para abertura de um túnel de esgoto através de formações de xisto e calcário.

Outro aspeto em que se avançou bastante está relacionado com a construção de túneis em ambiente subaquático, a qual é particularmente melindrosa, uma vez que tem que ser evitada a infiltração da água durante o processo de escavação do túnel. Nas primeiras obras do género foram usadas câmaras pressurizadas para impedir a inundação da obra. Atualmente, é possível pré-fabricar troços de túnel, os quais são depois postos a flutuar e afundados no local onde serão ligados aos restantes troços já colocados.

## 1.4. ALGUNS TÚNEIS NOTÁVEIS

### 1.4.1. TÚNEL DE SEIKAN NO JAPÃO

Um dos túneis mais notáveis é o túnel de Seikan no Japão.

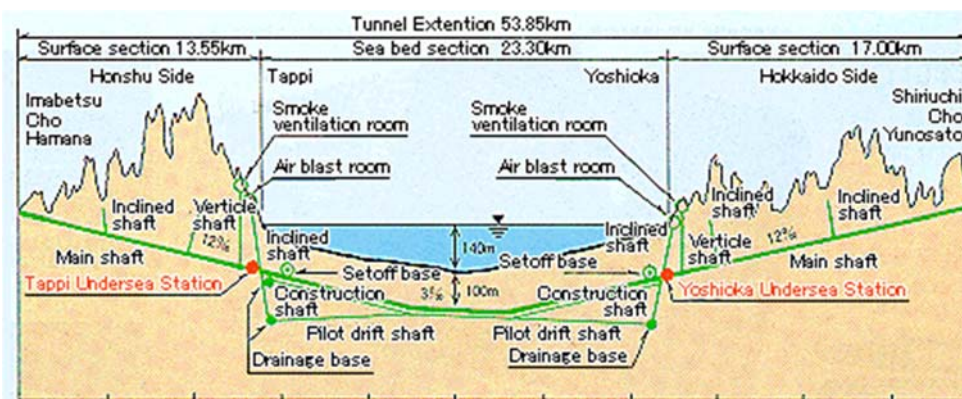


Fig. 9 – Perfil longitudinal do Túnel de Seikan (www.pinterest.pt)

Em 1954, um tufão afundou cinco ferry boats no Estreito de Tsugaru e matou 1430 pessoas. Em resposta a esta calamidade, o governo Japonês procurou um meio mais seguro para atravessar tão perigoso estreito. Sob tão imprevisíveis condi c es climáticas, os engenheiros acharam que a constru o de uma ponte seria muito arriscada. Um túnel parecia, pois, ser a soluço perfeita. Dez anos mais tarde, começaram as obras daquela que viria a ser a mais longa e difícil escava o subaquática jamais tentada até então.

O túnel ferroviário Seikan do Japão com 53,85 km abaixo do Estreito de Tsugaru, conecta as Ilhas de Honshu e a Ilha de Hokkaido. Com a plataforma localizada a 100m abaixo do fundo do mar, o túnel Seikan é o túnel ferroviário mais profundo e tendo sido destronado recentemente pelo túnel de São Gotardo com 57 km, como o mais longo do mundo.

Aproximadamente 23,3 km do túnel ficam sob o fundo do mar, tornando-o o segundo túnel submarino mais longo do mundo, cujo primeiro passou a ser o Eurotúnel.

Inicialmente, a escavação do túnel foi efetuada por uma máquina perfuradora desenvolvida na Suíça, e posteriormente modificada. Com esta máquina, foi previsto efetuar a construção num prazo de 10 anos.



Fig. 10 – Máquina desenvolvida para perfuração do Túnel de Seikan ([www.princess.com](http://www.princess.com))

No entanto, esta solução teve de ser abandonada, pois o peso da máquina era excessivo (afundava) devido ao tipo de solos encontrado.

A escavação do túnel foi efetuada principalmente com meios manuais, escavando com brocas nas zonas onde a rocha era mais macia avançando metro a metro. Nas zonas mais duras era perfurada e colocado dinamite. Os trabalhos eram efetuados 24h por dia em 3 turnos de 8 h cada. A remoção do escombros era efetuada por pequenas escavadoras e transportado por vagões sobre carris.

A construção do túnel foi bastante árdua principalmente devido às constantes infiltrações de água tendo sido necessário também injetar cimento na frente de escavação mais instável, e, apesar de planeada, durante sua execução foi registada a morte de 34 operários.

Três furos, incluindo um túnel piloto inicial, um túnel de serviço e o túnel principal, foram cavados para criar a parte submarina do túnel.

O projeto de US \$ 3,6 bilhões foi desenvolvido pela Agência de Construção, Transporte e Tecnologia da Ferrovia do Japão e é operado pela JR Hokkaido.

Aproximadamente 2.900 toneladas de explosivos, 168.000 toneladas de aço e 1.740.000 m<sup>3</sup> de betão foram utilizados para a construção do túnel.

A construção do túnel começou em 1971 e foi concluída em 1988, tendo sido todo eletrificado, proibindo mecanismos de combustão para evitar acidentes.

Apesar do seu limitado uso, o túnel de Seikan, com quase 54 quilómetros de extensão, continua a ser um dos maiores feitos da engenharia do século XX.

#### 1.4.2. TÚNEL SOB O CANAL DA MANCHA “EUROTÚNEL”

Em 1802, *Albert Mathieu-Favier*, um perito em minas francês, havia sugerido a construção de um túnel sob o canal entre a França e a Inglaterra, numa época em que nem sequer tinham ainda sido

inventadas as ferrovias. Construir tal túnel foi o sonho acalentado por muitos engenheiros durante quase dois séculos.

O Eurotúnel é um túnel ferroviário submarino e subterrâneo de 50,45 km que atravessa o Canal da Mancha, e o terceiro mais longo, ligando a França à Inglaterra, sendo o túnel com o mais longo trecho com 37,9 km abaixo do mar. O projeto que foi idealizado ainda no século 19, somente teve sua iniciação após a assinatura dos dois países sobre um tratado que autorizava a obra, isso em 1984. No ano de 1987, finalmente começaram a trabalhar na estrutura, foram necessários sete anos para que os cerca de 51 quilómetros de extensão fossem revestidos com a capacidade para suportar a circulação dos meios de transporte.



Fig. 11 – Eurotúnel, Coquelles, Calais, França (<https://oglobo.globo.com>)

O Túnel da Mancha é constituído por 3 túneis paralelos, dois principais ferroviários com 7,6 m de diâmetro e um menor, de acesso com 4,8 m de diâmetro. Este túnel de acesso, para pequenos veículos, é ligado aos outros através de passagens transversais em intervalos regulares para permitir que os trabalhadores da manutenção tenham acesso aos túneis principais e para fornecer uma saída de emergência em caso de acidente.

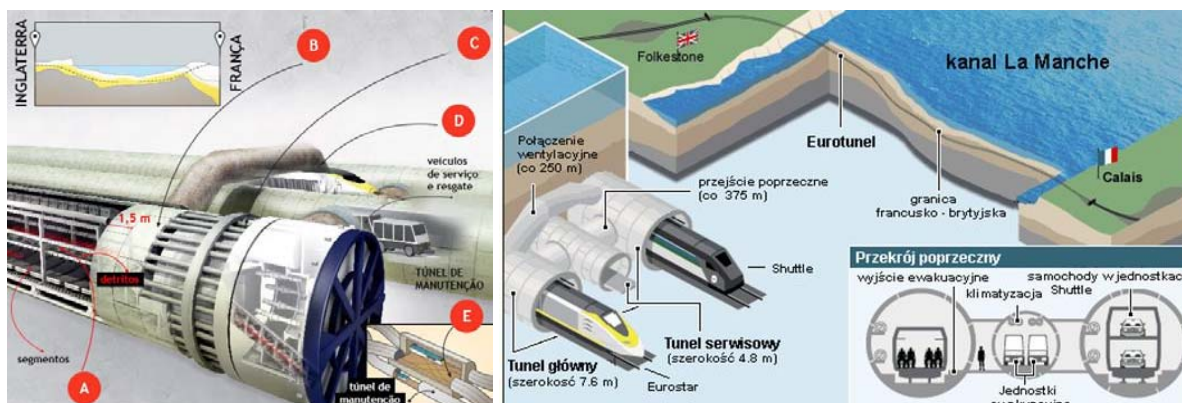


Fig. 12 – Secções do Eurotúnel (<http://slideplayer.es>)

Antes da escavação, os projetistas utilizaram sonares, radares e explosões de dinamite para definir o ponto do subsolo onde os túneis seriam construídos. Optaram por uma faixa de rocha calcária porosa e macia conhecida como greda. Já o trajeto, escolhido com base no nível de segurança, foi definido por 94 perfurações realizadas entre 1958 e 1987.

Os túneis escavados de um lado e de outro do canal, foram revestidos com um anel prefabricado de betão, com 1,5 m de largura cada, dividido em segmentos. Foram usadas 11 grandes máquinas, tunnel boring machine (TBM), partindo simultaneamente de Coquelles e Folkstone. Estas máquinas eram autênticas fábricas móveis que abriam o túnel, retiravam a terra e escoravam as paredes com os anéis de betão.

A TBM trabalhava num ciclo de escavação e revestimento, dois processos que não ocorriam ao mesmo tempo. Primeiro, a parte frontal girava para perfurar a terra. A lama e as pedras escavadas eram lançadas numa esteira instalada dentro da própria máquina, pela qual eram carregadas até a outra ponta. Depois, eram levadas à superfície por bombas, vagões e tratores.

A tuneladora movia-se para a frente por meio de cilindros hidráulicos, que utilizavam os anéis como apoio para impulsionar a máquina adiante. Quando era hora de fixar um novo aro, os cilindros retraíam-se, abrindo espaço para cada segmento. Após o segmento ser posicionado, os cilindros avançavam novamente, encostando no novo apoio. A máquina avançava a um ritmo de 76 m por dia.

Demorou três anos para que as máquinas escavadoras de túneis, partindo de ambos os países e escavando através do terreno, se encontrassem num local algumas dezenas de metros abaixo da superfície do canal, para abrir uma passagem que permite atualmente realizar a viagem entre os dois extremos em cerca de 20 minutos apenas. O túnel foi formalmente aberto em maio de 1994.

Com o custo de 4,650 bilhões de libras esterlinas, o projeto superou em 80% o orçamento previsto inicialmente.

#### 1.4.3. TÚNEL DE BASE DE SÃO GOTARDO

O Túnel de base de São Gotardo é um túnel ferroviário na Suíça, ligando Erstfeld e Bodio. Tem um comprimento de 57 km e um total de 153,5 km de túneis, poços e passagens previstas, ultrapassando assim o mais longo túnel do mundo até então, o Túnel Seikan no Japão.

Permite descongestionar e aumentar o tráfego entre o norte e o sul da Europa. Foi inaugurado em 1 de junho de 2016 e entrou em funcionamento regular em 11 de dezembro de 2016. A infraestrutura levou perto de duas décadas a ficar concluída, tem como objetivo “revolucionar” o transporte de mercadorias na Europa. A inauguração contou com a presença de altas individualidades: com o presidente suíço estiveram Angela Merkel, a chanceler alemã, o presidente francês François Hollande e o então primeiro-ministro italiano, Matteo Renzi.

O túnel tem 57,1 quilómetros de comprimento e levou 17 anos a ser construído. Os comboios de alta velocidade levam 17 minutos a atravessá-lo. Cerca de 260 comboios de mercadorias e 65 de passageiros passaram pelo Gotthard diariamente a partir de dezembro de 2016. O túnel em si - que custou mais de 10 mil milhões de euros - começa em Erstfeld, no cantão suíço de Uri, e termina em Bodio, já num cantão diferente, o Ticino. A obra para a ferrovia foi concluída dentro do prazo e não houve qualquer derrapagem no orçamento. Os eleitores suíços votaram em referendo o projeto de



construção em 1992; dois anos mais tarde, decidiram apoiar um projeto de grupos ambientalistas que defendia que todos os transportes de mercadorias na Suíça deveriam passar por carris.

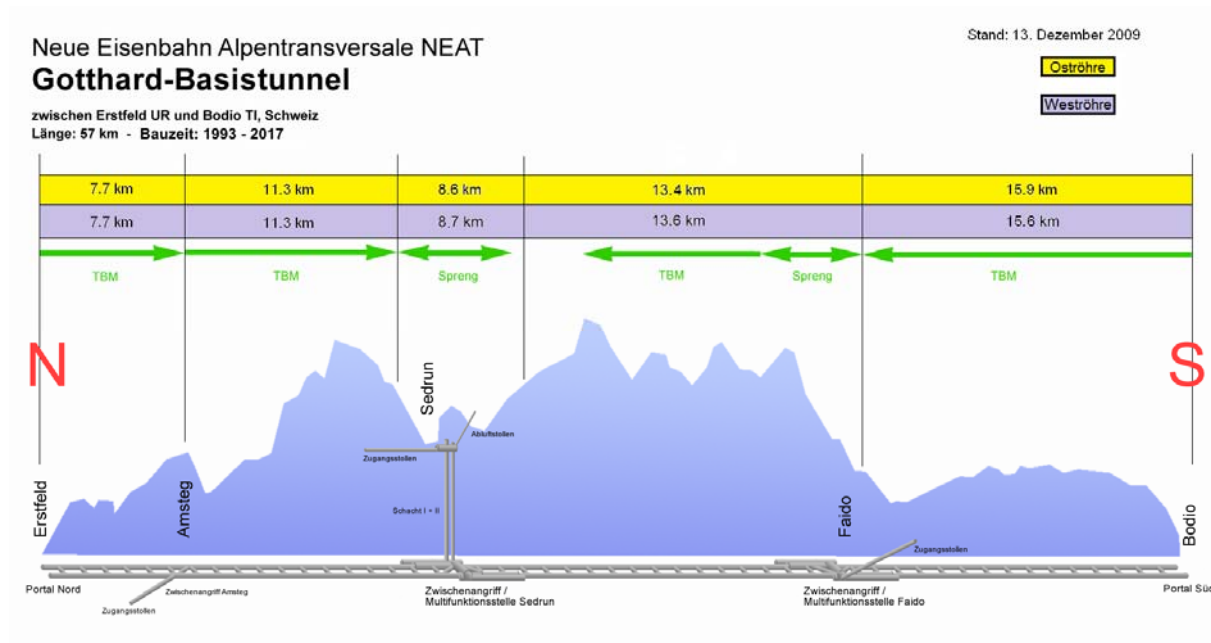


Fig. 13 – Perfil do túnel São Gotardo (<http://slideplayer.es>)

No ponto onde atinge maior profundidade, o Gotthard vai até 2,3 quilómetros debaixo de terra, com as rochas a atingirem temperaturas até aos 46 graus. Descreve uma trajetória plana e sem curvas, o que permitirá aos comboios mais pesados viajar com apenas uma locomotiva, em vez de duas ou três. Para perfurar a montanha, os engenheiros tiveram de fazer explodir e escavar 73 tipos de rochas diferentes, algumas tão duras quanto granito, outras moles como açúcar. Foram escavadas mais de 28 mil toneladas de pedra e nove trabalhadores morreram durante as obras.

Para a sua construção foram utilizados 2 métodos, um mecanizado com tuneladora tipo “Gripper TBM”, e o método convencional perfuração/explosão. Para isso foram necessárias 4 tuneladoras com 9,58 m de diâmetro. O ataque do túnel, foi realizado por ambas as bocas de entrada, e através de 2 túneis intermédios, tal como ilustrado na figura 13.



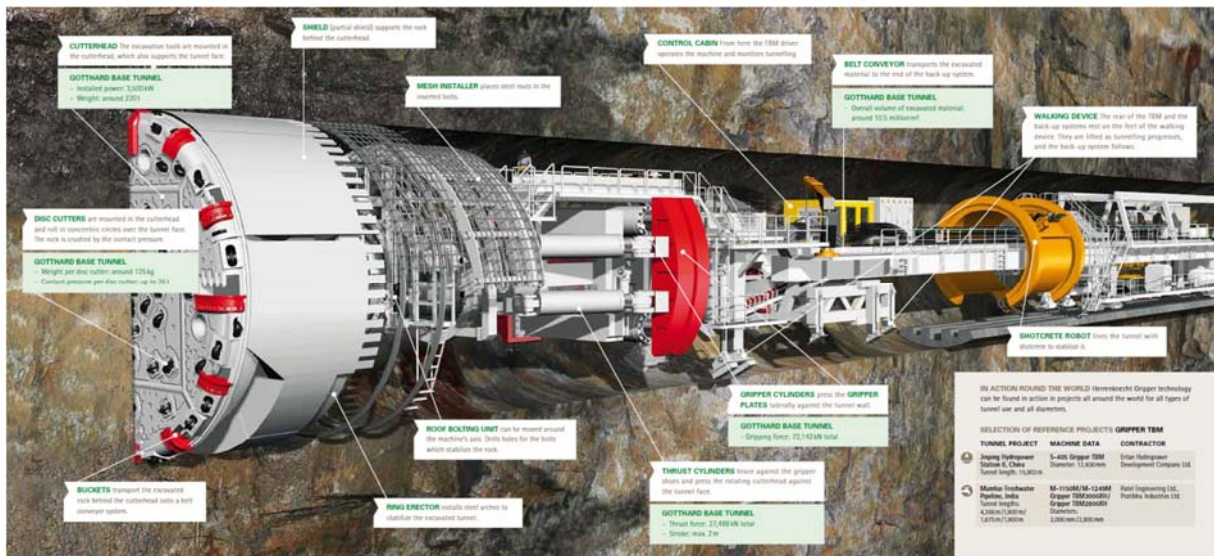


Fig. 14 – Tuneladora tipo “Gripper TBM” utilizada no túnel de base de São Gotardo (<https://www.herrenknecht.com>)

A escavação é efetuada em cada passagem da cabeça de corte que escava toda a face do túnel (Full Face Excavation). A propulsão (Thrust) é feita através de macaco hidráulicos conectados a garras (Grippers) que atuam sobre as paredes do túnel escavado fornecendo a tração necessária. O avanço da TBM é feito em sequência, escavação/propulsão, retração das garras de tração, retração dos macacos de propulsão, atuação das garras de tração no maciço, extensão dos macacos de propulsão e novamente propulsão/escavação. Esta TBM tem normalmente uma cabeça de corte equipada maioritariamente por discos de corte podendo ter em menor quantidade outro tipo de ferramentas de corte. O suporte do túnel é independente da máquina, sendo colocado posteriormente ou com auxílio de equipamento adicional a acoplar na TBM. Os escombros são normalmente retirados por raspadores e baldes, existentes na cabeça de corte, sendo de seguida transferidos para transportadores de correia na retaguarda da TBM e levados para o exterior.

Este túnel faz parte do projeto chamado nova ferrovia transalpina no valor de 23 mil milhões de euros, cujo objetivo é fazer passar mercadorias e passageiros por debaixo da cordilheira dos Alpes, que divide o norte e o sul da Europa.

## 1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

No capítulo 1 é enquadrado o tema abordado, como também descrita a evolução dos túneis ao longo do tempo.

No capítulo 2 são discutidos alguns pontos relacionados com métodos, técnicas, equipamentos e materiais para escavação de túneis. Descrevem-se sumariamente os tipos e classificação de solos, explosivos e equipamentos de perfuração e transporte dos produtos da escavação. É feita também uma abordagem sobre o planeamento para execução de um túnel. São abordadas as técnicas de escavação por ataque pontual (secções) e secção total, bem como métodos construtivos mecanizados (com tuneladora) e convencionais (sequencial tipo galeria mineira).

O capítulo 3 analisa um caso de estudo simples, com o objetivo de permitir a compreensão entre um adequado planeamento e definição de métodos, rendimentos e alguns custos associado à conceção/construção do túnel de Águas Santas, infraestrutura a integrar o sublanço Águas Santas/Ermesinde, da A4 - Autoestrada Porto/Amarante, em exploração pela BRISA.

No capítulo 4 são efetuadas algumas considerações finais sobre o objetivo da dissertação, e um resumo em termos de conclusão sobre a construção do novo túnel de Águas Santas.

# 2

## MÉTODOS DE EXECUÇÃO DE UM TÚNEL RODOVIÁRIO

### 2.1. GENERALIDADES

A seleção do método mais apropriado, deve ser equacionada para cada caso concreto, ponderando os vários fatores e condicionalismos. Em primeiro lugar devem ser analisadas as características geológicas e geotécnicas das formações que vão ser afetadas pelo túnel. O tipo de solos, a heterogeneidade, a compactidade e a permeabilidade que as caracterizam, contam-se entre os principais parâmetros a considerar. Depois, terá naturalmente que se ter em conta a forma e dimensões da secção do túnel, o seu desenvolvimento, a espessura do recobrimento, ou seja, todos os fatores geométricos que definem o sistema.

A forma da secção transversal pode ser muito restritiva no tocante ao tipo de processos disponíveis. Embora existam hoje máquinas de escavação em secção total com secções variadas, os melhores meios para se conseguir abrir secções de formas complexas, continuam a ser as técnicas de escavação convencional, quer seja por ataque pontual (secções) ou secção total. A extensão total do túnel pode afetar especialmente o ritmo de progressão da escavação, na medida em que ela está dependente da capacidade do equipamento a prever para a remoção dos escombros e de transporte dos materiais de construção. Porém, a capacidade do equipamento para remoção de escombros, raramente é determinante na escolha do processo construtivo a adotar.

Para além dos fatores enunciados, outros há que podem relevar de certa influência na escolha em apreciação. São exemplos o tipo e quantidade de equipamento disponível, a experiência dos construtores ou a qualificação da mão-de-obra. No que respeita aos aspetos construtivos, sobressai a confrontação entre as técnicas de escavação sequencial (pontual ou por secções) e os processos de escavação de secções totais através de meios altamente mecanizados, usando os designados escudos ou tuneladoras.

Entre os desafios económicos, o principal ainda é a busca por preços mais baixos, a mecanização e a sistematização das operações, levando a uma otimização dos processos construtivos. O progresso tem sido alcançado principalmente em túneis mecanizados, mas também em túneis escavados de maneira convencional.

Relativamente também a aspetos construtivos, um desafio importante para túneis urbanos é ainda a diminuição do impacto durante a construção. Alguns métodos construtivos exigem um estaleiro de obras com grandes instalações, tais como as tuneladoras que necessitam grandes áreas de pré-fabricação e eventual reciclagem de lamas.

Existem também os custos de técnicos de produção e os custos sociais a ter em conta. Os custos técnicos são aqueles relacionados à construção do túnel, efetivamente. Os custos sociais mais importantes também a ponderar para a escolha do método, são: a interrupção do tráfego; os danos à via e ao pavimento; os danos às estruturas e instalações contíguas; as emissões de ruídos, poluentes e poeira e a insatisfação dos cidadãos, porque uma obra desta complexidade gera muitos incómodos para quem usa a cidade.

A avaliação da estabilidade da escavação, a pressão a ser aplicada à frente de escavação quando o método construtivo requer, ou a rapidez com que o suporte tem que ser instalado são tópicos a serem levados em conta para evitar que ocorram acidentes durante a construção. As particularidades da construção subterrânea, que em muitos casos lida com situações previsivelmente incertas, exige do engenheiro uma capacidade extraordinária para criar as melhores condições técnicas, proporcionando uma adaptação em tempo útil dos métodos construtivos à realidade geológica-geotécnica e comportamental observada em obra.

Os métodos construtivos envolvendo explosivos, requerem também especial atenção, particularmente em zonas urbanas.

Para túneis escavados em rochas, a não ser nos casos daqueles extremamente curtos (cerca de 200m de comprimento), são normalmente estabelecidas, para a construção, duas ou mais frentes de escavação.

Neste trabalho serão abordados métodos construtivos mecanizados e não mecanizados mais comumente utilizados, que podem ser também conjugados entre si. Dois métodos construtivos mecanizados, o “TBM’s” (Tunnel Boring Machines) e o “Pipe Jacking”. Além de três métodos não mecanizados ou convencionais, conhecidos como “Drill and blast”, “Cut and Cover” e “NATM”.

## 2.2. CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS

As classificações geomecânicas surgem face à necessidade de caracterização dos maciços rochosos aquando do desenvolvimento de projetos geotécnicos. De carácter empírico, as classificações em questão, permitem qualificar o maciço com base em observações diretas e ensaios in situ ou em laboratório.

Quadro 1 – Principais classificações de maciços rochosos

Nome	Autor	Origem	Aplicações
Carga no suporte	Terzaghi, 1946	USA	Túneis com cimbrês
Período auto-portante	Lauffer, 1958	Áustria	Túneis
NATM	Pacher et al, 1964	Áustria	Túneis
RQD	Deere et al, 1967	USA	Sondagens, túneis
RSR	Wickham et al, 1972	USA	Túneis
RMR	Bieniawski, 1973	África do Sul	Túneis, taludes, minas, fundações
Q-System	Barton et al, 1974	Noruega	Túneis, cavernas
Manuel Rocha	Manuel Rocha, 1976	Portugal	Túneis

Atualmente, as quatro classificações geomecânicas mais utilizadas são: RQD proposta por Deere em 1967, classificação RMR de Bieniawski em 1973, sistema Q-System de Barton e outros em 1974, sendo que os dois últimos utilizam o RQD como parâmetro para o cálculo de seus índices de qualidade do maciço.

A quarta classificação, mas também importante, particularmente em escavações superficiais em solos residuais ou sedimentares, refere-se aos graus de alteração segundo Little (1969), com a classificação correspondente da International Society for Rock Mechanics (ISRM).

### 2.2.1. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RQD

Em 1967, Deere propõe uma classificação denominada RQD (Rock Quality Designation Index), baseando-se na análise de testemunhos recolhidos durante perfurações, que, como representado na figura seguinte, corresponde à relação entre o somatório de todos os comprimentos de rocha superiores a 10 cm e o comprimento total furado, representando assim, a qualidade do maciço face à perfuração. O valor de RQD varia entre 0% e 100%, correspondendo a uma rocha de fraca e excelente qualidade, respetivamente.

O seu valor pode ser enganador quando aplicado a um terreno macio.

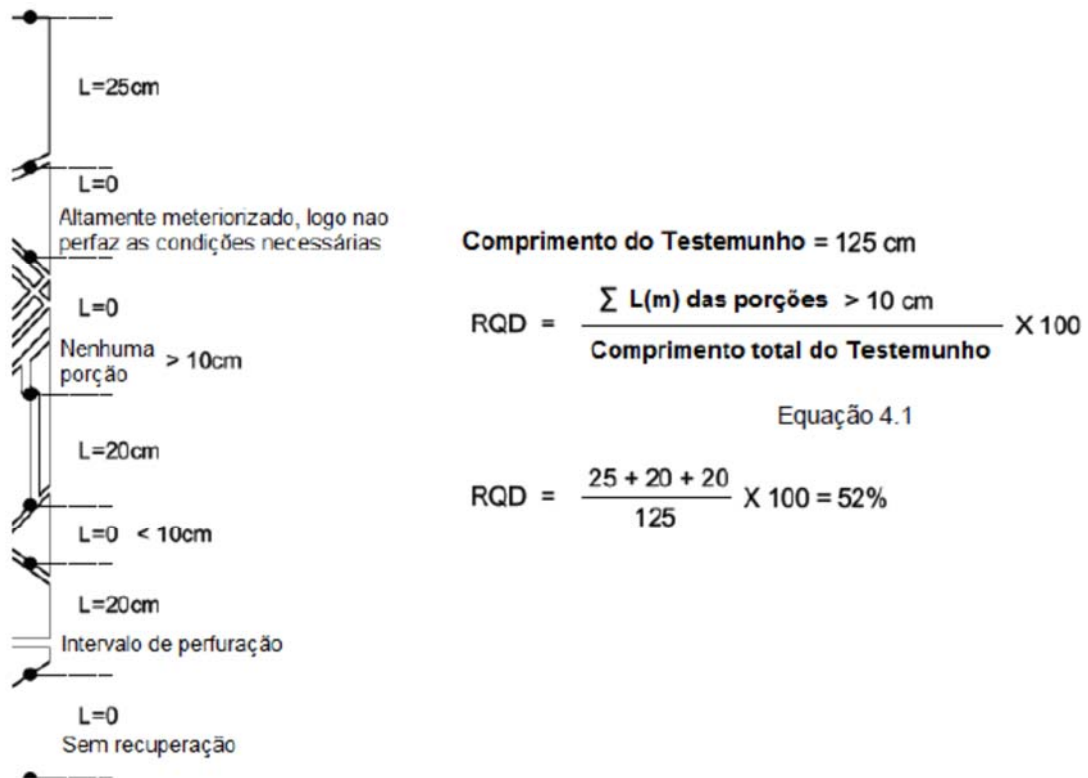


Fig. 15 – Procedimento para a medição e cálculo do RQD (David Chapman, 2010)

O RQD, depois de obtido, pode ser usado como uma base descritiva da qualidade da rocha como é demonstrado na tabela seguinte.

Quadro 2 – Valores de RQD relacionados com a qualidade de um maciço (Deere, 1989)

<i>RQD (%)</i>	<i>Qualidade da Rocha</i>
<25	Muito fraco
25-50	Fraco
50-75	Média
75-90	Boa
90-100	Muito boa

### 2.2.2. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RMR

Trata-se de um sistema de classificação de maciços rochosos, desenvolvido por Bieniawski em 1973, sistema de classificação geomecânica, Rock Mass Rating (RMR), que ao longo dos tempos tem sido ajustado conforme aumentam os números de casos estudados. Esta classificação, especialmente desenvolvida para aplicações de engenharia, utiliza 6 parâmetros que para além de poderem ser medidos no campo, podem também ser obtidos por sondagens.

Tem por objetivo determinar a relação entre o vão livre do túnel e o tempo de sustentação sem suporte, e, estima a coesão e o ângulo de atrito para cada classe de maciço.

A classificação originalmente incorporava oito parâmetros geológico-geotécnicos, sendo posteriormente reduzida para seis, que influenciam de modo determinante o comportamento dos maciços rochosos.

Atribui pesos a seis parâmetros, com base na observação de um grande número de túneis:

- P1 - Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
- P2 - Designação da qualidade da rocha (RQD)
- P3 - Espaçamento das descontinuidades
- P4 - Condição das descontinuidades
- P5 - Condições da água subterrânea
- P6 - Orientação das descontinuidades

De modo a aplicar a classificação geomecânica RMR, o maciço é dividido em zonas que apresentem características geológicas uniformes e, para cada região, é realizada uma classificação individual de acordo com dados de campo. A cada um dos parâmetros, face à sua condição, é atribuído um peso representativo da influência que o mesmo tem na classificação final do maciço.

Quadro 3 – Pesos percentuais relativos ao cálculo do índice RMR

<b>Parâmetro</b>	<b>Peso (%)</b>
P1	1 a 15
P2	3 a 20
P3	5 a 20
P4	0 a 30
P5	0 a 15
P6	0 a 12

O valor de RMR corresponde desta forma à soma algébrica dos pesos atribuídos a cada um dos parâmetros, podendo variar entre 0 e 100.

No quadro 4, são descritos os pesos atribuídos a cada um dos parâmetros que afetam positivamente o índice.

Quadro 4 – Pesos dos parâmetros que afetam positivamente RMR

P1 - Resistência à compressão da rocha intacta						
Point Load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Utilizar ensaio de resistência à compressão uniaxial	
Compressão uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	<1MPa
Pesos	15	12	7	4	2	1
P2 - RQD						
	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%	
Pesos	20	17	13	8	3	
P3 - Espaçamento de Descontinuidades						
Espaçamento (m)	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06	
Pesos	20	15	10	8	5	
P4 - Condição das descontinuidades (* ver P4*)						
	Superfícies muito rugosas, não contínuas, com nenhuma separação. Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies lisas, com enchimento com espessura <5 mm ou juntas contínuas com separação de 1-5 mm	Enchimento mole, com espessuras >5 mm ou juntas contínuas com separação >5 mm	
Pesos	30	25	20	10	0	
P5 - Presença de água						
Caudal por 10 m de comprimento do túnel	Nenhum	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min	
Relação entre pressão da água e a tensão principal máxima	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	0.5	
Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água	
Pesos	15	10	7	4	0	
P4* - Classificação da condição das descontinuidades						
Comprimento das descontinuidades (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20	
Pesos	6	4	2	1	0	
Abertura (mm)	Nenhuma	<0.1	0.1-1.0	1-5	>5	
Pesos	6	5	4	1	0	
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Macio	Liso	
Pesos	6	5	3	1	0	
Preenchimento (mm)	Nenhuma	Duro <5	Duro >5	Mole <5	Mole >5	
Pesos	6	4	2	2	0	
Alteração	Inalterado	Ligeira alteração	Alteração moderada	Muito	Decomposto	
Pesos	6	5	3	1	0	

No Quadro 5, são descritos os pesos atribuídos ao parâmetro referente à orientação das descontinuidades, em função do tipo de obra geotécnica. Ao contrário dos restantes parâmetros, indicados no Quadro 4, este afeta o índice RMR negativamente.

Quadro 5 – Pesos relativos ao efeito da orientação das descontinuidades, em função do tipo de obra geotécnica

P6 - Efeito da orientação das descontinuidades (* ver P6*)					
	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
Fundações	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60
P6* - Efeito da orientação das descontinuidades					
Direção perpendicular ao eixo do túnel	Escavação do túnel no sentido da inclinação		Inclinação 45-90°	Muito favorável	
	Escavação do túnel no sentido inverso da inclinação		Inclinação 20-45°	Favorável	
			Inclinação 45-90°	Razoável	
Direção paralela ao eixo do túnel	Inclinação 45-90°		Inclinação 20-45°	Desfavorável	
			Inclinação 45-90°		Muito desfavorável
	Inclinação 0-20°		Inclinação 20-45°		Razoável



A figura seguinte ilustra a escavação de um túnel no sentido da inclinação das descontinuidades e a abertura de um túnel contra o sentido das descontinuidades.



Fig. 16 – Escavação no sentido e contra o sentido da inclinação das descontinuidades

As seguintes fórmulas permitem entender facilmente como se processa o cálculo:

$$RMR_{básico} = P1 + P2 + P3 + P4 + P5 \quad (2.1)$$

$$RMR = RMR_{básico} + P6 \quad (2.2)$$

A caracterização global do maciço face ao valor do índice RMR, para obras subterrâneas, encontra-se descrita no Quadro 6. Os valores obtidos pelas expressões 2.1 e 2.2 permitem classificar o maciço em cinco classes distintas, que variam desde um maciço com muito boa qualidade (Classe 1) até um maciço rochoso muito fraco (Classe 5). No mesmo Quadro são também apresentadas estimativas para coesão e ângulo de atrito do maciço em função de cada classe.

Assim sendo, um maciço rochoso classificado na classe 1, seria um maciço rochoso duro, pouco fraturado, sem afluências significativas e pouco meteorizado. Para o maciço em causa, que possui uma grande capacidade de carga, aquando da realização de obras subterrâneas, as medidas de estabilização e reforço necessárias seriam reduzidas ou mesmo inexistentes.

Tendo a aplicação desta metodologia uma base empírica é natural que seja de interesse o uso de pelo menos mais um método empírico distinto, com o objetivo de aumentar a confiabilidade na caracterização obtida.

Quadro 6 – Classificação de RMR

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



Esta classificação pode ser utilizada para estimar muitos parâmetros úteis em túneis, tais como a extensão do vão não suportado, o tempo de permanência sem suportes ou a pressão exercida nos suportes. Uma outra utilidade da classificação é a de possibilitar a seleção do método de escavação e o suporte permanente.

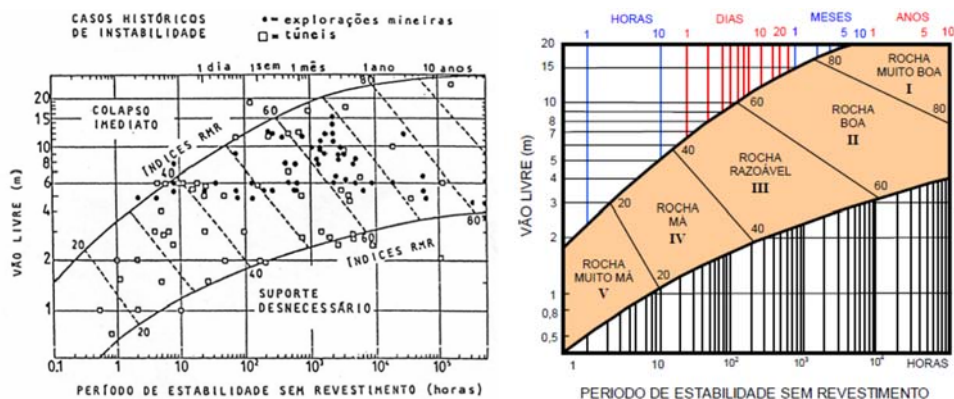


Fig. 17 – Relação entre a extensão do vão livre e o período de tempo de estabilidade sem revestimento

Quadro 7 – Diretrizes para escavação e sustimento de túneis - Classificação de RMR

### Guia para a escavação e suporte de túneis (Bieniawski, 1979)

Secção tipo = ferradura; diâmetro = 10 metros; Tensão vertical < 25 MPa; Escavação com explosivos

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens	Betão Projectado	Cambotas
Muito Boa I RMR = 81-100	Secção total 3 metros de avanço	Geralmente não requer suporte com a excepção de pregagens ocasionais		
Boa II RMR = 61-80	Secção total 1 a 1,5 metros de avanço suporte completo a 20 m da frente	Pregagens de 3 m de compr., espaçadas de 2,5 m, ocasional/ com malha em certas zonas do tecto.	50 mm no tecto quando necessário	Nenhum
Razoável III RMR = 41-60	Secção parcial (frente e rebaixo). Avanço 1,5 a 3 m. Início do suporte após cada fogo. Suporte completo a 10 m.	Pregagens sistemáticas c/ 4 m de compr., espaçadas de 2 m nas paredes e tectos, com malha no tecto.	50-100 mm no tecto 30 mm nas paredes	Nenhum
Fraca IV RMR = 21-40	Secção parcial (frente e rebaixo). Avanço 1 a 1,5 m. Instalação do suporte concomitantemente com a escavação.	Pregagens sistemáticas com 4-5 m de compr., espaçadas de 1-1,5 m, com malha no tecto e nas paredes.	100- 150 mm no tecto 100 mm nas paredes	Cambotas leves espaçadas de 1,5 m
Muito fraca V RMR < 20	Secções múltiplas. Avanço 0,5-1,5 m. Instalação do suporte concomitantemente com a escavação. Betão projectado logo após o fogo.	Pregagens sistemáticas com 5-6 m de compr., espaçadas de 1-1,5 m, com malha no tecto e paredes. Pregagens na soleira.	100-150 mm no tecto 100 mm nas paredes	Cambotas médias a pesadas espaçadas de 0,75 m. Fechamento da soleira

O índice RMR tem sido correlacionado com o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (valores em GPa):

$$E_m = 2RMR - 100 \quad (\text{para } RMR > 50 \text{ Bieniawski, 1978}) \quad (2.3)$$

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \quad (\text{Serafim e Pereira, 1983}) \quad (2.4)$$

### 2.2.3. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO Q

O sistema Q de classificação de maciços rochosos foi desenvolvido na Noruega, em 1974 por Barton, Lien e Lunde, todos eles pertencentes ao Instituto Geotécnico Norueguês.

A classificação qualitativa de maciços rochosos é a classificação Q (Rock Mass Quality), originalmente desenvolvida com o objetivo de classificar maciços rochosos aquando da execução de obras subterrâneas.

A classificação tem por objetivo definir o tipo de suporte necessário à estabilidade de maciços rochosos interessados na construção de túneis de diversos vãos, em que Q pode variar entre 0,0001 e 1000.

<i>Padrão Geomecânico do Maciço</i>	<i>Valores de Q</i>
Excepcionalmente fraco	<0,01
Extremamente fraco	0,01-0,1
Muito fraco	0,1-1,0
Fraco	1,0-4,0
Médio	4,0-10,0
Bom	10,0-40,0
Muito Bom	40,0-100,0
Ótimo	100,0-400,0
Excelente	>400,0

Fig. 18 – Classes de maciços rochosos, sistema Q (Barton, 1974)

É a classificação mais sensível à avaliação da resistência das descontinuidades.

Analisa seis parâmetros a que se atribuem pesos:

- RQD
- $J_n$  – n° de famílias de fraturas
- $J_r$  – rugosidade das fraturas
- $J_a$  – alteração das paredes das fraturas
- $J_w$  – caudal
- SRF – Stress Reduction Factor (carateriza o estado de tensão em profundidade)

O valor de Q é obtido pela fórmula (5):

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (2.5)$$

RQD/ $J_n$  – Representativo do tamanho dos blocos

$J_r/J_a$  – Representativo da resistência ao corte

Jw/SRF – Representativo da tensão efetiva

Rock Quality Designation		RQD	Joint set number		Jn
A.	Rocha de muito má qualidade	0-25	A.	Nenhuma ou poucas descontinuidades	0,5-1
B.	Rocha de má qualidade	25-50	B.	Uma família de descontinuidades	2
C.	Rocha de qualidade razoável	50-75	C.	Uma família mais descontinuidades esparsas	3
D.	Rocha de boa qualidade	75-90	D.	Dois famílias de descontinuidades	4
E.	Rocha de muito boa qualidade	90-100	E.	Dois famílias mais descontinuidades esparsas	6
1. Quando RQD for < 10 (incluindo 0), deve ser utilizado um valor nominal de 10, para se calcular o Q.			F.	Três famílias de descontinuidades	9
2. Intervalos de 5 unidades no RQD têm precisão suficiente (100,95,90,...).			G.	Três famílias de descontinuidades esparsas	12
			H.	Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciços muito fraturados	15
			J.	Rocha esmagada, tipo terroso	20
1. Nas intersecções utilizar 3x1n.					
2. Nas embocadura utilizar 2x1n.					
Joint roughness number					
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			c) Não há contacto entre as paredes de rocha no escorregamento		Jr
b) Contacto entre paredes de rocha antes de 10cm de escorregamento			H. Zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contacto entre paredes		1,0
A. Juntas descontinuas			I. Zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contacto entre as paredes		1,0
B. Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas			1. As descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão, respetivamente.		
C. Descontinuidades suaves e onduladas			2. Adicionar 1,0 se o espaçamento médio da família de descontinuidades mais relevante for maior que 3m.		
D. Descontinuidades polidas e onduladas			3. Jr igual a 0,5 pode ser usado para descontinuidades polidas e planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direção de menor resistência.		
E. Descontinuidades rugosas ou irregulares, planas					
F. Descontinuidades lisas, planas					
G. Descontinuidades polidas, planas					
Joint alteration number					
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento		Ja φ <sup>a</sup> aprox.
A. Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epibolito)			F. Paredes com partículas e areia e rochas desintegradas, etc.		4,0 25-30
B. Paredes não alteradas, somente com leve descoloração			G. Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)		6,0 16-24
C. Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas			H. Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)		8,0 12-16
D. Paredes com partículas siltosas ou areno-argilosas			I. Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo, mas com espessura <5mm); o valor de Ja depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água, etc.		8-12 6-12
E. Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc., e pequenas quantidades de argila expansivas.					
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades					
K. Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H, J para					6,8 ou 8-12 6-24
N. Zonas ou bandas siltosas ou areno-argilosas, com pequena fração de argila					5,0 -
O. Zonas contínuas de argila (ver G, H e J para condições do material argiloso)					10,13 ou 13-20 6-24
Joint water reduction					
A. Escavações secas ou com caudal afilido pequeno, <1 l/min localmente			Jw		1,0
B. Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades					0,66
C. Caudal ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento					0,5
D. Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades					0,3
E. Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo					0,2-0,1
F. Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento					0,01-0,05
1. Os fatores nos casos C a F são estimados para condições naturais; o parâmetro Jw deverá ser aumentado caso sejam efetuadas drenagens					
2. Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados					
Stress Reduction Factor					
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, pode causar a descompressão do maciço rochoso durante a abertura das mesmas			SRF		10
A. Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as profundidades)					5,0
B. Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades de escavação ≤50m)					2,5
C. Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades de escavação >50m)					7,5
D. Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)					5,0
E. Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades de escavação ≤50m)					2,5
F. Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidade de escavação >50m)					5
G. Juntas abertas, rocha muito fraturada e descomprimida (todas as profundidades)					
alínea a) Reduzir o índice SRF de 25 a 50 % se as zonas de corte influenciarem a escavação sem a atravessarem.					
H. Tensões baixas, próximo da superfície			σ <sub>c</sub> /σ <sub>1</sub>		>200 0,01
I. Tensões médias, favoráveis para a estabilidade			σ <sub>0</sub> /σ <sub>c</sub>		200-10 0,1-0,3
J. Tensões elevadas. Estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)					10-5 0,3-0,4 0,5-2,0
K. Explosões moderadas após 1 hora em rocha maciça					5-3 0,5-0,65 5-50
L. Explosões após alguns minutos em rocha maciça					3-2 0,65-1 50-200
M. Explosões internas e seguidas de deformações dinâmicas em rochas maciças					<2 >1 00-400
alínea b) Para estados de tensão in situ anisotrópicos: quando σ <sub>3</sub> /σ <sub>1</sub> ≤ 10, reduzir σ <sub>c</sub> para 0,75σ <sub>c</sub> . Quando σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub> > 10 reduzir σ <sub>c</sub> para 0,5σ <sub>c</sub> . Onde σ <sub>c</sub> corresponde à tensão de compressão não confinada; σ <sub>1</sub> e σ <sub>3</sub> as tensões principais e σ <sub>0</sub> à máxima tensão tangencial.					
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha			O. Pressão moderada da rocha esmagada		1,5 5-10
			P. Pressão elevada da rocha esmagada		>5 10-20
alínea c) Para profundidades H > 350Q*(1/3) pode ocorrer esmagamento da rocha. A resistência à compressão da rocha pode ser estimada recorrendo a q=0,7.Y.Q <sup>1/3</sup> , onde Y representa a densidade da rocha em kN/m <sup>3</sup>					
d) Rochas expansivas: atividade química expansiva devida à presença da água			R. Pressão de expansão moderada		5-10
			S. Pressão de expansão elevada		10-20
D. Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções					1,0
E. Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas					0,8

Fig. 19 – Parâmetros intervenientes no cálculo de Q

Obtido o valor do índice Q, é possível, recorrendo ao ábaco presente na Figura 20, estimar a classe do maciço rochoso e o suporte primário para a escavação.

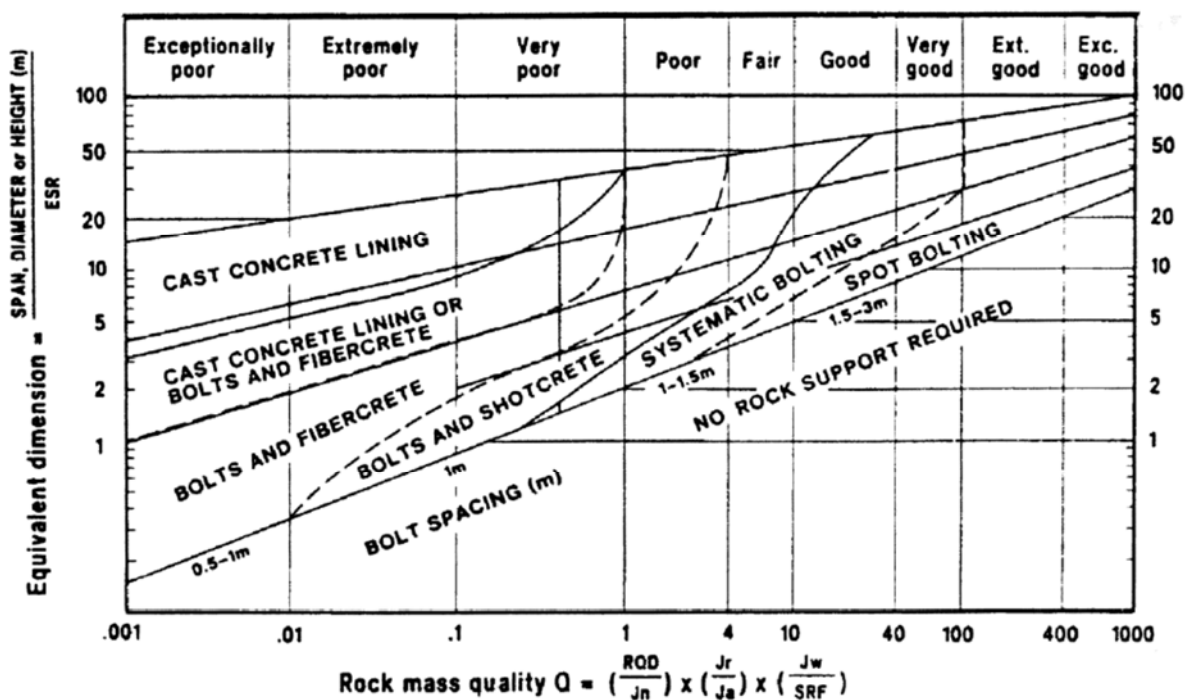


Fig. 20 – Ábaco que relaciona o índice Q com o tipo de suporte primário e a qualidade da rocha

No ábaco da Figura 20, ESR (Excavation Support Ratio) corresponde a um índice de segurança, relativo ao suporte necessário para garantir a estabilidade em função do tipo de obra subterrânea em análise. No quadro 8 são apresentados os valores de ESR consoante o tipo de obra subterrânea em estudo.

Quadro 8 – Valor de ESR face ao tipo de escavação

	Tipo de escavação	ESR
A	Cavidades mineiras temporárias	3-5
B	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidroelétricos (exceto túneis sobre pressão), túneis piloto, túneis de desvio e escavações com grandes cavidades	1,6
C	Cavernas de armazenamento, estações de tratamento de água, pequenos túneis rodo-ferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso.	1,3
D	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, interseções	1,0
E	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

Pode-se avaliar as necessidades de suportes nos túneis através da definição das dimensões equivalentes da escavação. Este parâmetro, que é uma função tanto do tamanho dos blocos como da finalidade da escavação, é obtido dividindo a extensão, diâmetro ou altura da escavação por uma quantidade denominada “razão de suporte da escavação” (ESR), tal que:

$$De = \frac{\text{extensão da escavação, diâmetro ou altura (m)}}{\text{razão de suporte da escavação, ESR}} \quad (2.6)$$



Este valor está relacionado com o uso para o qual a escavação é intendida e para o grau de segurança requerido.

Em 1993, Grimstad e Barton, modificaram este ábaco de maneira a refletir o aumento do uso de betão projetado com fibras de aço em suportes destinados a escavações subterrâneas, que pode ser consultado na figura 21.

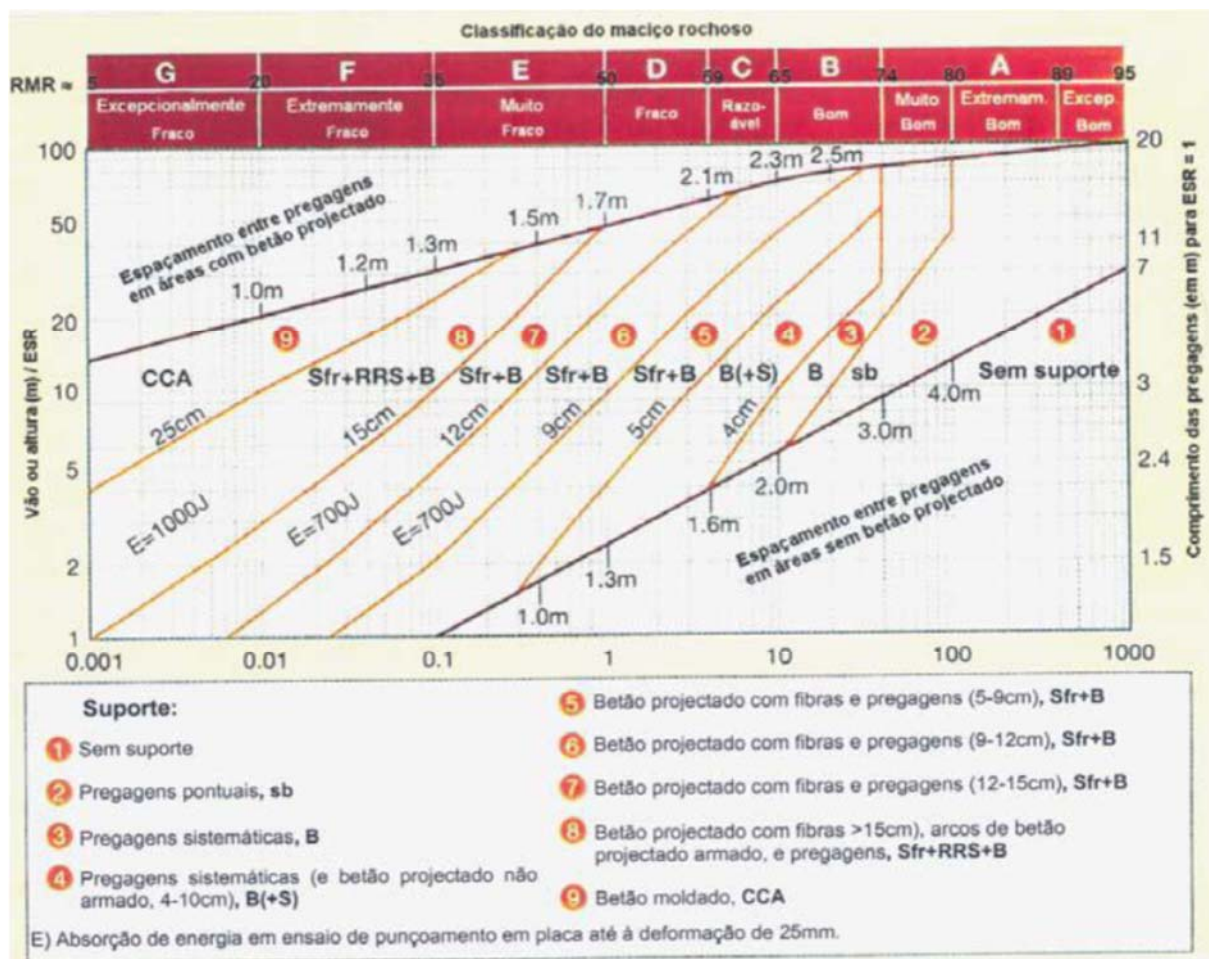


Fig. 21 – Categorias de suporte estimadas através do valor de Q (Grimstad e Barton, 1993)

Após revisão deste último gráfico, Palmström e Broch (2006) concluíram que este sistema de classificação de maciços é mais aplicável dentro de certa gama de parâmetros como vem demonstrado na figura 22 a sombreado. Fora desta secção, cálculos suplementares são necessários e métodos de avaliação são recomendados.

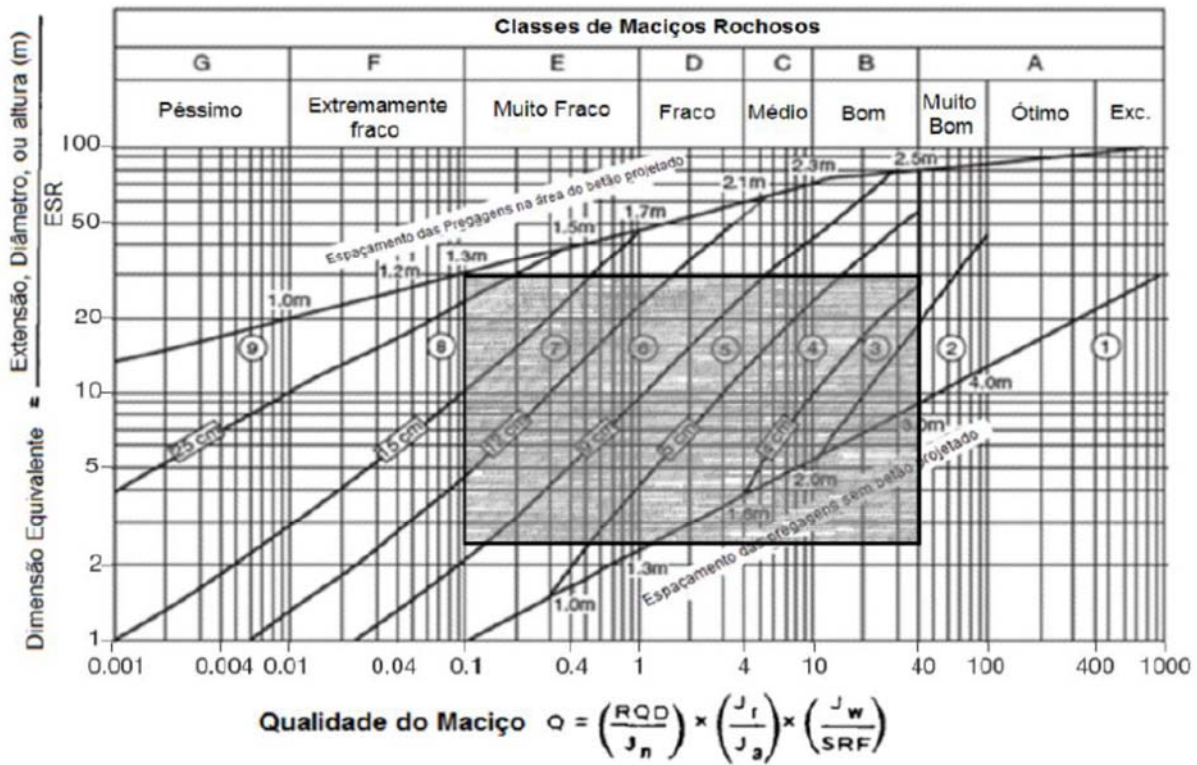


Fig. 22 – Categorias de suporte estimadas através do valor de Q (Palmström e Broch, 2006)

O sistema Q e RMR podem ser relacionados através das seguintes equações:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (\text{para túneis em Eng.ª Civil, Bieniawski (1989)}) \quad (2.7)$$

$$RMR = 10,5 \ln Q + 42 \quad (\text{para túneis em minas}) \quad (2.8)$$

#### 2.2.4. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO LITTLE/ISRM

A escavação superficial incide, na maioria dos casos, em maciços terrosos. Estes podem ter uma origem sedimentar, ou seja, são solos que se formam por partículas erodidas e transportadas. Por outro lado, os solos podem ser residuais.

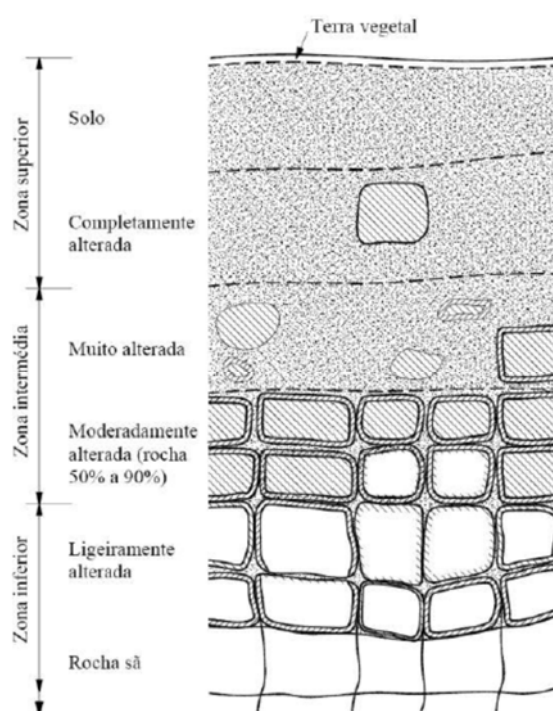


Fig. 23 – Perfil típico de um maciço rochoso com zona superficial alterada e com solo residual (Little, 1969)

Quadro 9 – Classificação dos graus de alteração (Little, 1969)

Grau	Designação	Características principais	ISRM(1)
VI	Solos	A textura da rocha não é reconhecível, as zonas mais superficiais contêm húmus e raízes de plantas. Instável em taludes quando a cobertura é destruída.	
V	Rocha completamente alterada	A rocha está completamente decomposta pela alteração <i>in situ</i> , mas a textura original ainda é visível. Quando a rocha-mãe é granito, os feldspatos originais estão completamente alterados em minerais de argila, não sendo recuperada como testemunho de sondagem em furos por rotação normal. Pode ser escavada à mão. Não pode ser utilizada como fundação de barragens de betão ou de grandes estruturas. É possível empregar-se como fundação de barragens de aterro e como aterro. É instável em cortes muito altos e abruptos. Requer proteção contra a erosão.	W5
IV	Rocha muito alterada	A rocha está tão enfraquecida pela alteração que mesmo grandes fragmentos são facilmente partidos ou esmigalhados à mão. Por vezes é recuperada como testemunho de sondagem em furos à rotação executados cuidadosamente. Apresenta coloração devida à limonite. Contém menos de 50% de rocha.	W4
III	Rocha moderadamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha. Possui alguma resistência: grandes fragmentos (testemunhos com diâmetro NX) não são partidos à mão. Muitas vezes apresenta coloração devida à limonite. A percentagem de rocha está compreendida entre 50 e 90%. É escavada com grande dificuldade sem a utilização de explosivos.	W3
II	Rocha pouco alterada	Distintamente alterada na maior parte da rocha e com alguma coloração devida à limonite. Nos granitos há alguma decomposição de feldspatos. A resistência aproxima-se da rocha sã. Mais de 90% do material é rocha. Necessita de utilização de explosivos na escavação.	W2
I	Rocha sã	A rocha sã pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diáclases imediatamente abaixo da rocha alterada.	W1

1. Segundo a classificação da International Society for Rock Mechanics.

### 2.3. SELEÇÃO PRÉVIA DO MÉTODO E FRENTES DE ESCAVAÇÃO

Existem diferentes métodos de escavação, desde escavação manual, com escavadora, cabeças roçadoras, tuneladoras, como até com recurso a explosivos. O tipo de material a ser escavado permite determinar, numa fase preliminar, o tipo de escavações possíveis (Quadro 10). Em segundo lugar são avaliados outros parâmetros que permitem a decisão final, desde motivos económicos, a introdução de vibrações em meios urbanos, entre muitos outros.

Quadro 10 – Equipamentos de escavação de acordo com o material a escavar

Tipo de escavação	Solo	Rocha branda	Rocha dura
Escavadora	aplicável	parcialmente aplicável	não aplicável
Cabeça roçadora	parcialmente aplicável	aplicável	parcialmente aplicável
Tuneladora com escudo	aplicável	aplicável	parcialmente aplicável
Tuneladora sem escudo	não aplicável	parcialmente aplicável	aplicável
Explosivos	não aplicável	aplicável	aplicável



## 2.3.1. CRITÉRIOS A ADOTAR NO MÉTODO DE ESCOLHA DA ESCAVAÇÃO

A escavabilidade de um maciço rochoso, a sua capacidade de resistência à ação proporcionada pelos equipamentos de escavação, tanto os mecânicos ou mecanizados, como os explosivos. Esta apetência do maciço para ser desagregado, é um fator determinante nas fases de projeto e de execução.

Os critérios baseiam-se em diversos parâmetros de avaliação, existindo alguns de conceção simples e outros que incorporam um largo conjunto de características dos materiais e de equipamentos propostos.

A escavação dos maciços rochosos depende maioritariamente de duas características principais do maciço: a capacidade de resistência da rocha e as características de fracturação existentes. Os parâmetros utilizados pelos diversos autores, tendem a refletir estas duas características do maciço, incorporando fatores como a resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual ( $I_{s50}$ ), resistência à tração, número de Schmidt, velocidade das ondas sísmicas, dureza, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases, RQD (Rock Quality Designation), RMR (Rock Mass Rating), parâmetros do sistema de classificação Q de Barton, continuidade, orientação e preenchimento de diaclases, possança média dos estratos, tamanho de blocos, etc.

Segundo López Jimeno e Díaz Méndez (1997), os critérios de escavabilidade mais utilizados e importantes são: o método de Franklin *et al* (1971), o método de Weaver (1975), o método de Atkinson (1977), o método de Romana (1981), o método de Kirsten (1982), o método de Abdullatif e Cruden (1983), o método de Scoble e Muftuoglu (1984), o método de Hadjigiorgiou e Scoble (1988) e o método de Singh *et al* (1989).

Quadro 11 – Principais critérios de escavabilidade e parâmetros geomecânicos associados

CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE	PARÂMETROS
Franklin (1971)	$I_{s50}$ (índice de resistência à carga pontual), espaçamento médio entre fracturas, resistência à compressão simples, número de Schmidt, RQD
Weaver (1975)	Velocidade sísmica, dureza, grau de alteração, e o espaçamento, continuidade, preenchimento e orientação de diaclases
Atkinson (1977)	Resistência à compressão simples
Romana (1981)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, grau de abrasividade (equivalente de sílica)
Kirsten (1982)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, $J_n$ e $J_r$ do sistema de classificação Q de Barton, posição relativa dos blocos, alteração de diaclases
Abdullatif e Cruden (1983)	RMR
Scoble e Muftuoglu (1984)	Grau de alteração, resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, espaçamento de diaclases, possança média da estratificação
Hadjigiorgiou e Scoble (1988)	Resistência à carga pontual, tamanho de blocos, grau de alteração, disposição estrutural relativa
Singh (1989)	Resistência à tração, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases

Existem também vários equipamentos no mercado, cujo critério de escavabilidade é definido pelo fabricante.

Os maciços rochosos, como elementos geológicos complexos, só raramente possuem as características de homogeneidade, isotropia e continuidade que lhes são frequentemente atribuídos. Desta forma, poderá não ser suficiente a utilização de um único método ou técnica de desmonte de rocha, para a escavação integral de uma obra subterrânea. A alternância de métodos frequente, também pode ser económica e tecnicamente inviável no decorrer da abertura de um túnel. No entanto existem adaptações possíveis nos diferentes métodos, dependentes das características do maciço e das condicionantes locais.

Estas variantes, consoante o processo em uso, traduzem-se na aplicação de equipamentos de diferente potência ou sistema de corte, ou na adaptação sucessiva do diagrama de fogo no caso de desmonte com explosivos, estando estes também em constante evolução.

As limitações associadas ao uso de explosivos, estas prendem-se, fundamentalmente, com as condições do meio onde se desenrolam as atividades. Estas condicionantes podem estar relacionadas com a presença de estruturas ou com o ambiente natural existente, potencialmente afetados pelas vibrações, ruídos, poeiras e projeção de blocos.

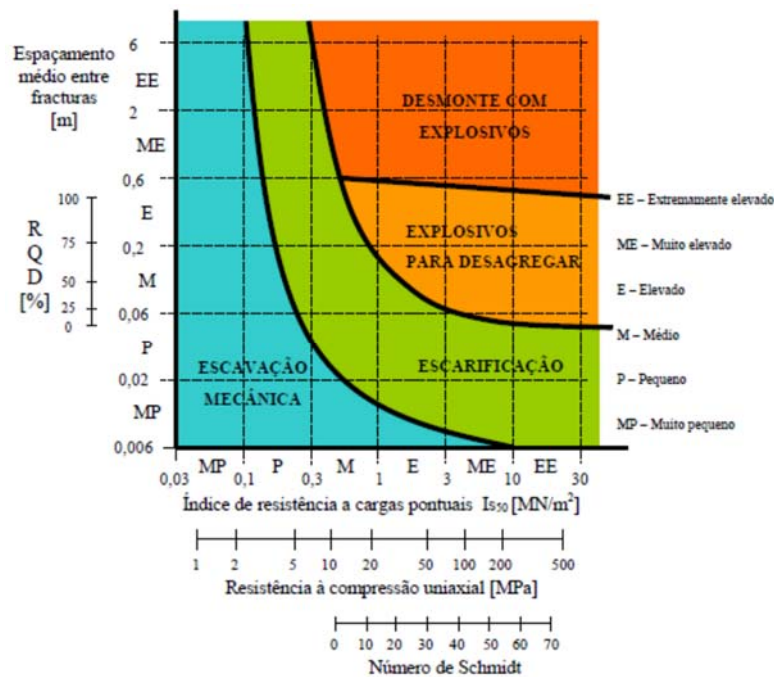
Entre as estruturas que podem limitar, ou mesmo inviabilizar, a utilização de explosivos, encontram-se os gasodutos, caminhos de ferro, estradas, pontes, viadutos, aglomerados populacionais, barragens e albufeiras, centrais energéticas, refinarias ou outras instalações industriais, hospitais e estruturas subterrâneas sensíveis como outros túneis, minas, instalações de armazenamento de produtos de risco e instalações militares.

Ambientalmente, a utilização de explosivos através da fracturação que induz ao maciço, pode afetar cursos de água, bem como os aquíferos existentes, rebaixando-os ou ligando diferentes níveis. Estes efeitos podem limitar o uso do solo da região, tanto no que se refere a posteriores construções como as relativas ao uso agrícola, pecuária, fauna e flora (zonas protegidas), etc., além de acarretarem perigos e custos acrescidos para as atividades construtivas futuras.

A secção do túnel, geralmente imposta pelo Dono da Obra ou pelo Projetista, de acordo com o objetivo da infraestrutura, é outro dos condicionalismos com que se debate a escolha da técnica de desmonte, uma vez que pode limitar a gama de equipamentos a operar no espaço disponível e a eficiência destes.

#### 2.3.1.1. Método de Franklin *et al*

O método desenvolvido por Franklin e seus colaboradores (1971) classifica o maciço rochoso de acordo com dois parâmetros principais, obtidos sobre testemunhos de sondagem:  $I_{s50}$  (índice de resistência à carga pontual) e espaçamento médio entre fraturas. Estes parâmetros podem ainda ser correlacionáveis com outras grandezas, o  $I_{s50}$  com a resistência à compressão simples e com o número de Schmidt e, o espaçamento médio entre fraturas com o RQD.

Fig. 24 – Classificação da escavabilidade de maciços rochosos, segundo Franklin *et al.*(adaptado de Franklin *et al.*, 1971, in López Jimeno e Díaz Méndez, 1997)

Este método determina quatro regiões no gráfico exposto, a que correspondem diferentes métodos de desmonte da rocha, a escavação mecânica, a esscarificação, a utilização de explosivos para desagregar e o desmonte com explosivos.

Devido à data da sua conceção (1971), este método pode conter algumas imprecisões, porquanto as tecnologias e capacidades dos equipamentos têm tido uma evolução constante, nomeadamente os modernos equipamentos hidráulicos, bastante potentes, que ampliam as áreas de escavação mecânica e esscarificação para o interior das regiões de desmonte com explosivo.

### 2.3.1.2. Método de Kirsten

Kirsten (1982) propôs um método classificativo para a seleção de métodos de escavação, utilizando um conjunto de parâmetros que integram uma expressão empírica, da qual resulta um índice de escavabilidade N (López Jimeno e Díaz Méndez, 1997):

$$N = Ms \cdot \frac{RQD}{J_n} \cdot J_s \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (2.9)$$

Onde:

- Ms - Resistência à compressão simples da rocha (MPa);
- RQD - Rock Quality Designation (%);
- Jn, Jr - Parâmetros do sistema de classificação Q de Barton;
- Js - Disposição relativa dos blocos inclinados segundo a direcção de extracção (Js=1, para material intacto);
- Ja - Grau de alteração das diaclases.

Segundo o índice N calculado através da expressão anterior, este autor apresentou os intervalos e a respetiva facilidade de arranque, conforme apresentado no quadro abaixo.

Quadro 12 – Escavabilidade segundo Kirsten

N	Escavabilidade
$1 < N < 10$	facilmente ripável
$10 < N < 100$	ripagem difícil
$100 < N < 1000$	ripagem muito difícil
$1000 < N < 10000$	ripagem extremamente difícil / explosivos
$N > 10000$	explosivos

### 2.3.2. FRENTES DE ESCAVAÇÃO

Relativamente às frentes de escavação, estas podem variar consoante o prazo de execução, os meios disponíveis e a possibilidade de criar tuneis intermédios de acesso para novas frentes.

Na figura seguinte, exemplificam-se 3 casos, o primeiro com uma frente normalmente utilizada para túneis inferiores a 200 m, o exemplo do meio onde o ataque é realizado em duas frente através da bocas de entrada/saída, e, o exemplo da direita, onde é criado um túnel de acesso apenas para construção, permitindo realizar o ataque com duas frentes nas extremidades, e uma ou duas através do túnel de ataque intermédio, podendo neste último caso utilizar um equipamento de perfuração (sendo com explosivos) que efetua alternadamente em cada frente intermédia o avanço de escavação.

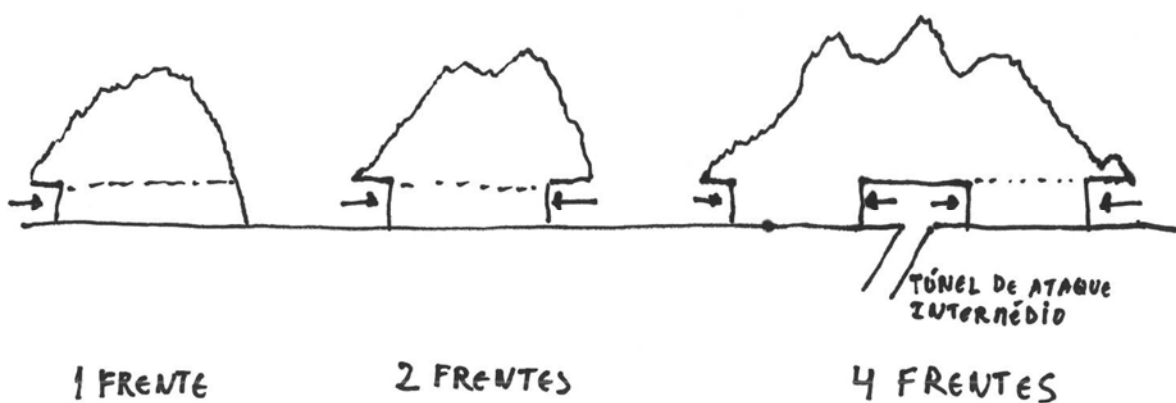


Fig. 25 – Tipos e número de frentes de ataque

Como exemplo de um túnel, ainda em construção, apresento o túnel de adução do aproveitamento hidroelétrico de Gouvães, previsto executar com 4 frentes de ataque, sendo uma dupla (cujo acesso é efetuado através de um túnel de ataque intermédio).

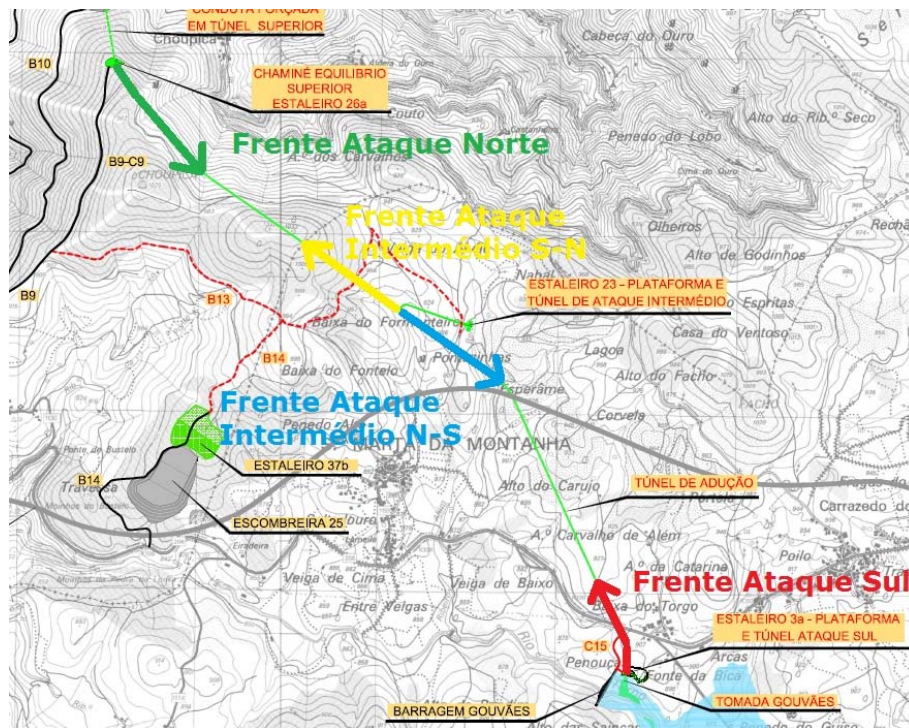


Fig. 26 – Frentes de ataque previstas no túnel de adução do AH de Gouvães

## 2.4. MÉTODOS CONVENCIONAIS DE ESCAVAÇÃO

### 2.4.1. CUT AND COVER (CORTAR E COBRIR OU FALSO TÚNEL)

Um dos métodos mais utilizados no princípio da construção de túneis foi o Cut and Cover. Esse método consiste na escavação de uma vala e posterior aterro. Com esta técnica, pode-se criar túneis profundos o bastante para a passagem de uma rodovia ou ferrovia, mas rasos o suficiente para evitar atingir a camada de rochas quase impenetrável.

Num túnel escavado a céu aberto (Cut and Cover), a estrutura final do túnel é construída dentro da zona escavada e posteriormente coberta com o material extraído da escavação. Esta técnica é normalmente utilizada quando o túnel é relativamente superficial, sendo que para profundidades entre 12 e 18 metros esta técnica é em norma mais económica do que por exemplo a técnica mineira ou escavação com recurso a uma tuneladora, podendo esta profundidade ir até cerca de 30 metros (FHWA, 2009).

É, no entanto, importante referir que esta técnica compreende uma grande interferência com a superfície, isto é, não é possível construir um túnel com esta técnica sem que haja alteração da superfície, o que em alguns casos, nomeadamente em espaços urbanos, afete em larga escala o normal funcionamento destas zonas.

Este tipo de escavação compreende duas técnicas distintas em termos de procedimentos, “De Baixo para Cima” e “De Cima para Baixo”, sendo que cada uma delas apresenta as suas vantagens e desvantagens, devendo ser a sua escolha cuidada e de acordo com as características do projeto em si, visto que cada técnica compreende determinadas restrições como será apresentado em seguida.



#### 2.4.1.1. Construção de baixo para cima

Nesta técnica o trecho onde se irá construir o túnel é completamente escavado, sendo o túnel posteriormente construído in situ e finalizada a sua construção, coberto com o material extraído. Este trecho pode ser realizado escavando em profundidade, fazendo taludes não suportados, quando existe espaço à superfície que o permita. No caso de falta de espaço à superfície ou quando existe necessidade de controlar os deslocamentos do maciço, a escavação pode ser feita com recurso a uma contenção periférica, podendo esta ser constituída por uma cortina de estacas, de paredes moldadas, de estacas prancha ou ainda de uma contenção do tipo Berlim.

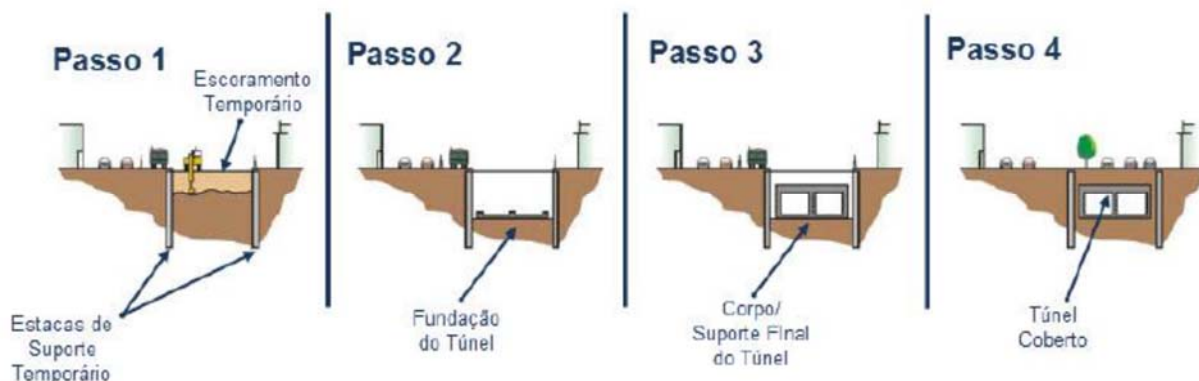


Fig. 27 – Sequência da construção de baixo para cima a céu aberto (Nôro, 2014)

Faseamento construtivo:

- Instalação de suporte provisório de escavação como por exemplo estacas moldadas;
- Rebaixamento do nível freático caso necessário;
- Escavação e instalação de suporte às paredes provisórias, por exemplo escoras;
- Construção da fundação do túnel e caso necessário execução de melhoramento do maciço de fundação;
- Finalização da construção do corpo do túnel e instalação caso necessário de elementos impermeabilizantes;
- Enchimento do trecho e restabelecimento da superfície.

Esta técnica tem as seguintes vantagens:

- Ser facilmente dominada pelos construtores de túneis;
- Possibilidade de aplicação de elementos impermeabilizantes no exterior do túnel;
- Possibilidade de instalação de sistemas de drenagem e/ou desvio de água no exterior do túnel;
- O interior da escavação tem acesso mais facilitado em relação à técnica de “Cima para Baixo”.

Como desvantagens esta técnica tem:

- Ser necessária uma maior área à superfície para realizar a escavação;
- Impossibilidade de restabelecimento da superfície até a finalização da construção;
- Requer suporte provisório;

- Na necessidade de rebaixamento do nível freático, este poderá provocar efeitos adversos na envolvente.



Fig. 28 – Exemplo de túnel a céu aberto ou falso túnel (<http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es>, 2018)



Fig. 29 – Exemplo de túnel a céu aberto ou falso túnel, Estrada Catania-Siracusa ([www.ulmaconstruction.pt](http://www.ulmaconstruction.pt), 2018)

#### 2.4.1.2. Construção de cima para baixo (método invertido)

Na técnica de construção a céu aberto de cima para baixo, também denominada de método invertido, as paredes do túnel são construídas em primeiro lugar com recurso por exemplo a estacas moldadas secantes, ou seja, neste método o suporte de escavação é usualmente o suporte final do túnel. De seguida é construído o topo do túnel apoiado nas paredes previamente executadas, sendo seguidamente restabelecida a utilização da superfície. A restante escavação, construção do túnel e acabamentos é

efetuada sob a laje do topo do túnel permitindo assim o regresso antecipado à regularidade da superfície.



Fig. 30 – Sequência da construção de cima para baixo a céu aberto (Nôro, 2014)

Faseamento construtivo:

- Instalação de suporte de escavação/final, por exemplo estacas moldadas secantes;
- Rebaixamento do nível freático caso necessário;
- Escavação do topo do trecho, construção da laje do topo do túnel e caso necessário instalação de elementos impermeabilizantes no exterior da laje;
- Enchimento do trecho escavado e restabelecimento da superfície;
- Escavação do interior do túnel e execução do ancoramento das paredes do túnel;
- Execução da fundação do túnel e execução de melhoramento do maciço de fundação caso necessário;
- Execução de acabamentos no interior do túnel.

Esta técnica tem as seguintes vantagens:

- Permitir o restabelecimento precoce da superfície;
- O suporte provisório é usualmente utilizado como suporte final do túnel, com respectivos acabamentos;
- As lajes estruturais atuam como escoras permitindo a redução de ancoragens nas paredes do túnel;
- Necessita de menor espaço à superfície do que a técnica anterior;
- Poderá levar a um menor tempo de construção permitindo a execução de diversas tarefas em simultâneo;
- Poderá resultar num menor custo global por possível diminuição de suporte a utilizar bem como da possível redução do tempo de execução.

As desvantagens desta técnica são as apresentadas de seguida:

- Impossibilidade de instalar elementos de impermeabilização no exterior exceto sobre a laje do topo do túnel;
- Possibilidade de infiltrações nas juntas dos elementos estruturais;



- Ligações entre lajes e paredes são de execução mais complexa;
- Risco de na execução das paredes haver desvios das mesmas para o interior do túnel;
- O acesso à escavação é limitado;
- Espaço limitado para escavação do interior do túnel e construção da laje inferior.

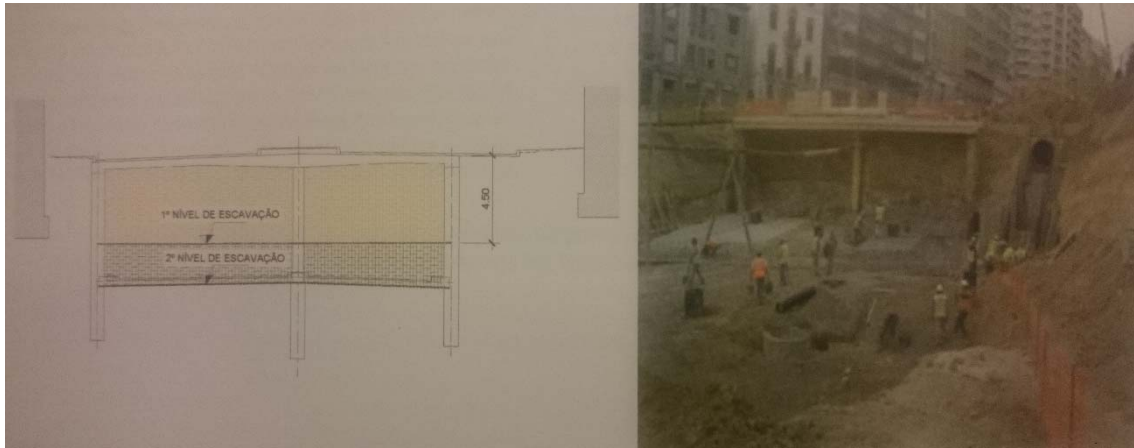


Fig. 31 – Túnel invertido do Marquês (CPT, Comissão Portuguesa de Túneis)

#### 2.4.2. NATM (NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD)

O Novo Método Austríaco para Abertura de Túneis é uma maneira segura e muito eficiente de construir túneis. O NATM, desenvolvido por Ladislau Rabcewicz, teve evolução significativa na Europa entre o final da década de 1950 e a primeira metade da década seguinte. Este desenvolvimento foi fruto da experiência com trabalhos de execução de túneis em minas de carvão. Na época, observou-se que os escoramentos de madeira colocados nas galerias das minas, após as ruturas dos primeiros suportes provisórios, causadas pelos esforços do maciço, podiam ser mais leves que os instalados inicialmente, em consequência do alívio de tensões ocorridas.

É um conceito baseado no conhecimento do comportamento do maciço aquando da criação de uma abertura no mesmo. Assim, o elemento portante é o próprio terreno circundante à cavidade, sendo o sustimento, o meio de realizar o confinamento necessário a mobilizar o máximo da sua capacidade resistente (Melâneo, 1994), por forma a maximizar os recursos, isto é, diminuir a quantidade de suporte imediato levando assim a uma maior economia. Para isto, é de extrema importância que aquando da escavação, o maciço seja o menos perturbado possível, para que assim este mantenha as suas características o mais aproximadas possível às suas características iniciais. Após cada secção escavada é necessário fornecer suporte imediato, sendo que este deve ser o mais leve e flexível possível de modo a tirar partido do efeito de arco do maciço (Almeida e Sousa, 2005).

A flexibilidade do método do NATM permite o ajuste dos elementos de suporte do túnel de acordo com o tipo de rocha existente. Esse princípio garante a construção de um túnel com custos razoáveis, sem comprometer a qualidade da obra e a segurança dos trabalhadores e, posteriormente dos utilizadores, levando a que esta seja uma das técnicas mais utilizadas em todo o mundo.

Durante o processo, retirasse amostras de rocha de modo a fornecer aos engenheiros as informações necessárias sobre os tipos de solo que serão encontrados na construção do túnel. A quantidade de tipos de solos vai determinar os tipos e quantidades de revestimento inicial.

Após abertura da totalidade do túnel é então colocado o suporte final por forma a satisfazer a finalidade do túnel.

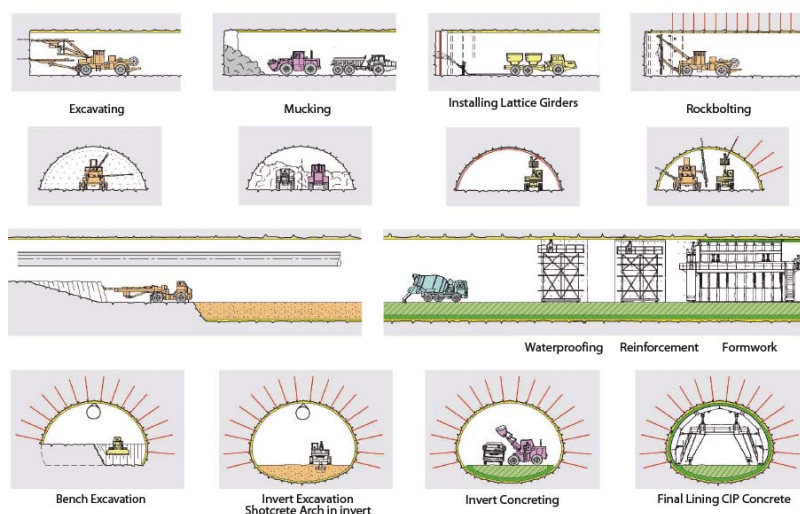


Fig. 32 – Método NATM de execução de um túnel (www.dot.ca.gov, 2018)

É condição essencial ao bom desempenho deste método, o cumprimento rigoroso dos detalhes de execução, a permanente caracterização geológica em avanço, a respetiva observância do comportamento do maciço através de um adequado sistema de monitorização e um apurado controlo de qualidade dos elementos de suporte.

O método NATM, não sendo um conjunto de técnicas específicas de escavação e sustentação de túneis, caracteriza-se essencialmente pelos seguintes princípios na sua aplicação:

- Mobilização da resistência do maciço rochoso - o método baseia-se na resistência intrínseca do maciço circundante que está sendo conservado como o componente principal da sustentação do túnel. A sustentação preliminar é dirigida para permitir a sustentação pela própria rocha;
- Proteção por betão projetado - o afrouxamento e a deformação excessiva do maciço devem ser minimizados. Isto é conseguido aplicando (projetando-se) uma camada fina de betão imediatamente após do avanço da frente;
- Monitoramento - cada deformação da escavação deve ser medida (monitorada). O Método NATM requer a instalação de uma instrumentação sofisticada para medir. É encaixado no revestimento, no piso, e nos pinos de sustentação.
- Suporte flexível - o revestimento preliminar é fino e reflete condições recentes dos estratos. A sustentação usada é mais ativa que passiva e o reforço não é feito por revestimento mais espesso de betão, mas por combinação flexível de pregagens, de redes metálicas e de aduelas/cambotas reforçadoras de aço.
- Preenchimento da secção basal ("invert") - o fechamento rápido do "invert" e a criação de um anel suporte de carga é importante. É crucial nos túneis em rochas brandas, onde nenhuma secção do túnel deve ser deixada aberta, mesmo que temporariamente.

- Arranjos Contractuais - uma vez que o NATM é baseado em monitorar medidas, mudanças nos métodos de sustentação e de construção são possíveis. Isto é possível somente se o sistema contractual possibilita tais mudanças.
- A classificação do maciço rochoso determina as medidas da sustentação - há classes principais da rocha para túneis com métodos de suporte específicos. Esses servem como diretrizes para o reforço do túnel.

Na escavação com explosivos a sequência de operações e o seu faseamento é de acordo com o representado na figura seguinte:

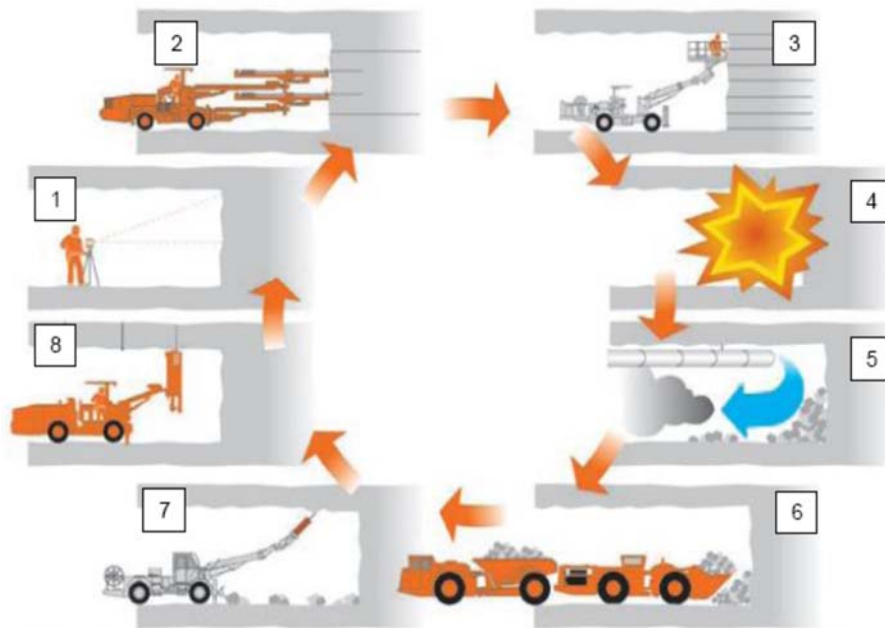


Fig. 33 – Esquema NATM da sequência de escavação com recurso a explosivos (Félix, 2018)

A sequência de escavação com recurso a explosivos é composta pelas seguintes operações:

- [1] Marcação da pega
- [2] Perfuração
- [3] Carregamento dos furos
- [4] Detonação dos furos
- [5] Ventilação de zona escavada
- [6] Remoção de escombros para vazadouro
- [7] Saneamento, mecânico e/ou manual
- [8] Suporte primário

#### 2.4.2.1. Escavação com meios mecanizados (roçadoras, escavadoras com martelo)

No que concerne à escavação, quando o maciço a escavar é terroso, sem elevadas tensões in situ ou rochoso sendo a rocha relativamente branda, não muito abrasiva, de baixa tenacidade e com alguma fracturação é possível aplicar técnicas de escavação de ataque pontual. As roçadoras e escavadoras destinam-se a escavar solos ou maciços com resistência à compressão entre 80 e 120 MPa. Assim, estes equipamentos são utilizados fundamentalmente em rochas brandas, existindo diferentes

variedades com diversos tipos de cabeças, adequados às diferentes características do material a escavar.

As escavadoras e os martelos hidráulicos, possuem uma tecnologia convencional, dependendo a sua aplicabilidade do espaço disponível e das características do material a escavar. Em túneis com constrangimentos próprios, nomeadamente em zonas urbanas e com materiais brandos e heterogêneos, estes equipamentos podem tornar-se numa alternativa rentável à utilização de explosivos ou de tuneladoras.



Fig. 34 – Escavadoras equipadas com balde ou roçadora ([www.liebherr.com](http://www.liebherr.com), 2018)

Dentro das técnicas de escavação mecânica existem ainda bastantes tipos de equipamentos, nomeadamente máquinas de pré-corte mecânico e desmonte com equipamentos mecânicos manuais. Os equipamentos disponíveis no mercado possuem especificações técnicas dos fabricantes, com dados relativos ao avanço, potência e campos de aplicação, devendo a sua escolha ser alvo de critérios e estudos de detalhe que abranjam todo o desenvolvimento longitudinal do túnel.

A escolha do equipamento de escavação, que pode ser imposta pelo do Projetista, deverá também atender às disponibilidades dos equipamentos do Empreiteiro que vai executar a obra. Em obras com elevado volume de trabalhos, estes equipamentos específicos com custos elevados poderão ser adquiridos.

No desmonte de maciços heterogêneos, com ocorrência simultânea de materiais brandos e duros, poderá ser conveniente a utilização de métodos mistos, isto é, aplicação de explosivos e arranque mecânico. Esta variante inclui, geralmente, a aplicação de tiros de caldeira e o posterior desmonte mecânico, destinando-se os explosivos a fraturar a rocha e criar uma pequena cavidade que facilite a ação mecânica subsequente.

Em diversos equipamentos, o braço hidráulico da máquina base, pode ser equipado com martelo hidráulico, unha ou garra, balde e ou cabeça roçadora, consoante as necessidades; ou equipados com sistema de tração Diesel ou elétrico. Os movimentos da máquina em operação são todos eles efetuados por power pack electro hidráulico, reduzindo assim substancialmente a libertação de gases de escape nocivos reduzindo assim substancialmente a libertação de gases de escape prejudiciais para a saúde.



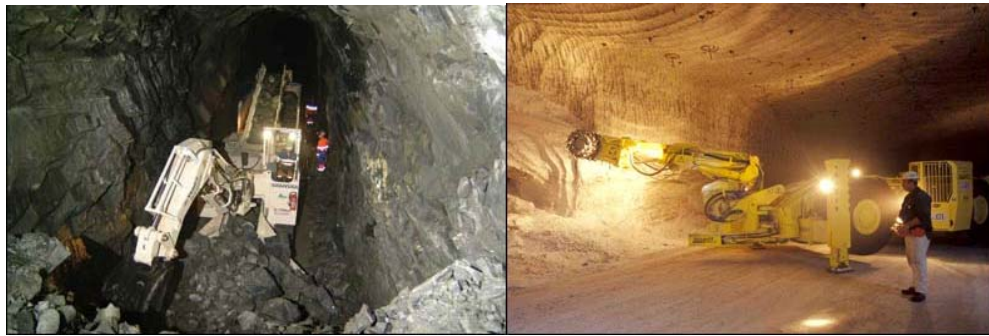


Fig. 35 – Escavadoras equipadas com balde ou roçadora ([www.mining-technology.com](http://www.mining-technology.com), 2018)

Também existem diversos formatos e dimensões que se adaptam aos diversos tipos e secções de túneis. Muitas das máquinas disponíveis no mercado, efetuam a própria remoção e carga do escombro, através de tapetes transportadores, pela traseira da máquina diretamente sobre camião.



Fig. 36 – Escavadora equipadas com balde e tapete de carga ([www.mining-technology.com](http://www.mining-technology.com), 2018)



Fig. 37 – Escavadora equipadas com roçadora e tapete de carga ([www.rocktechnology.sandvik](http://www.rocktechnology.sandvik), 2018)

#### 2.4.2.2. Drill and Blast (Perfuração e Explosão)

A escavação de túneis através de rocha dura quase sempre envolve o uso de explosivos.

O processo de desmonte com explosivos inicia-se na atividade de perfuração da frente, que tem a finalidade de abrir os furos onde irão ser introduzidos os explosivos. Esta operação de perfuração, em subterrâneo, pode ser realizada por equipamentos hidráulicos automatizados (Jumbos), geralmente com múltiplos braços perfuradores (1 a 3, existindo já também com 4 braços), ou manualmente, em casos excepcionais (pequeno espaço de operação ou poucos furos).



Fig. 38 – Jumbos de 1, 2 e 3 braços ([www.epiroc.com](http://www.epiroc.com), 2018)

Existem no mercado, equipamentos como os da Atlas Copco, cujo sistema automático e respetivo programa informático, sistema ABC “Regular”, que permite o carregamento dos planos de fogo para o ecrã do computador de bordo para que o operador possa segui-lo. O ecrã do computador não só apresenta o diagrama de fogo, como mostra a posição atual da alimentação da broca relativamente ao furo. A função do operador é apenas a de alinhar os martelos de furação, no local designado da face. Os ângulos de saída também são tidos em conta na furação e no alinhamento dos furos. A própria máquina está posicionada no túnel de acordo com um laser.

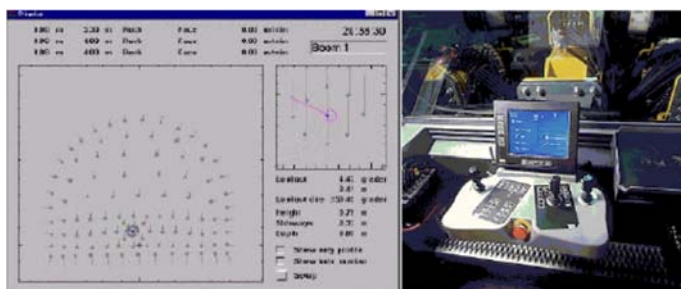


Fig. 39 – Software de Jumbos ([www.epiroc.com](http://www.epiroc.com), 2018)

A seleção do tipo de equipamento depende da secção de escavação, do ciclo de execução, prazo e equipamento disponível, ou a alugar/comprar pelos empreiteiros. Como são equipamentos extremamente caros, geralmente utilizam-se ciclos considerando 24 h/dia, para se obter o máximo rendimento.

Quadro 13 – Quadro com áreas de influência na escolha de um Jumbo (Atlas Copco)

Designação	Modelo / Ref. <sup>a</sup>
Jumbo perfuração de 1 braço, secções até 31 m2	Boomer S1 D
Jumbo perfuração de 2 braços, secções até 45 m2	Boomer 282
Jumbo perfuração de 2 braços, secções até 65 m2	Boomer M2 C
Jumbo perfuração de 2 braços, secções até 112 m2	Boomer E2 C
Jumbo perfuração de 3 braços, secções até 198 m2	Boomer XE3 C

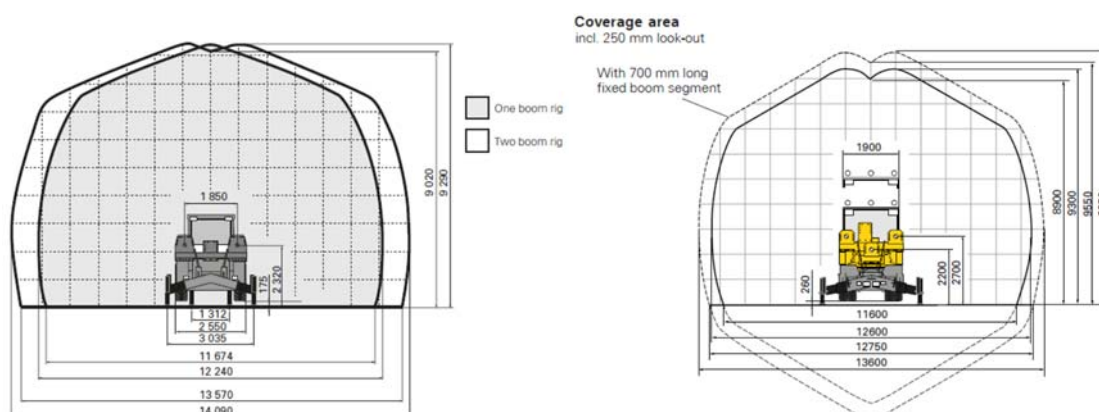


Fig. 40 – Diagramas de secção de influência de jumbos de 1, 2 e 3 braços (Atlas Copco)

Estes equipamentos movem-se através de um motor de combustão, mas utilizam a energia elétrica para efetuar os furos com os seus potentes martelos hidráulicos de rotopercussão, capazes de perfurar 2 m/min. Durante o tempo de execução da furação, o Jumbo estacionado, funciona apenas em modo elétrico, não libertando assim, gases nocivos para os trabalhadores que se encontram a trabalhar no túnel. Devem ser conduzidos por condutor-manobrador habilitado, até à frente de trabalho e no local sendo estabilizado, ligado à corrente elétrica e à rede de abastecimento de água (para arrefecimento dos bits de perfuração). Finalizado o posicionamento, o Jumbo pode ser operado de forma automática, semiautomático ou manual.

Os bits de perfuração normalmente usados são de 38, 45, 48, 51 e 64 mm. No entanto é possível colocar cabeças alargadoras para executar furos de maior diâmetro até 102 mm, que permitem também executar a furação para enfilagens e chapéu cilíndrico do tipo microestaca em tubo 88,9 mm com bit alargador incorporado.



Fig. 41 – Tipos de bit e cabeça alargadora para furação com Jumbo (Félix, 2018)

Os martelos perfuradores de rotopercussão dos jumbos, funcionam com energia elétrica, tendo cada um uma potência de cerca de 75 kw. Utilizam também para arrefecimento dos bits cerca de 1,1 l/s de água. Nesse sentido deve ser previsto também a ligação à rede elétrica caso exista com potência suficiente (ou geradores) e a instalação de depósitos de água. Estes deverão ter capacidade mínima de 500 kva (gerador) e 2x10.000 l (água).



Fig. 42 – Gerador e depósitos (água e aditivos) instalado no túnel de Águas Santas

As águas provenientes da perfuração deverão ser recolhidas com recurso a bomba e encaminhadas para a estação de tratamento.

#### 2.4.2.3. Seccionamento e diagramas de fogo

Os métodos de escavação, tanto por explosivos como mecânicos, podem ser faseados de acordo com as características da obra e do maciço rochoso. Em túneis de grande secção, é geralmente utilizada a técnica de desmonte sucessivo de secções parciais, de forma a minorar a instabilidade das frentes, dos tetos e dos hasteais, bem como reduzir as convergências no túnel. Este método é preferencialmente utilizado em túneis em maciços rochosos muito brandos (ou maciços terrosos), com pequeno recobrimento.

Como o método NATM depende maioritariamente, mas não só, das condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do maciço, da secção transversal do túnel a escavar e da possibilidade da presença de água. Assume-se que quanto maior for a secção transversal do túnel e menor a capacidade geomecânica do maciço, mais numerosas deverão ser as fases de escavação. Na figura seguinte são apresentados diferentes tipos de sequências de escavação em secção parcial para o método NATM. De notar que a sequência f), utilizada para escavação de uma das galerias da estação Baixa/Chiado do Metro de Lisboa, advém da necessidade, muito habitual, de efetuar o rebaixamento do nível freático dentro do próprio túnel ao invés de o fazer à superfície, exigindo assim o uso de pequenas secções de escavação, devido à redução da capacidade resistente do solo e conseqüente diminuição da capacidade de auto suporte, em virtude da presença de água (Almeida e Sousa, 2005).



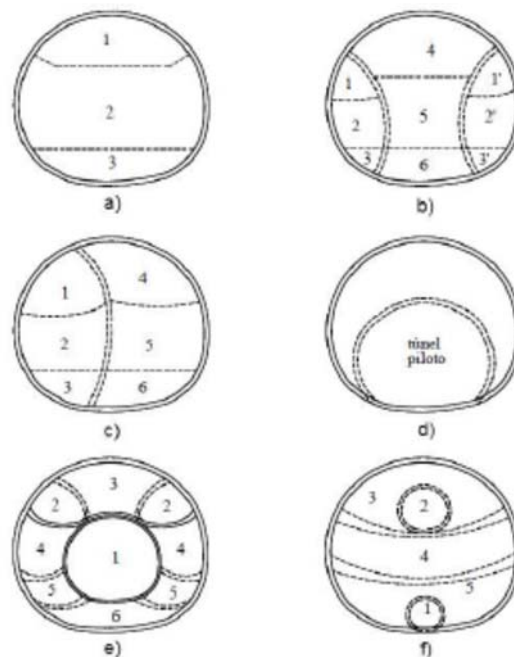


Fig. 43 – Exemplo de seqüências de escavação para o NATM (Almeida e Sousa, 2005)

A escolha de um método de desmonte de rocha reflete-se sempre na qualidade da obra e nos custos e prazos inerentes à sua realização. Neste contexto, existem alguns requisitos a ter em conta, nomeadamente o tipo e versatilidade dos equipamentos, podendo estes constituir um fator limitativo para os empreiteiros, em termos de concurso, influenciando diretamente o custo da obra.

Os diagramas de fogo dependem, para a sua eficiência, de diferentes variáveis que incluem o número e orientação dos furos, tipos e quantidade de explosivos, número e seqüência de retardos, etc.

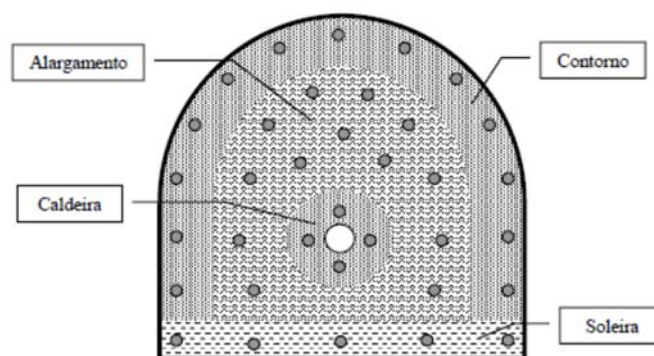


Fig. 44 – Zonas de um diagrama de fogo tipo num desmonte subterrâneo (Bastos, 1998)

Num diagrama de fogo usual, a seqüência de rebentamento segue a seguinte ordem: caldeira, alargamento, soleira (sapateira) e contorno. Como é natural, utilizam-se maiores cargas nas zonas de mais difícil arranque, nomeadamente a caldeira onde existe maior confinamento e a soleira, onde se verifica maior influência da gravidade.

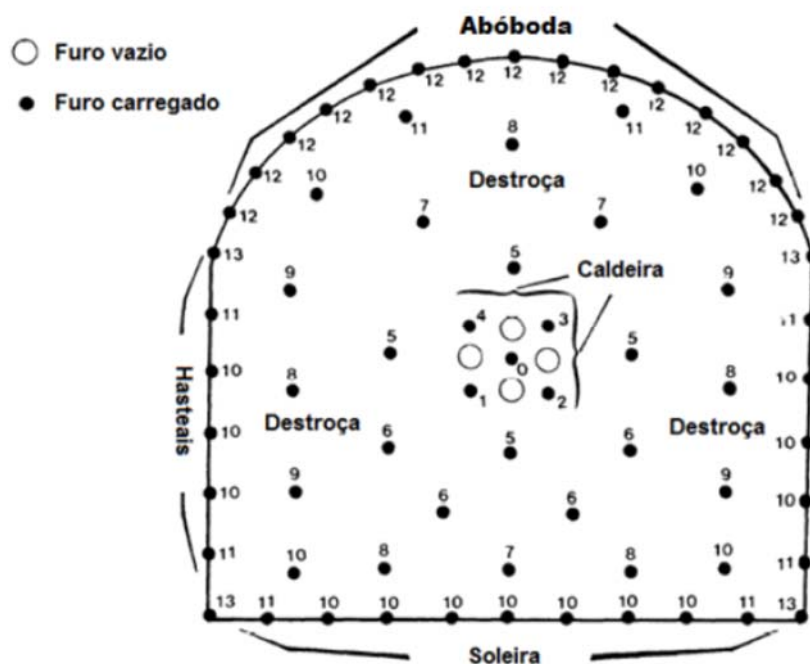


Fig. 45 – Diagrama e retardos de um plano de fogo tipo

A ordem de disparo referida pode ser alterada mediante os objetivos a atingir, existindo diagramas de fogo onde os primeiros furos a detonar são os de contorno. Esta técnica, denominada de pré-corte, tende a minorar os efeitos nefastos para o maciço e estruturas existentes, criando uma superfície de descontinuidade por onde não se transmitem as vibrações provenientes das outras sequências de disparo.

A aplicação controlada de escavação com explosivos tem como objetivos:

- Minimização de falhas e fracturação do maciço para além da superfície pretendida de forma a obter a uma superfície de corte o mais regular possível;
- Controlo da projeção de fragmentos de rocha;
- Adequação aos limites de vibração admissíveis (permitidos).

Os objetivos atrás mencionados obtêm-se, genericamente, pela redução da quantidade de explosivos a aplicar por perfuração, ou métodos controlados aplicados na escavação dos túneis em bancada e em poço:

- Perfuração de contorno (“linedrilling”)
- Pré-corte (“presplitting”)
- Cargas suaves (“Smoothblasting”)
- “Cushionblasting”

As técnicas de pré-corte, “smoothblasting”, etc... diferenciam-se principalmente pela disposição da perfuração na qual parte ou todos os furos se encontram ligeiramente carregados, e mais ou menos

distribuídas as cargas dos explosivos. O disparo destas cargas, permite um espaçamento superior ao aplicado em perfuração de contorno “linedrilling”. Consequentemente os custos da aplicação vêm-se reduzidos em muitos casos é conseguido um controlo superior da fracturação obtida. Contudo salienta-se que no pré-corte é difícil determinar ou prever os resultados até a remoção da escavação estar efetuada.

### **Perfuração de contorno ou “linedrilling”**

A perfuração de contorno tem como principal propósito o controlo da geometria da linha de fracturação. Para a aplicação deste tipo de escavação, é aplicada uma única linha de perfuração de espaçamento reduzido, em que a carga explosiva aplicada é nula e o diâmetro das perfurações perimetrais é também bastante reduzido. Esta formação, proporciona um plano de debilidade durante o processo primário de explosão, que consegue penetrar pela linha de fracturação refletindo das ondas de expansão criadas pela explosão. Deste modo reduz-se ou limita-se o estilhaçamento e a irregularidade da superfície final. Este processo adequa-se a formações muito homogêneas, onde os níveis de descontinuidades, falhas, fraturas, e diáclases ocorrem em frequências mínimas.

### **Pré-corte ou “Presplitting”**

O pré-corte envolve uma linha de perfurações definida pela linha de escavação. A sua deflagração inicial fratura a rocha, formando uma descontinuidade, que elimina ou minimiza a expansão da carga explosiva principal. Neste método, adequando o retardo das deflagrações, conseguem-se obter reduções significativas da propagação da vibração.

### **Cargas suaves, “Smooth Blasting” ou “Postsplitting” (Pós-fissuramento)**

O “SmoothBlasting”, também designado como “contourblasting”, “perimeterblasting”, ou “sculptureblasting”, trata-se de um método consensual de controlo de fracturação em canais, estruturas subterrâneas e taludes de escavação. Para a sua execução, a perfuração é executada ao longo dos limites interiores da escavação, com cargas ligeiras e bem distribuídas, que são detonadas depois da detonação principal. Posteriormente procede-se à deflagração das cargas restantes disparando-as instantaneamente ou com um retardo mínimo entre elas, provocando uma ação de cisalhamento que obtém uma superfície de escavação das paredes muito regular com a mínima propagação de fissuras.

O método para o controlo do perímetro detonação subterrânea “smoothblasting”, foi introduzida na Suécia a meados da década dos 50 e apurado durante a seguinte década. Foram desenvolvidos então, explosivos de baixa velocidade de detonação e baixo teor de gás em especial de pequeno diâmetro, com por exemplo o, “Gurit”, que possui detonação estável com diâmetros de até 11 mm. Com este novo explosivo tornou-se possível efetuar perfurações de contorno com um efeito bastante mais ligeiro sobre os contornos da rocha remanescente.

### **“CushionBlasting” ou Detonação Amortecida**

O processo de “CushionBlasting”, também designado como “trimming”, “slabbing” ou “slashing”, é uma variação do “SmoothBlasting”. Consiste na perfuração ao longo do perímetro interior, ligeira e distributivamente carregada, e igualmente disparada de forma posterior à remoção da escavação

principal, em que os furos carregados estão bastante mais desfasados, reduzindo o diâmetro destes, conseguido com a incorporação de material de rocha triturada ou areia que proporciona o efeito de amortecimento. Amortece-se assim o impacto proveniente da superfície de corte durante a detonação, minimizando as fraturas e esforços atuantes sobre a superfície final. Esta técnica é usada hoje em dia porque o desfasamento requerido é obtido através da aplicação de cartuchos de diâmetro reduzido com resultados similares.

Simultaneamente com o desenvolvimento dos explosivos para executar técnicas de “smoothblasting”, desenvolveram-se as definições das zonas de influência de diferentes explosivos para o tiro de contorno.

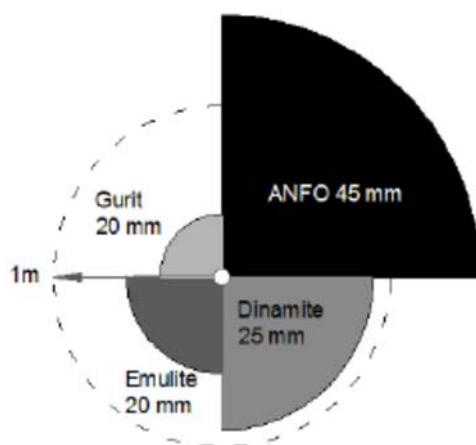


Fig. 46 – Distância de influência das cargas de contorno

O aumento da carga em rochas mais alteradas leva a resultados insatisfatórios, e perante rochas muito competentes a diminuição da carga pode-se dar origem ao desaproveitamento da perfuração e à não explosão de toda a perfuração, pelo que foi adotada a disposição da figura seguinte, na qual inicialmente se conjugava cordão detonante (como carga de contorno), emulsão (como carga aligeirada) e ANFO (como carga de contenção).

A definição do diagrama de fogo e seleção do tipo e cargas de explosivos, tem particular importância na execução de um túnel. Normalmente o Dono de Obra define critérios de medição para as quantidades de escavação e revestimento definitivo em betão, estabelecendo uma linha teórica de escavação e uma linha de pagamento. Por vezes impõe também penalizações por sobreescavação superiores a 100€, para compensar sobreconsumo no revestimento definitivo em betão.

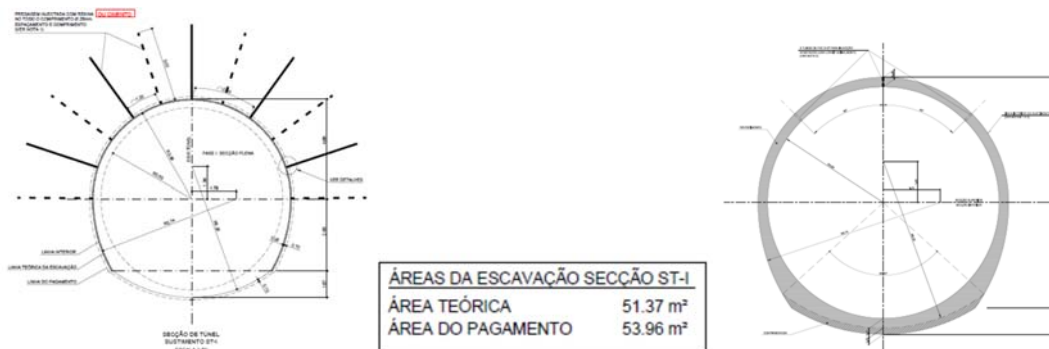


Fig. 47 – Secção tipo e volumes teóricos e de pagamento da escavação e betão

Quadro 14 – Estimativa de acréscimo de preço devido a sobreescavação

	Área de escavação/Betonagem m <sup>3</sup> /m	Sobreescavação de 11% (m <sup>3</sup> /m)	Preço indicativo do trabalho	Acréscimo de preço devido a sobreescavação /m
<b>Volume teórico</b>	51,37	7,71		
<b>Volume de pagamento</b>	53,96	5,12	45,00 €	230,20 €
<b>Volume de betonagem</b>	12,11	5,12	150,00 €	767,33 €
				<b>997,52 €</b>

Num túnel de 1000 m este acréscimo pode representar um sobrecusto de cerca de 1.000.000€.

Para uma perfuração preconizada com uma distância de 0,70 metros entre furos carregados do contorno, estes podem ser auxiliados (apesar do tempo que demora a ser executado e dos custos associados) por um furo intermedio não carregado. Este procedimento poderá permitir uma economia significativa em termos de sobreescavação.

Segundo experiência adquirida em obras, conforme o tipo de rocha (a verificar no entanto “in loco” conforme o projeto) indica que esta avaliada em cerca de 14% a sobreescavação em granito podendo atingir cerca de 26% em xisto, caso este procedimento não seja executado, contra uma sobreescavação avaliada em cerca de 11% para o granito podendo atingir 19% no xisto, quando utilizado este método (estes valores são apenas indicativos e podem variar de acordo grau o de diaclasamento, bem como da sua inclinação face ao corte a efetuar).

Também devido a nova legislação sobre rastreabilidade e aos custos associados a devoluções, deve ser equacionado o tipo de explosivo, tendo os denominados a granel menor custo neste caso.

O princípio que rege a aplicação de explosivos em subterrâneo, onde existe geralmente apenas uma face livre, é a sucessiva criação de vazios para onde a rocha possa ser desmontada. Para a obtenção deste efeito existem várias técnicas de disposição dos furos e retardos.

Os 3 principais métodos relativos à disposição dos furos e caldeira são o desmorte em leque, o desmorte em cunha ou V e o desmorte com caldeira cilíndrica e furos paralelos.

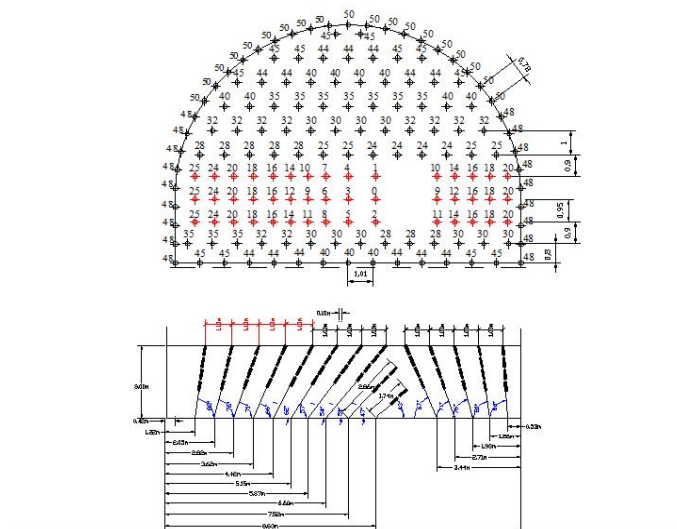


Fig. 48 – Diagrama de fogo com caldeira em leque

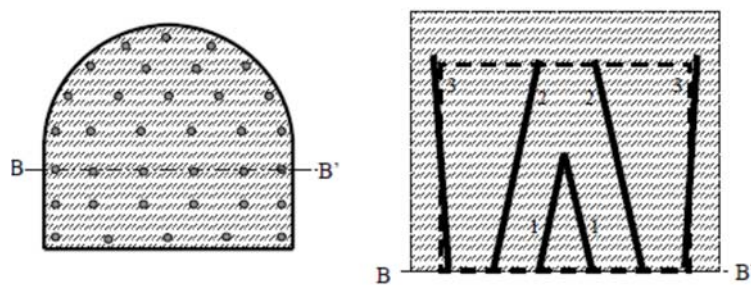


Fig. 49 – Diagrama de fogo com caldeira em cunha ou V (Bastos, 1998)

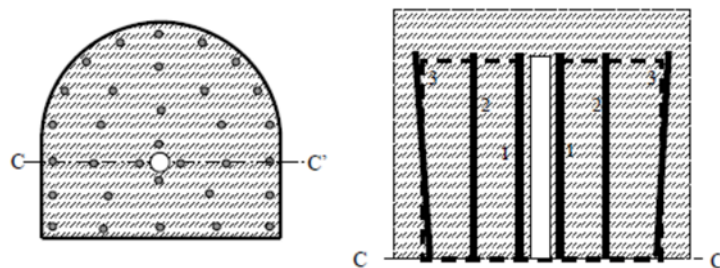


Fig. 50 – Diagrama de fogo com caldeira cilíndrica e furos paralelos (Bastos, 1998)

Os furos de contorno devem ser efetuados com uma ligeira inclinação, para proporcionar espaço para o posicionamento do martelo do Jumbo no avanço seguinte de escavação.





Fig. 51 – Execução dos furos com jumbo



Fig. 52 – Caldeiro cilíndrico de 4 furos no túnel de Águas Santas

Normalmente, os furos são feitos com mais 10% do comprimento desejado para assegurar que o comprimento seja atingido, já que a rocha pode não rebentar no comprimento total do furo.

O diâmetro do furo tem que ser escolhido de modo a poder alojar o explosivo escolhido o mais apertado possível, já que uma bolsa de ar reduz o efeito do explosivo. A razão de desacoplamento ótima é de 0.833. Os mais comuns na zona dos 40/50 mm., e dependem também do tipo e características do explosivo.

Não se devem realizar novos furos em buracos deixados pela pega anterior, pois nestes podem permanecer restos de explosivo, o que pode ser muito perigoso.

O número de furos totais a realizar numa pega por desmonte em secção plena depende de muitos fatores e o seu número por metro quadrado diminui à medida que a secção da face aumenta.

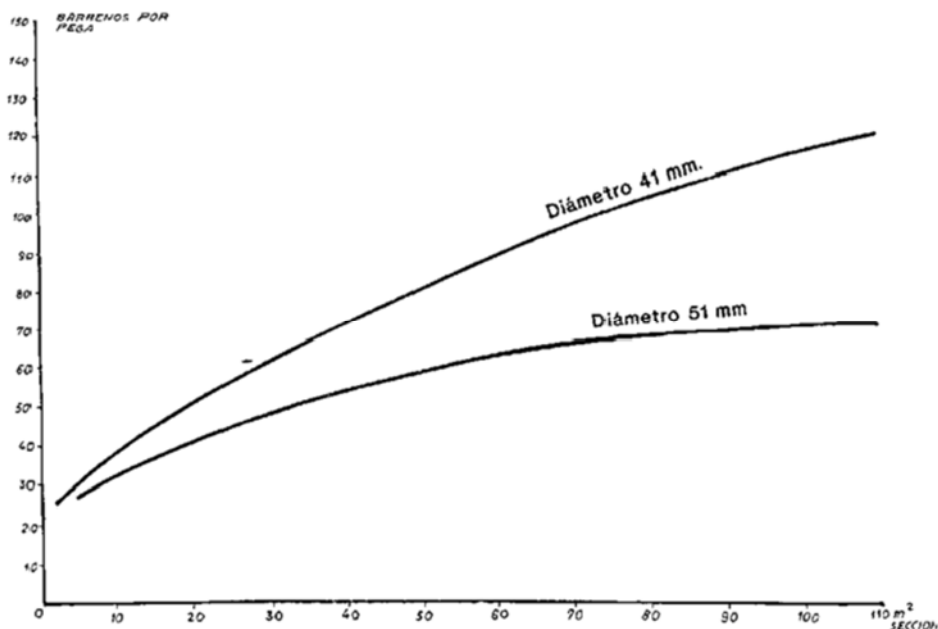


Fig. 53 – Relação entre o número de furos necessários em função da secção de escavação (Alonso *et al*, 2013)

A figura seguinte mostra a relação entre o consumo explosivo específico numa escavação subterrânea, no qual se observa que quanto menor a seção, maior o consumo específico. Este fato deve-se ao fato de que quanto menor a seção, menor a face livre existente, e maior o confinamento, de forma que para o mesmo tipo de rocha, maior o consumo específico de explosivo. Na direção oposta, quanto maior a seção menor é o consumo específico necessário, no entanto, essa diminuição atinge um valor assintótico, pois abaixo desse valor, a fragmentação da massa rochosa não seria alcançada.

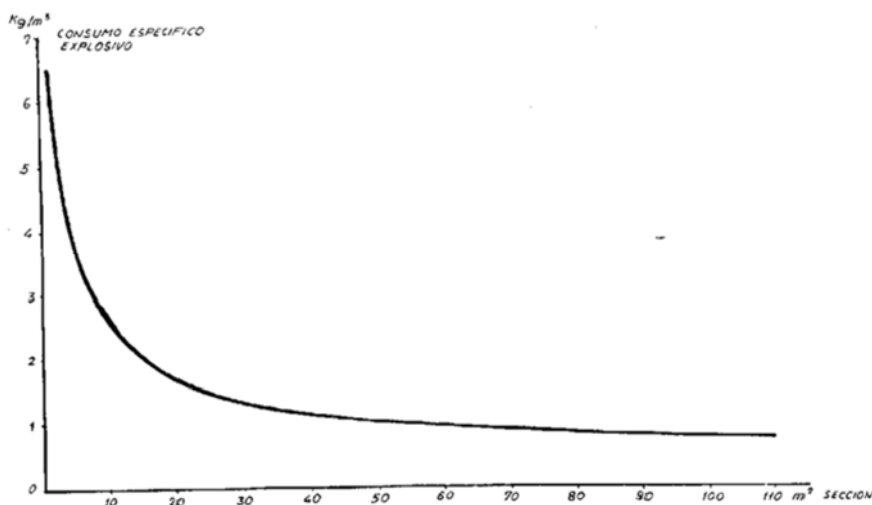
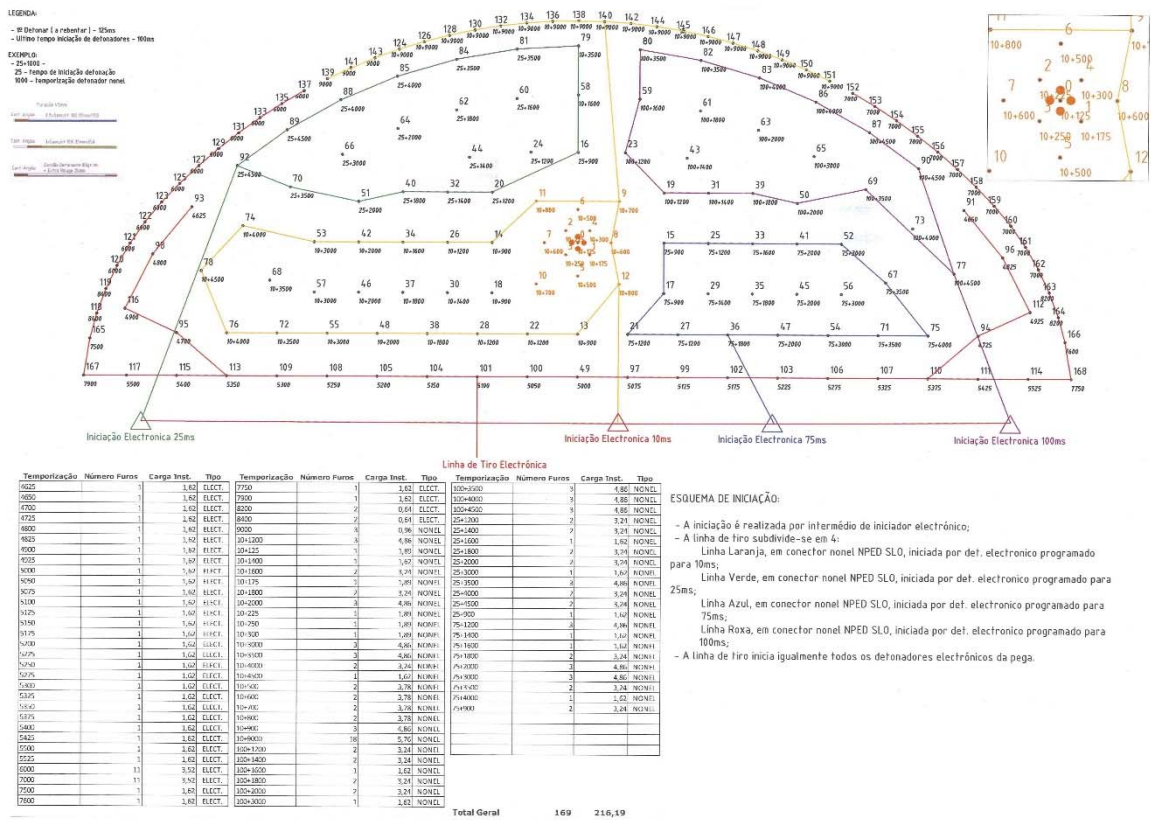
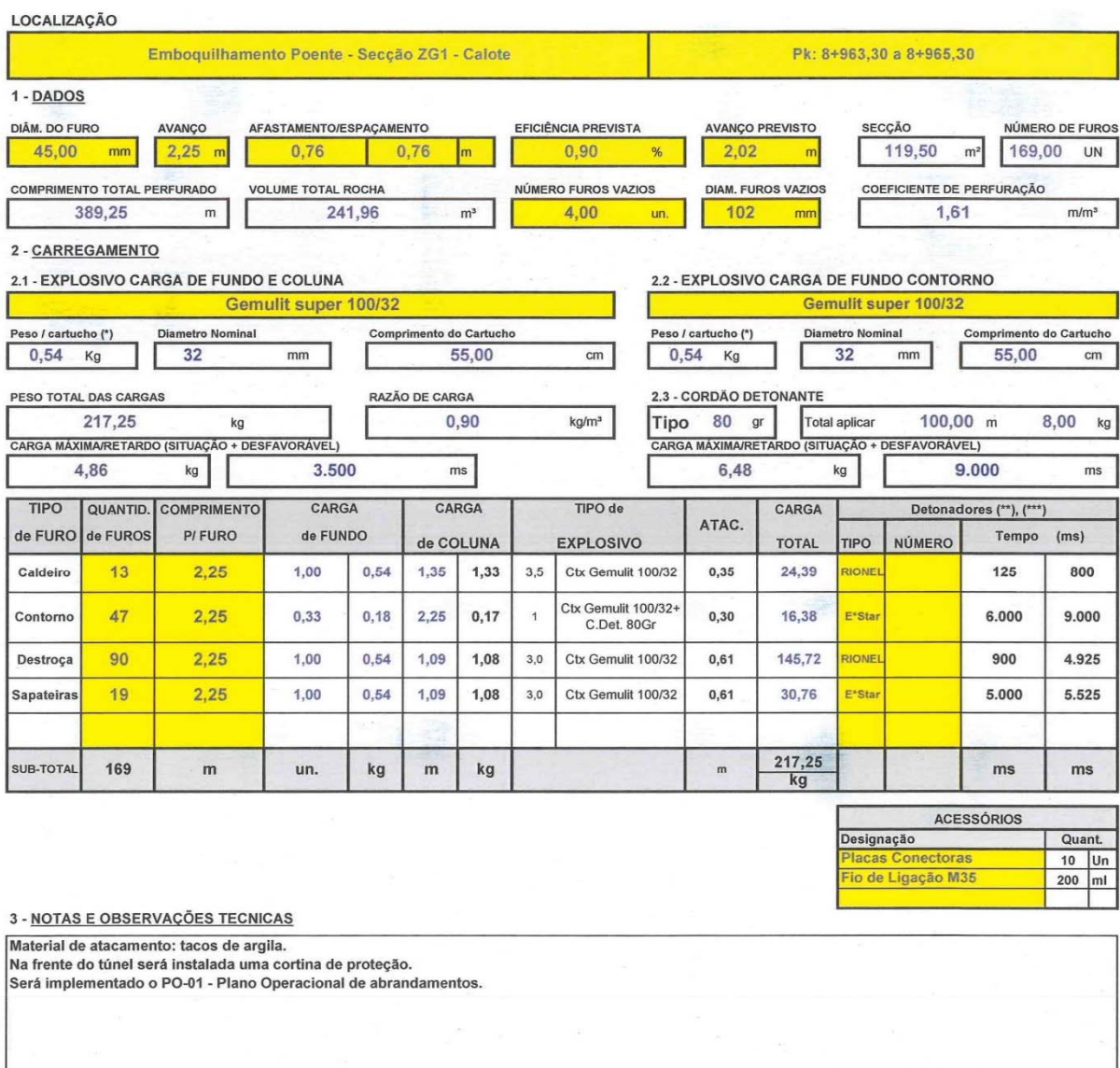


Fig. 54 – Consumo específico de explosivo em função da secção de escavação (Alonso *et al*, 2013)







(\*) Peso do cartucho Adoptado, corresponde ao peso de catalogo do fornecedor.  
 (\*\*) Detonador Rionel MS / LP = Detonador não eléctrico  
 (\*\*\*) Detonador E\*Star = Detonador electrónico com temporização a ser programada no acto do carregamento

Fig. 56 – Cálculo exemplificativo da carga de explosivos (0,9 kg/m3) pelo método Smooth Blasting no túnel de Águas Santas, utilizando detonadores Nonel e Eletrónicos

No exemplo apresentado, foi utilizado uma emulsão como explosivo em cartucho (Gemulit super 100/32), para rochas duras a muito duras, e classe 1 de fumos (aceitável para uso em minas), com uma velocidade de detonação de 5400 m/s.

Por curiosidade, na escavação a céu aberto, o consumo específico de explosivo médio é cerca de 0,30 kg/m3 (com valores normalmente a variar entre 0,17 e 0,4 kg/m3, função do tipo de rocha e dimensão dos blocos/inertes a obter).

#### 2.4.2.4. Tipos de explosivos

Caso o maciço seja formado por rocha de alta resistência, com velocidades sísmicas superiores ( $V_p$ ) a 2000 – 2500 m/s, torna-se então necessário recorrer à utilização de explosivos. Esta utilização acarreta com ela a necessidade de efetuar estudos de viabilidade, por forma a prever e prevenir possíveis danos que possam ocorrer.

A utilização de explosivos baseia-se na fracturação da rocha através da dispersão de gases pelas fraturas preexistentes, bem como pela onda de choque (energia), ambos gerados pela detonação, provocando assim o deslocamento de parte do maciço em relação à face livre (face de escavação) proporcionando a sua extração.

A escavação com explosivos como todas as técnicas, tem vantagens e desvantagens. Entre as primeiras contam-se como principais, o arranque da rocha do maciço e a sua fragmentação, facilitando assim a remoção e transporte. Englobados nas ações prejudiciais encontram-se as vibrações induzidas, os ruídos, os gases, as poeiras, a projeção de material (partículas e/ou blocos) e a deterioração do maciço remanescente, traduzido em fenómenos de sobrefracturação e sobreescavação, com consequências essencialmente económicas, e sobrefracturação, o que poderá levar, por exemplo, à diminuição da capacidade resistente do maciço e/ou aumento da permeabilidade do mesmo (Dinis da Gama, 2013).

O desmonte com explosivos em áreas urbanas, reveste-se de grandes dificuldades e exige um apurado domínio por parte dos executantes. Atendendo a possíveis exceções que sempre ocorrem nestes projetos, pode-se dizer que os constrangimentos ambientais e técnicos associados à utilização de explosivos, tornam estas técnicas quase proibitivas em zonas habitadas, sendo por vezes necessário recorrer a métodos mais eficientes de escavação mecânica, bastante versáteis e com provas dadas em todo o mundo, ou a uma seleção criteriosa do tipo de explosivos, secções e cargas.

A escolha do explosivo correto para um dado maciço pode ser desafiante, havendo necessidade de ter em conta não só questões técnicas - em que o explosivo ideal é daquele que resulta o melhor encontro de impedâncias, isto é, a impedância do explosivo (produto da velocidade de detonação pela densidade do explosivo) mais próxima da impedância da rocha (produto da velocidade de propagação das ondas sísmicas pela densidade da rocha) - mas também de outras variáveis:

- Custo do explosivo
- Diâmetro do explosivo
- Características do maciço rochoso
- Volume da Pega
- Condições atmosféricas
- Presença de água nos furos
- Terrenos reativos
- Problemas ambientais
- Fumos e toxicidade
- Condições de segurança
- Fornecimento do explosivo à obra.

Existem dois grandes grupos de explosivos:

- Explosivos militares: têm velocidades de detonação entre 6000 e 9000m/s, onde se destaca o TNT (trinitrotolueno), RDX (hexogénio) e o PETN (pentrite ou nitropenta) e outros compostos. Têm como característica mais saliente o elevado poder fraturante ou rompedor (elasticidade do explosivo);

- Explosivos industriais ou comerciais: têm velocidades entre 100 e 7000m/s.

Dentro dos explosivos, estes podem ser deflagrantes ou detonantes:

- Explosivos deflagrantes ou lentos: foram os primeiros a serem desenvolvidos, possuindo a velocidade de propagação inferior à velocidade do som na rocha, e como tal não originando a onda de choque. A decomposição destes explosivos acontece sob a forma de queima progressivamente acelerada com aumento de temperatura e pressão, em que as partículas queimam na sua superfície expondo cada vez mais superfície livre para ser queimada e tem como única componente de trabalho a libertação de gases. Esta explosão chama-se deflagração e a reação acontece com velocidade inferior à velocidade do som, entre 100 a 2000 m/s. Aqui estão incluídas as pólvoras.
- Explosivos detonantes ou rápidos: o tipo de decomposição destes explosivos é a detonação, a qual provoca uma onda de choque ou de detonação seguida da libertação de grande quantidade de gases a temperaturas e pressões dinâmicas muito elevadas num curtíssimo espaço de tempo, o que origina a fracturação do maciço e projecção do material rochoso para a pilha de escombros. Atualmente são usados os explosivos detonantes, com tendência para o uso das emulsões. Estes explosivos explodem com velocidades, acima da velocidade do som (340m/s), entre 2000 e 7000m/s, e dividem-se em explosivos primários ou iniciadores e em explosivos secundários ou de rotura.

Os explosivos detonantes, dividem-se em primários ou secundários. Para uso industrial, como a escavação de túneis, são utilizados explosivos detonantes devido à sua decomposição se dar a velocidades elevadas, entre 1500 a 9000 m/s, e produzir um grande volume de gases a temperaturas elevadas e pressões extremamente elevadas.

A subdivisão destes explosivos deve-se essencialmente à sua sensibilidade ao choque sendo que os explosivos primários, como o fulminato de mercúrio, são altamente sensíveis ao choque, sendo, portanto, normalmente utilizados em detonadores e os explosivos secundários menos sensíveis ao choque tornando-se necessário recorrer a um primário por forma a iniciar a sua detonação.

Dentro dos explosivos secundários e atendendo à sua composição química, para além da dinamite (consistência gelatinosa), existem no mercado atualmente 3 tipos de explosivos mais usados: gelatinosos (com base em nitroglicerina), granulados (com destaque para o ANFO, mistura de nitrato de amónio com hidrocarbonetos líquidos, nomeadamente gasóleo) e emulsões (mistura complexa de pequenas partículas de nitrato de amónio com gasóleo e agentes emulsionantes).

O ANFO, em virtude de na sua composição utilizar hidrocarbonetos, tem sido proibido a sua utilização, por questões ambientais.

Os explosivos industriais normalmente utilizados são:

- DINAMITE - Este tipo de explosivos tem o nome devido à sua consistência gelatinosa e é obtido misturando nitroglicerina / nitroglicol (NG) com nitrocelulose. Esta mistura é ainda mais enérgica que o próprio NG. Ele carrega em sua composição, como elemento predominante, o nitrato de amónio, além de combustíveis e outros aditivos minoritários.

Dentro da família da dinamite podemos distinguir dois tipos diferentes, gelatinosos e pulverulentos, dependendo de sua composição.

- DINAMITE PULVURULENTO - A dinamite pulverulenta é basicamente composta de nitrato de amônio, um combustível que corrige seu excesso de oxigênio e uma pequena quantidade (geralmente próxima a 10%) de um sensibilizador, que pode ser nitroglicerina, trinitrotolueno ou uma mistura de ambos. Todos eles, devido ao seu conteúdo de nitrato de amônio, possuem as seguintes características:
  - baixa potência
  - Média / baixa densidade (de 1,0 a 1,2)
  - Resistência à água regular ou deficiente
  - Velocidade de detonação de 2.000 a 4.000 m / s
  - Baixa sensibilidade a choque ou fricção
  - Por todas estas razões, são recomendados explosivos em rochas de dureza média-baixa sem a presença de água.
- DINAMITE GELATINOSA - Uma forma de corrigir a baixa resistência à água das dinamites pulverulentas e, ao mesmo tempo, aumentar sua potência, é aumentar seu teor de nitroglicerina (ou nitroglicol) e adicionar uma certa quantidade de nitrocelulose, que atua como gelificante, formando uma pasta gelatinosa. Existem várias modalidades dependendo do seu conteúdo de nitroglicerina (ou nitroglicerina), mas todas são caracterizadas por:
  - Alta potência
  - Alta densidade (de 1,4 a 1,5)
  - Boa ou excelente resistência à água.
  - Alta velocidade de detonação (de 4.000 a 7.000 m / s)
  - Determinada sensibilidade a choque ou fricção
  - Por isso, são recomendados explosivos em rochas de alta dureza mesmo com a presença de água



Fig. 57 – Cartuchos de dinamite de diferentes calibres (Alonso *et al*, 2013)

- ANFO - Na linha de redução do teor de nitroglicerina (ou nitroglicol) do explosivo para aumentar sua segurança, havia os explosivos tipo ANFO (nitrato de amônio + óleo combustível), explosivos compostos de aproximadamente 94% de nitrato de amônio que age como oxidante e para 6% do diesel que atua como combustível. As características deste explosivo são as seguintes:
  - Potência baixa / média.
  - densidade muito baixa (0,8).
  - Sem resistência à água, uma vez que o nitrato de amônio é solúvel em água e perde sua capacidade de detonar.
  - Baixa velocidade de detonação (2.000 - 3.000 m / s).

- Não são sensíveis ao detonador, precisando de outro explosivo para começar corretamente, o que pode ser conseguido com cordões de detonação, iniciadores de dinamite gelatinosas, cartuchos de hidrogel ou multiplicadores
- Devido à sua consistência granular e à solubilidade do nitrato de amônio, ele não resiste à água, portanto sua aplicação em furos contendo este elemento é totalmente desaconselhável. Pelo contrário, esta consistência granular faz com que o explosivo ofereça uma vantagem importante, e que é o carregamento mecanizado do mesmo com grande facilidade. Geralmente, este produto é vendido a granel, ou ensacado e transportado em caminhão de tremonha para uso direto, embora os cartuchos também sejam fornecidos. Às vezes é introduzida uma certa quantidade de pó de metal de alumínio, cuja oxidação durante a detonação aumenta o calor da explosão e, portanto, o poder do explosivo. O produto chamado ALANFO (alumínio + nitrato de amônio + óleo combustível) é assim obtido.

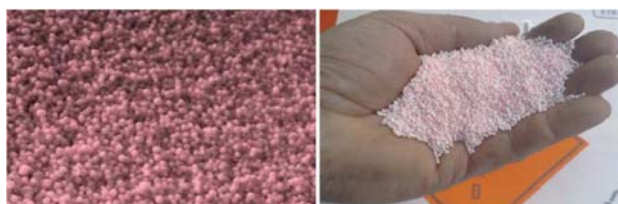


Fig. 58 – Explosivo tipo ANFO (Alonso *et al*, 2013)

- **HIDROGEL** - A fim de melhorar a resistência à água dos explosivos à base de nitrato de amônio, foram desenvolvidos slurries (polpa) ou “papas” explosivas. São produtos que, paradoxalmente, incorporam uma certa quantidade de água em sua composição, mas fundamentalmente são explosivos compostos de um elemento oxidante ( $\text{NH}_4\text{NO}_3$  ou  $\text{NaNO}_3$ ) e outro que atua tanto como um sensibilizador quanto como combustível, e que pode ser um explosivo (TNT), um metal (Al) ou um sal orgânico (Nitrato de Monometilamina ou Nitrato de Hexamina). Ambos os componentes são dispersos em uma solução saturada de  $\text{NH}_4\text{NO}_3$  ou  $\text{NaNO}_3$  (12-15% de água). Uma mistura de espessantes é geralmente adicionada a essa mistura, bem como gelificantes e estabilizantes. São conhecidos pelo nome de hidrogel e podem ser apresentados em forma de cartucho ou podem ser bombeados, a granel. São caracterizados por:
- alta potência.
  - Média / alta densidade (1,2-1,3)
  - Excelente resistência à água
  - Velocidade de detonação de 3.500 a 4.500 m / s.
  - Menos sensibilidade ao atrito ou impacto
  - São produtos que não podem conter nenhum produto explosivo em si; somente, esses produtos reagem explosivamente no momento em que começam com o detonador, o cabo de detonação ou qualquer multiplicador. As características mais notáveis são a sua alta potência, excelente resistência à água e grande segurança no manuseio e transporte.
  - Por todo o exposto, este explosivo é aplicável a rochas de dureza média-alta, mesmo com a presença de água.





Fig. 59 – Explosivo tipo HIDROGEL (Alonso *et al*, 2013)

- EMULSÕES - Na mesma linha de procura por um explosivo de máxima segurança e potência que possa ser usado em perfurações com água, o mais recente desenvolvimento em explosivos industriais é o que é conhecido como emulsões. Consistem de uma fase dispersa formada por pequenas gotas de solução de  $\text{NH}_4\text{NO}_3$  (nitrato de amónio) ou  $\text{NaNO}_3$  (nitrato de sódio) em água, que são envolvidas por um filme fino de 10-4 mm de óleo mineral (fase contínua). Trata-se, portanto, de explosivos compostos basicamente de nitrato de amónio ou nitrato de sódio com teor de água entre 14 e 20%, cerca de 4% de diesel e menos (1-2%) de outros produtos, entre os quais agentes emulsionantes (oleato ou estearato de sódio) e ceras para aumentar a consistência e o tempo de armazenamento. Alguns fabricantes também incorporam na composição bolhas de ar ou esferas ocas de vidro (chamadas microesferas) que aumentam a onda de detonação, aumentando a sensibilidade e partículas de alumínio que também aumentam sua potência e sensibilidade. A área de contato entre o oxidante e o combustível que fornece a emulsão favorece uma reação ampla e completa. Por outro lado, a película de óleo constitui uma proteção do nitrato contra a água. De tudo isso é derivado um explosivo em forma de pasta, capaz de ser bombeado ou de ser encartuchado e que tem as seguintes características:

- Alta velocidade de detonação (4.500-5.500 m / s)
- Excelente resistência à água.
- Muito menos sensibilidade a choque ou fricção.
- A mistura de ANFO com emulsão em proporção variável, em um intervalo que pode variar de uma proporção de 90/10 para 50/50. Dependendo da proporção de seus componentes, as características variam, obtendo-se misturas com excelente resistência à água a misturas com baixa resistência. As composições ricas em emulsão (hidrogel) podem ser bombeadas do caminhão e ter alta velocidade de detonação. As densidades diminuem com o conteúdo de Anfo, resultando valores entre 1,25 e 1,10 g / cm<sup>3</sup>, sendo estas misturas chamadas emulsão ou hidrogel dopado.



Fig. 60 – Diferentes tipos de emulsão em função da proporção emulsão/Anfo (Alonso *et al*, 2013)

- No entanto, as misturas ricas em Anfo são chamadas de ANFO pesado e são carregadas com o sistema de parafuso do caminhão. Devido à sua natureza pegajosa, a carga deve ser feita imediatamente. Como os hidrogéis, este explosivo pode aparecer encartuchado, ou a granel, cujo uso se faz mediante unidades de carga explosivas.

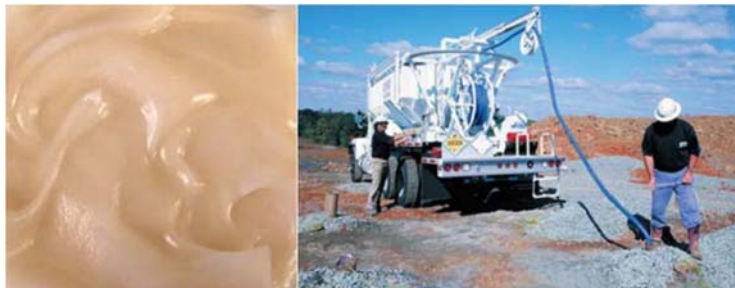


Fig. 61 – Emulsão explosiva e equipamento de carga a granel (Alonso *et al*, 2013)



Fig. 62 – Colocação de explosivos e explosivos preparados em cana para o contorno

#### 2.4.2.5. Tipos de detonadores

Os vários sistemas de iniciação, conhecidos como detonadores, podem ser utilizados tanto em explodir céu aberto ou túnel e o objetivo consiste em iniciar o explosivo no furo para desmonte, ou o cartucho para isco ou multiplicador desencadeando detonação dentro da mesma.

Como será visto a seguir, alguns tipos de detonadores têm algumas aplicações muito mais restritas e específicos em uso, como no caso dos detonadores comuns.

A escolha de cada um dos tipos de detonadores será determinada por requisitos de sequenciamento, características ambientais e facilidade na condução de conexão, entre outros fatores.

Todos os detonadores para uso civil comumente empregados têm em comum que contêm aproximadamente a mesma carga explosiva, sendo a carga modo diferenciador iniciação. Em termos gerais, que consistem de uma cápsula de metal de alumínio ou de cobre, onde explosivos iniciadores estão alojados, que formam assim chamada base de carga (composto de estifanato de chumbo e azida de chumbo) e uma carga de base (composta por pentrite). Esta carga explosiva é iniciada por meio de um comprimido inflamável (em detonadores eléctricos, electrónicos ou eléctricos) ou directamente pelo efeito de uma chama (detonadores simples).



## DETONADOR SIMPLES

- São aqueles que começam com uma mecha lenta. A mecha lenta é introduzida na extremidade aberta de uma cápsula de alumínio que aloja a carga explosiva do detonador e é cravada por um alicate especial, de modo a evitar que a mecha saia durante o manuseamento. É usado, portanto, apenas em rochas ornamentais. Devido à sua configuração, não é possível estabelecer qualquer atraso no detonador, de modo que, uma vez que a chama seja propagada pela pólvora que leva alojada a mecha dentro dele, o detonador inicia-se instantaneamente.

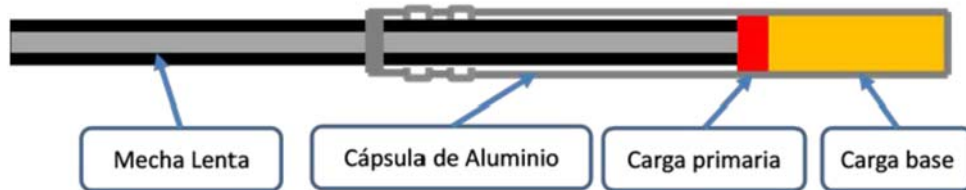


Fig. 63 – Detonador simples (Alonso et al, 2013)

## DETONADORES ELÉTRICOS

- O detonador elétrico usa energia elétrica para sua iniciação. O detonador elétrico tem um ignitor pirotécnico (comumente chamado de "partida"), através do qual a corrente elétrica circula, o que provoca o início da carga explosiva.
- O acendedor ou fósforo é uma pequena resistência revestida com pasta explosiva. Essa resistência, também chamada de ponte de incandescência, é conectada aos fios de conexão e, por meio deles, recebe a corrente elétrica. Se a intensidade for suficientemente grande, a ponte aquece, até atingir a temperatura, o que produz a inflamação da pasta explosiva do fósforo.
- Existem dois grandes grupos de detonadores elétricos: os detonadores instantâneos e os detonadores de tempo. A diferença entre os dois é que os detonadores cronometrados têm uma bucha entre o ignitor que tem uma pasta pirotécnica que queima a uma determinada velocidade. Essa bucha é chamada de portadora de retardo, sendo o composto que transporta a carga de atraso dentro dela. Desta forma, com a combinação de diferentes comprimentos e composições da carga de retardo, é possível obter detonadores que iniciam em diferentes tempos de detonação, fornecendo assim as combinações necessárias para o sequenciamento dos orifícios de explosão.
- Dependendo da intensidade necessária para iniciar o ignitor pirotécnico, os detonadores Sensíveis, Insensíveis ou Altamente Insensíveis podem ser distinguidos de intensidade de iniciação mais baixa a mais alta.
- Em função da temporização existem séries de microrretardo com 25 ms cada, e séries de retardo de 500 ms de diferença entre cada um da série
- Dependendo da aplicação para a qual cada detonador é projetado, os seguintes tipos podem ser distinguidos:
  - Detonador de cápsula de alumínio: eles são comumente usados em aplicações de céu aberto sem ambientes de trovoadas ou correntes erráticas.
  - Detonador de cápsula de cobre: eles têm as mesmas características dos detonadores de alumínio, mas podem ser usados em aplicações onde há risco de atmosferas explosivas. Neste caso, a cápsula e os fios de alimentação são sempre de cobre.

- Detonadores sísmicos: são detonadores que são fabricados com um tempo de reação de menos de um milissegundo e são capazes de resistir a altas pressões hidrostáticas por longos períodos de tempo.

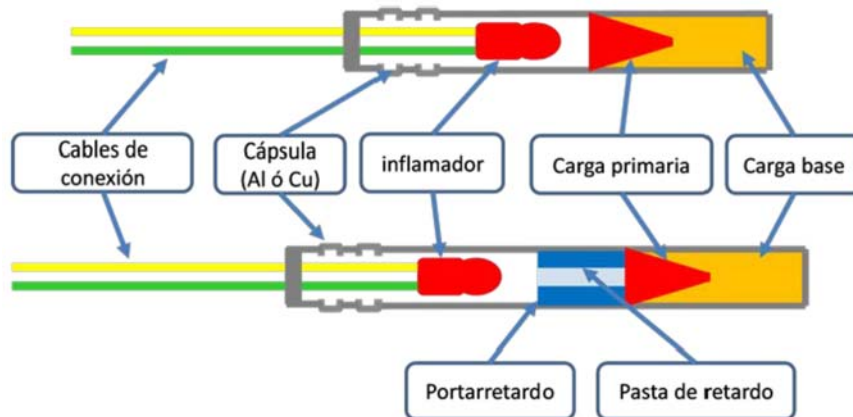


Fig. 64 – Detonador elétrico instantâneo e de retardo (Alonso et al, 2013)

## DETONADORES NÃO ELÉTRICOS OU NONEL

- Os detonadores não elétricos são caracterizados porque nenhum tipo de corrente elétrica está envolvida na sua iniciação. A parte explosiva é comum a detonadores elétricos, mas ao invés de um ignitor pirotécnico, a carga de atraso de tempo é iniciada por meio de uma onda de choque de baixa energia que é transmitida através de um tubo de transmissão.
- O tubo de transmissão é um tubo de plástico que contém dentro de uma pequena quantidade de material reativo (cerca de 14 mg por metro linear de tubo), composto de Hexogênio (HMX) e Alumínio.
- Este tubo é cravado no detonador fazendo com que a onda de baixa energia transmitida pelo seu interior atinja um "dardo" sobre a carga primária ou a carga de atraso. A velocidade de transmissão dessa onda é da ordem de 2.000 m / s. Esta onda de choque se propaga de forma confiável através do tubo de transmissão, embora existam curvas pronunciadas ou nós.
- Esta onda de detonação não tem influência sobre a coluna explosiva contida no furo, permitindo a iniciação no fundo do furo, uma vez que a quantidade de matéria reativa contida nela é tão pequena que a superfície externa do tubo permanece intacta durante a passagem da onda de detonação acima mencionada.
- Deve-se notar que a quantidade de material reativo contido no interior é tão pequena, e também não é possível manipulá-lo para extraí-lo, que o tubo de transmissão sozinho não é classificado como material explosivo.
- O tubo de transmissão vem em uma variedade de cores, para identificá-lo com cada uma das diferentes aplicações.

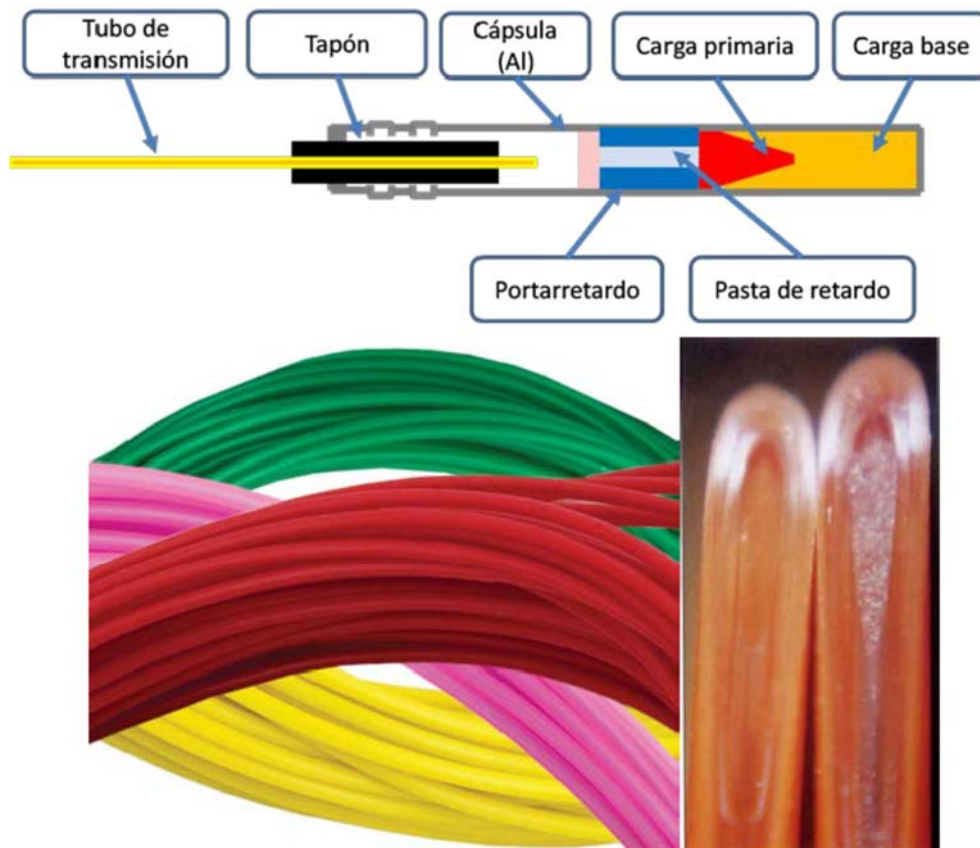


Fig. 65 – Detonador não elétrico ou NONEL (Alonso et al, 2013)

## DETONADORES ELETRÔNICOS

- Os detonadores eletrônicos são a mais recente evolução dos sistemas de iniciação para detonação. Seu desenvolvimento começou há muitos anos, mas o uso deste tipo de sistema ainda está focado em certas aplicações onde se procuram resultados específicos
- A diferença fundamental entre o detonador eletrônico e qualquer outro, elétrico ou não elétrico, é que a pasta pirotécnica que determina o tempo de atraso foi substituída por um circuito eletrônico, no qual um microchip é responsável por realizar a descarga de um condensador no tempo desejado. Nos outros tipos de detonadores, o atraso é fixado pelo tempo que leva para consumir uma pasta pirotécnica. Cada detonador eletrônico é inequivocamente identificado com um código alfanumérico que serve para sua programação e disparo subsequentes. Quanto à carga explosiva, é igual à dos outros sistemas de detonação. Desta forma, as características explosivas do detonador eletrônico são as mesmas de outros sistemas de iniciação. A precisão no tempo de atraso nos detonadores eletrônicos é de 0,02%, muito maior que para os detonadores de retardo pirotécnico
- Os detonadores elétricos e não elétricos possuem uma bucha metálica que abriga uma substância pirotécnica que é consumida a uma determinada velocidade. No entanto, a precisão desses sistemas é limitada. Pode-se encontrar sistemas projetados para serem iniciados no mesmo tempo de atraso, mas na verdade, o tempo de disparo não é o mesmo. Isso significa que os detonadores projetados para serem iniciados a 20 ms podem ser iniciados a 197 ms ou a 203 ms. Este efeito é conhecido como Dispersão. Em princípio, isso pode não ser relevante,

mas em operações de detonação (onde, às vezes, a iniciação de centenas de detonadores é utilizada em um curto espaço de tempo), esse efeito de dispersão pode influenciar a fragmentação, a produção de vibrações ou no comportamento global de detonação. A dispersão aumenta à medida que o tempo de atraso aumenta, embora o valor percentual dessa diferença permaneça constante.

- O efeito de dispersão foi minimizado graças aos avanços técnicos que melhoraram o atraso das pastas, mas é muito difícil encontrar uma substância pirotécnica sem qualquer dispersão. Este problema é aquele que foi resolvido com a introdução dos detonadores eletrônicos.
- O sistema de detonador eletrônico deve ser usado em conjunto com a unidade de programação e a unidade de queima (explosor eletrônico).
  - A unidade de programação é o dispositivo que atribui um tempo a cada detonador. Essas unidades não carregam o detonador, elas só identificam um tempo de detonação com cada código inconfundível do detonador. Esta unidade funciona como um banco de dados no qual o número de série de cada detonador eletrônico é identificado com o tempo definido na sequência de disparo. Essa programação é feita na detonação, então os detonadores que chegam do barril de pólvora são todos exatamente iguais. Além disso, a unidade de programação tem as opções para gerenciar esse banco de dados, podendo adicionar, excluir ou modificar os tempos de detonação atribuídos.
  - O explosor eletrônico é o equipamento que tem a missão de programar, carregar, realizar a verificação do circuito e enviar a ordem de disparo para os detonadores. O sinal enviado por esse explosor é codificado, o que impossibilita a emissão do comando de trip por agentes externos (correntes erráticas, campos induzidos, etc.).
- Os detonadores eletrônicos podem ser programados com um tempo de atraso de 0 ms a 14.000 ms, em intervalos de 1 ms. O número máximo de detonadores que podem ser disparados por cada explosão é de 1.500 unidades. Estes valores indicados variam dependendo do modelo e do fabricante e, em caso de necessidade de um maior número de detonadores, vários explosores conectados em série entre si podem ser usados.
- A verificação do circuito de explosão é realizada por meio da unidade de programação. Uma comunicação bidirecional é estabelecida com cada um dos detonadores, ou seja, a unidade de programação verifica os detonadores armazenados e cada um deles confirma sua operação correta. Essa verificação é feita da mesma maneira da unidade de viagem.
- O sistema é completado com um cabo elétrico que atua como uma linha de fogo e outros conectores para garantir a conexão entre ele e cada um dos detonadores. Isso significa que o sistema de iniciação eletrônica combina as vantagens de detonadores elétricos e detonadores não elétricos. Isto torna possível verificar eletricamente a linha com um sistema de conexão elétrica aprimorado e, por outro lado, o sinal codificado impossibilita que eles sejam acionados acidentalmente.
- Essas vantagens vão além de um procedimento de uso mais simples e podem oferecer vantagens em explosões, devido à alta precisão do sistema. As melhorias que podem ser alcançadas são as seguintes:
  - Redução drástica de vibrações. As vibrações terrestres produzidas pela explosão podem ser previstas e modificadas, pois não há superposição de ondas e o melhor sequenciamento pode ser projetado para obter o melhor resultado.
  - Melhoria na fragmentação. A precisão do sistema implica uma melhor cooperação entre os buracos.

- Como todos os detonadores, na origem, eles não têm nenhum atraso, todos os detonadores têm as mesmas características, e isso implica uma logística mais fácil e os stocks podem ser reduzidos.
- O sequenciamento pode ser adaptado a qualquer necessidade, com 1 ms de precisão.
- É possível introduzir melhorias importantes em explosões especiais, como pré-corte.
- Como desvantagens podem ser encontradas as seguintes:
  - Preço ainda alto porque seu uso ainda não é muito difundido. Este fato torna o seu uso lucrativo naqueles casos em que as vantagens destacadas superam em muito o custo adicional de usar este sistema de iniciação.
  - Alto investimento inicial em equipamentos de programação e queima.

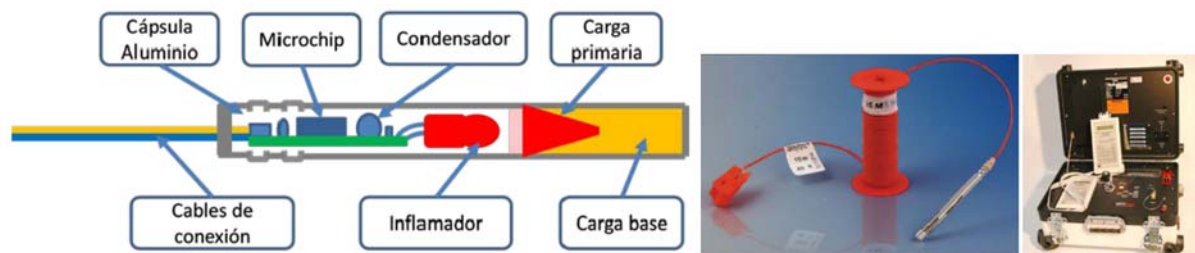


Fig. 66 – Detonador eletrônico (Alonso et al, 2013)

## CORDÃO DETONANTE

- Um cordão detonante é um cordão flexível e impermeável que contém dentro de um explosivo chamado pentrite, cuja velocidade de detonação é de 7.000 metros por segundo. O cabo de detonação é usado principalmente para transmitir aos explosivos colocados nos orifícios de detonação a detonação iniciada por um detonador. Alguns tipos de cordão detonador (aqueles com maior gramagem) podem ser usados como o principal explosivo para o carregamento de furos de detonação.
- O núcleo da pentrite, em quantidade variável de acordo com o tipo de cordão, é circundado por várias camadas de revestimento de fios e fibras têxteis, e um revestimento externo de policloreto de vinil, que é o que fornece as propriedades de alta resistência ao tração, abrasão e humidade, etc.
- O cordão detonante também é caracterizado pela sua potência, que está diretamente relacionada ao conteúdo de pentrite por metro linear de cordão e esse poder é o que determina o tipo de aplicação concreta. Atualmente, os cabos de detonação mais difundidos têm conteúdo explosivo por metro de 3 a 100 gramas.
- Os cabos de detonação têm dois tipos de aplicações: servir para iniciação de explosivos dentro de uma explosão e / ou servir como um explosivo para a execução da própria explosão.
- A primeira aplicação é o mais frequente (de iniciação de explosivos decapagem), e para isso os cabos de detonação são usados numa gama de 3 g / m (gramas de pentrite por metro linear de cordão detonante) a 40 g/m. Estes últimos são normalmente muito usados em levantamentos sísmicos. Cordões detonantes de mais do que 40 g / m de peso base são mais frequentemente usados como material de enchimento no furo de detonação para detonação de corte que executa e trituração, em que os cabos de 100 g/m são tipicamente usados.
- Para o início de explosivos pelo cordão detonante, é necessário apenas colocar o cordão em contato com o explosivo para produzir sua detonação. Por sua vez, a iniciação do cordão pode ser efetuada utilizando um detonador ou outro cordão para iniciar diferentes cordões da pega

de fogo da linha mestra. A conexão do detonador ao cabo deve ser feita de tal maneira que o bloco detonador aponte para a área do cordão, na qual a onda de detonação se deve propagar, caso contrário, a iniciação do cordão na direção desejada não ocorrerá.

- A conexão entre os cordões deve ser feita corretamente por meio de nós, fita adesiva ou conectores especiais projetados para estas tarefas, de modo a garantir a propagação da detonação de um para outro. É importante notar que os cordões não se devem e a sensação de propagação da detonação deve ser levada em conta.
- Os chamados cordões detonantes reforçados são feitos com fibras têxteis especiais, que lhes conferem grande resistência à tração e abrasão. As suas propriedades explosivas têm o mesmo que os cordões de detonação padrão.



Fig. 67 – Cordão detonante (Alonso et al, 2013)

#### 2.4.2.6. Ventilação

A ventilação dos túneis é necessária por várias razões:

- fornecimento de ar puro para os trabalhadores;
- remoção de gases produzidos pelos explosivos;
- remoção da poeira causada pela perfuração, explosão e outras operações.



Fig. 68 – Ventilação de um túnel (<http://www.portomaravilha.com.br/>, 2018)

O volume de ar requerido para ventilar um túnel depende do número de operários, da frequência de explosões, do tipo de equipamentos (combustão), etc. Cada trabalhador necessita cerca de 6 a 14 m<sup>3</sup> / minuto.

Quando o conteúdo de oxigênio cai abaixo de 20% (o natural é 21%), pode provocar mal-estar aos trabalhadores. Com menos de 17% de oxigênio, pode ocorrer desmaio.





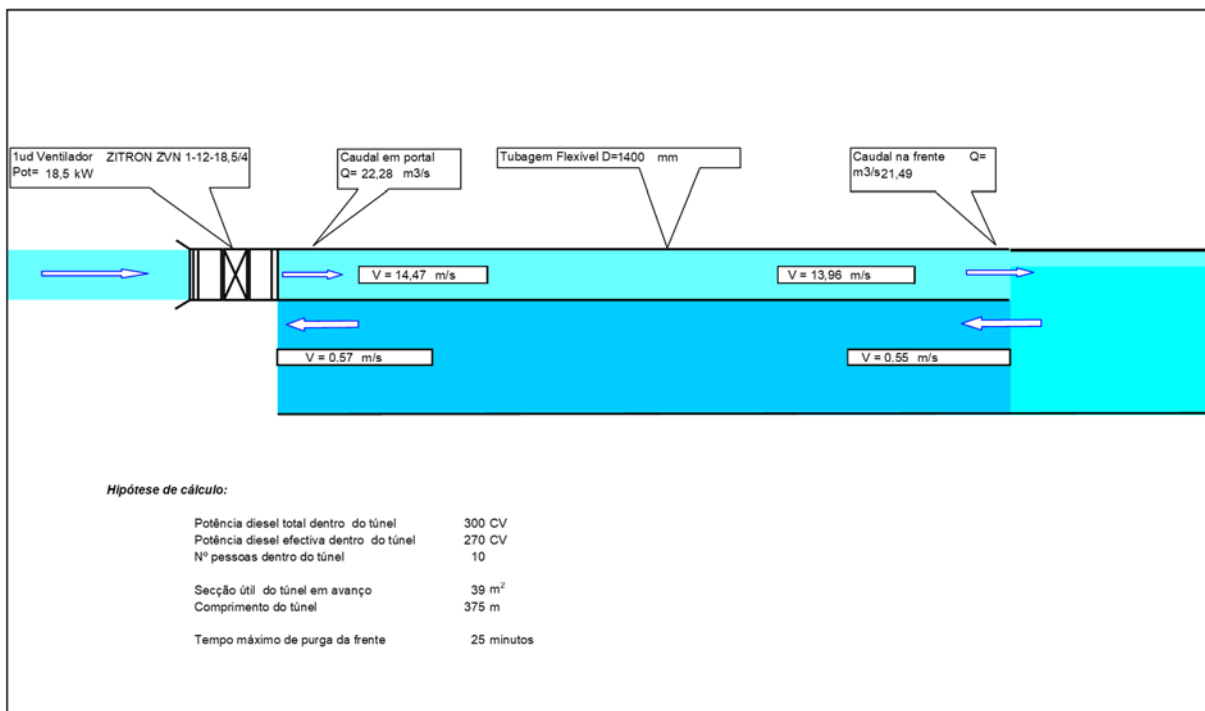


Fig. 69 – Esquema elucidativo da ventilação de um túnel

O ventilador deve ser colocado numa estrutura metálica elevada na entrada do túnel.



Fig. 70 – Ventilador no túnel de Águas Santas

#### 2.4.2.7. Saneamento, carga e transporte de escombro

Após o ciclo de perfuração, explosão e ventilação e remoção de poeiras, deverá ser executado o saneamento. Geralmente é efetuado por escavadoras com martelo hidráulico acoplado. Durante esta fase também é realizada a observação do maciço, para preparação do novo avanço de escavação.





Fig. 71 – Saneamento da frente de escavação com martelo hidráulico em escavadora (TAS)

Em túneis rodoviários, em geral de grande dimensão, a carga e transporte, deve ser efetuada com pá carregadora e/ou escavadora e transportada em camiões de capacidade adequada (normalmente de 4 eixos). Esta metodologia é a mais económica.



Fig. 72 – Carga e transporte de escombros com pá e camião (TAS)

Em túneis com secções pequenas, deverão ter que se utilizar equipamentos mineiros, tipo pá mineira. Estas pás podem ter várias dimensões, perfil rebaixado, e mover-se nas duas direções sem ser necessário efetuar manobras (o manobrador opera a máquina sentado lateralmente). Existem também equipamentos tipo a Scooptram RRC da Atlas Copco, que pode ser manobrado exteriormente por comando, sendo possível utilizar em escavações mais instáveis sem por em perigo o operador.

São equipamentos com custos elevados, de elevados consumos, que transportam o material apenas até à boca do túnel, obrigando a prever outros equipamentos para efetuar a carga e transporte do escombros para vazadouro.

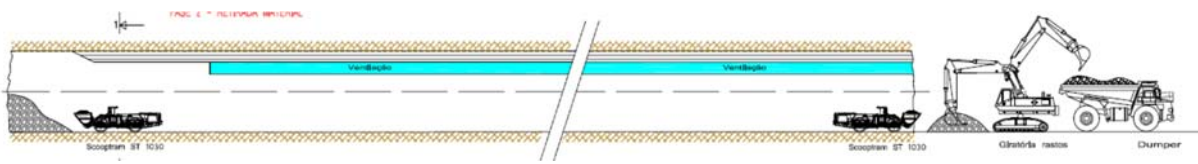


Fig. 73 – Esquema de transporte de escombros com pá mineira

Estas pás existem no mercado com várias dimensões e capacidades que podem ir das 3-21 ton (1,5 a 10,5 m<sup>3</sup>).



Fig. 74 – Pá mineira GHH LHD LF-12H (<http://www.ghh-fahrzeuge.de>, 2018)

Uma solução também possível, evitando assim mais uma carga e transporte, é a utilização de pás com descarga lateral e caminhões de menores dimensões. Este método tem custos muito menores relativamente à utilização de pá mineira.

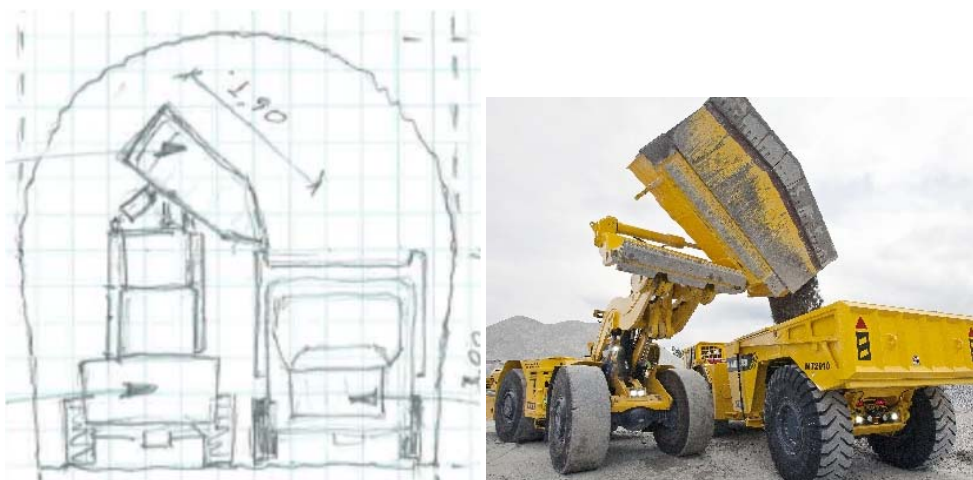


Fig. 75 – Pá de descarga lateral e caminhão

Outro método também a ser considerado, consiste na execução de nichos, para deposição temporária de escombro ou para efetuar manobras pelos equipamentos. Esta possibilidade é muitas vezes deixada ao critério pelo projetista, e deverá o empreiteiro ter em conta os respetivos custos.

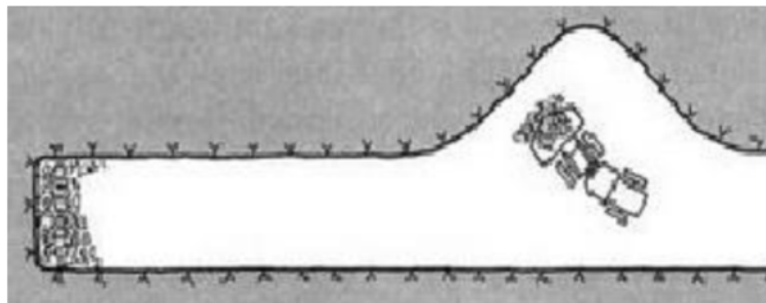


Fig. 76 – Ilustração de um nicho (Costa, 2012)

#### 2.4.2.8. Suporte provisório

Como referido no método NATM, o suporte provisório é extrema importância. Dentro dos tipos de suporte principais salientam-se, conforme figura abaixo:

- 1- Enfilagem
- 2 – Pregagem de frente
- 3 – Cambota
- 4 – Betão projetado
- 5 – Pregagem
- 6 – Arco invertido

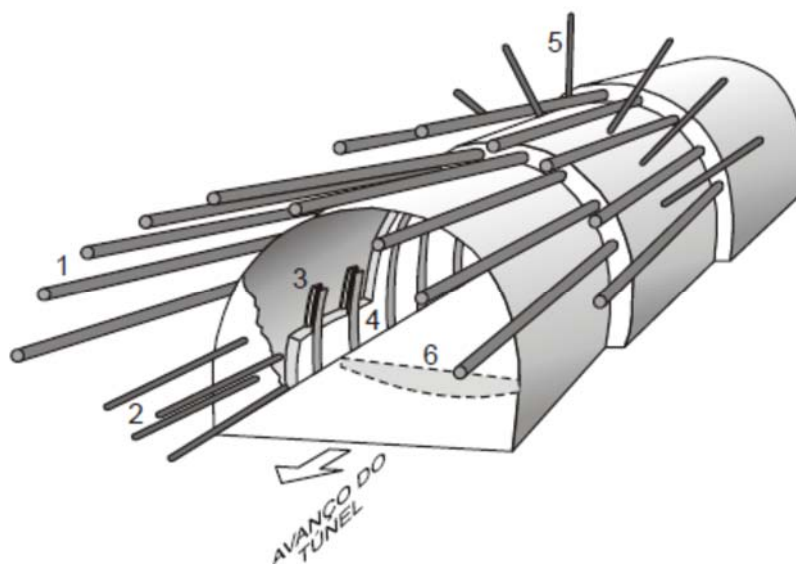


Fig. 77 – Esquema dos elementos de suporte primários de um túnel

Entre os sistemas técnicos auxiliares estão:

- rebaixamento do nível freático por poços e ponteiras;
- drenos sub-horizontais com e sem aplicação de vácuo;



- barbacãs.

O intervalo de tempo decorrido entre o início das escavações de um avanço do túnel e o início da instabilização do maciço sem revestimento, ou seja, tempo que uma superfície escavada do maciço permanece estável sem qualquer tipo de suporte ou proteção, define o tempo de autossustentação. Em solos de fraca qualidade com tempo baixo ou muito baixo, é assim necessário efetuar um suporte prévio à escavação, normalmente com enfilagens e pregagens de frente.

### ENFILAGEM OU MICROESTACAS INJETADAS

São elementos estruturais longitudinais, instalados no contorno do teto da escavação, executados previamente à escavação para manter a sustentação do maciço até a conclusão da aplicação do suporte.

Usualmente, os elementos utilizados como enfilagens são barras e tubos de aço ou fibra de vidro, injeções de maciço, colunas de solo cimento tipo jet grouting horizontal, entre outros.

São geralmente usadas como elemento prévio de suporte para a escavação, tanto em emboquilhamento como em avanços de escavação.

A execução de microestacas, tem a seguinte sequencia:

- Marcação topográfica das microestacas;
- Perfuração e colocação do tubo de aço obturado;
- Injeção de calda de cimento.

A furação pode ser executada também pelo Jumbo disponível. No caso de tubos de aço, podem vir já com bit alargador de furação compatível com o Jumbo.



Fig. 78 – Furação e colocação de enfilagens (TAS)

Após a conclusão da perfuração, terá início a fase de injeção que consiste no preenchimento do interior do tubo de aço, com manchete já incorporada, com calda de cimento injetada a 2 bar. A calda atinge toda a área livre entre o furo e o varão de aço, até sair à boca do furo. Em seguida, a boca do furo é tamponada com um cartão prensado (tipo rolhão).

Como dito anteriormente, para avanços em terrenos brandos, procede-se à colocação de um guarda-chuva por troços, que possibilitam um suporte prévio de escavação, e para a posterior colocação de cambotas e suporte de face em cada ciclo. Os tubos são colocados com uma ligeira inclinação, para

permitir executar a furação do troço seguinte. Normalmente os avanços de escavação nestes casos são baixos, cerca de 1 m.

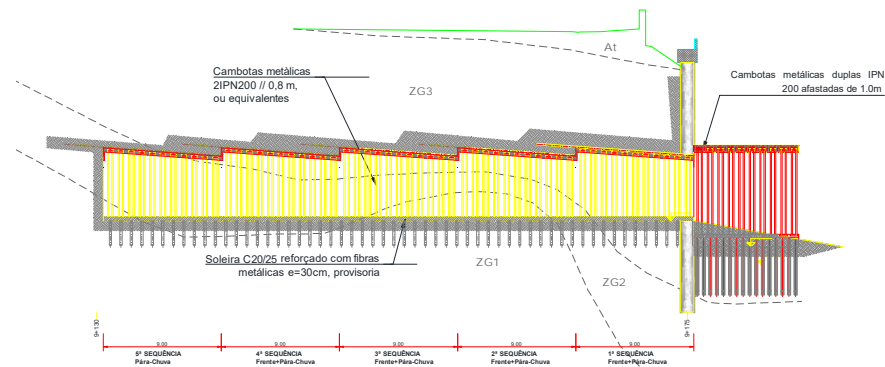


Fig. 79 – Ciclo de escavação com suporte prévio em microestacas (TAS)

### PREGAGEM DE FRENTE

São elementos estruturais em forma de barras ou tubos, geralmente constituídos de fibras de vidro, tubos de PVC ou aço. São instalados na face frontal de escavação do túnel por meio de cravação ou perfuração e preenchimento com cimento ou resina. A sua função é fornecer tensão de confinamento horizontal, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo.

Nos avanços de escavação em terrenos brandos, são efetuadas pregagens de frente na face do túnel bem como uma camada de betão projetado, previamente a cada avanço, e para montagem de cambotas que normalmente está associado.



Fig. 80 – Frente de avanço com pregagem de PRFV e betão projetado e na face (TAS)

Uma técnica de evitar o colapso da frente de escavação, é o sistema P.E.R Ground (Pressurizing Element for Reinforcement of the Ground), que consiste em utilizar uma barra de fibra de vidro como reforço rodeada por um têxtil expansível, bainha, que é injetado com uma calda de cimento de baixa retração argamassa. Estes elementos estruturais em fibra de vidro, com resistência à tração admissível > 400kN, de longitude cerca de 15m, são injetados à pressão máxima de 4 bar, com controlo do volume.

Os furos também são executados pelo Jumbo.



Fig. 81 – Furação para instalação de pregagem de frente de fibra de vidro (Félix, 2018)

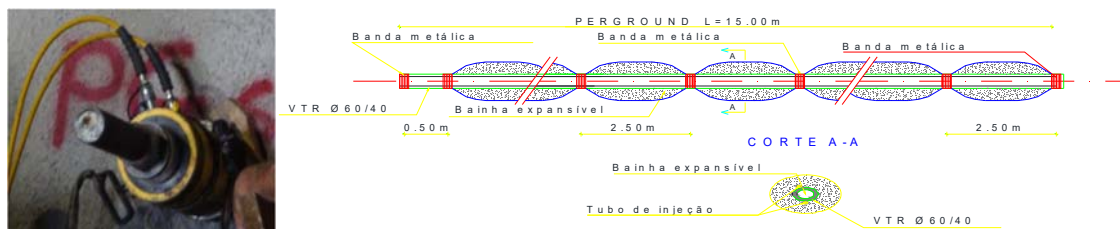


Fig. 82 – Pormenor de injeção e pregagem de fibra de vidro P.E.R. Ground (Félix, 2018)

## CAMBOTA

Este elemento com a forma do arco superior do túnel utilizado para funções estruturais, construtivas ou de proteção. Normalmente são instaladas sistematicamente em espaços regulares de avanço do túnel.

A cambota é normalmente constituída de treliça de barras – vergalhões de aço – ou perfis metálicos calandrados ou soldados na forma de arco superior do túnel.

Estruturalmente, a cambota pode ser utilizada como confinamento do maciço ou, localizada como armação do revestimento de 1ª fase como é o caso nos emboquilhamentos.

Construtivamente, a cambota é normalmente utilizada como gabarito, para garantir a geometria de aplicação do betão projetado ou no auxílio à fixação da malha de aço e do betão projetado ainda sem resistência.

Devem ser usados apoios e cunhas metálicas para colocar as cambotas na linha e nível necessários à



sua instalação. Para unir uma cambota a outra adjacente, deve-se usar tirantes e fixá-la de forma segura na sua devida posição.

Os tirantes são em geral feitos de varões de aço com um mínimo de 16 mm de diâmetro, dobrados e ligados às cambotas.

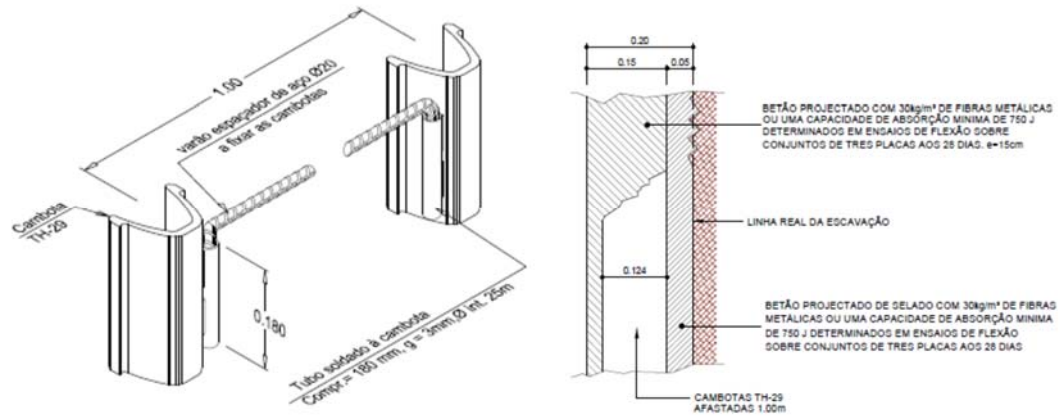


Fig. 83 – Detalhe de uma cambota em perfis TH-29



Fig. 84 – Execução de uma cambota treliçada no emboquilhamento

As cambotas metálicas devem ser erguidas perpendicularmente à rasante do túnel, devendo evitar-se desvios da perpendicular.



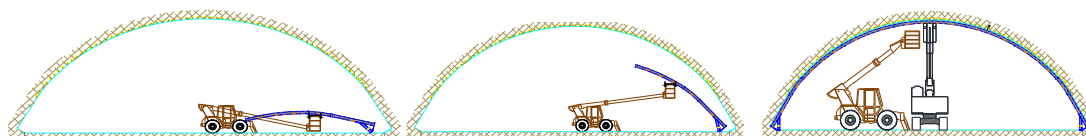


Fig. 85 – Sequência construtiva da cambota (Félix, 2018)

As juntas das cambotas terão de ser suficientemente resistentes para manter a eficiência estática da secção transversal.

Como dito anteriormente, as cambotas podem ser utilizadas como suporte de contenção ou na execução de um falso túnel.



Fig. 86 – Cambotas com perfis metálicos IPN para execução de falso túnel (TAS)

Após a colocação de cambotas, geralmente é efetuada uma 2ª camada de betão projetado.

## BETÃO PROJETADO

O betão projetado é um tipo de betão que é levado sob pressão até ao local de aplicação através de mangueira ou tubo apropriado, aplicado e compactado por disparo a alta velocidade contra as superfícies a proteger.

O método de aplicação do betão projetado por via seca, é um método de projeção em que a mistura seca composta de inertes, cimento e aditivo acelerador, é levada ao longo da mangueira à guia do jato através de ar comprimido, sendo a água acrescentada à mistura seca no bocal ou junto deste.

O método de aplicação do betão projetado por via húmida, é um método em que os inertes, cimento e água, são bombeados diretamente para o bocal. O aditivo acelerador é acrescentado no bocal ou junto deste.

O método por via semi-húmida, todos os componentes da argamassa ou betão projetado são previamente misturados, à exceção da água que é incorporada a 4 ou 5 m da boca especial de saída, antes da projeção da mistura. Utilizam-se agregados com 8% de humidade (devido à sua procedência, ou através da adição de água na central de produção). O transporte da mistura é realizado através de mangueiras especiais pneumaticamente (fluxo diluído desde a máquina até à boca de projeção).

A guia do jato ou bocal é um acessório colocado no final da mangueira por onde é conduzido o betão e projetado.

O aditivo acelerador é um agente, líquido ou em pó, que provoca a rápida presa do betão aplicado.

“Rebound” é a quantidade de betão que não se incorpora ao revestimento por cair no chão durante a operação de aplicação, e que pode atingir cerca de 25%.

A aplicação de betão projetado com fibras metálicas, geralmente em túneis deve ser efetuada por robot de projeção. Estes equipamentos dispõem de um braço articulado com comprimento suficiente para abranger uma vasta área de projeção, e permite ser comandado através de consola móvel, com o respetivo operador/manobrador posicionado ao nível do solo, preservando a segurança após a escavação de um avanço sem qualquer suporte.



Fig. 87 – Execução de betão projetado com robot

## PREGAGEM

As pregagens passivas fazem parte do suporte inicial, tendo por objetivo reforçar o maciço de forma a que este colabore no seu auto-suporte e ativar a ação mútua entre o meio envolvente e a casca de betão projetado, contribuindo para o aumento da capacidade de carga do suporte.

As pregagens metálicas serão constituídas por varões de aço nervurado normalmente com Ø25 ou Ø32 mm, cujas características são definidas em projeto, instaladas em furos realizados previamente no

maciço e posteriormente envolvidas por caldas de cimento, resinas, ou simplesmente cravadas no maciço.

No caso em que os varões são envolvidos por caldas de cimento, as pregagens possuem dois tubos de plástico de pequeno diâmetro, um curto e outro prolongado até à outra extremidade, sendo a injeção feita por um destes tubos e o outro servirá para saída de ar ou purga.

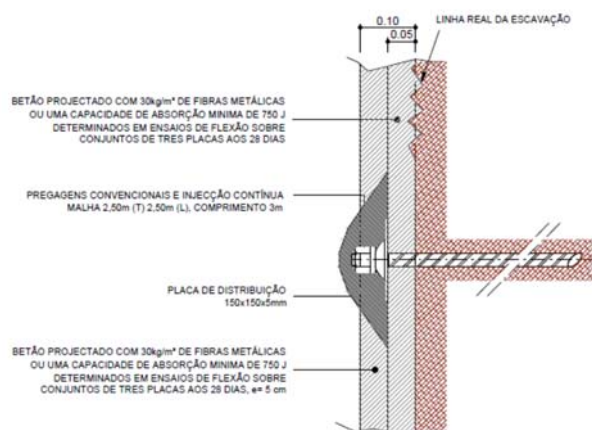


Fig. 88 – Exemplo de uma pregagem com revestimento inicial de 1ª e 2ª fase em betão projetado

A furação pode ser executada também pelo Jumbo, com os martelos em posição com ângulo preconizado em projeto.

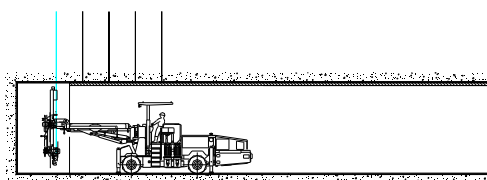


Fig. 89 – Furação com Jumbo para execução de pregagem

## PREGAGEM TIPO SWELLEX

Têm como principal vantagem em relação às pregagens convencionais, serem de rápida execução, pois não necessitam de injeção para se solidarizarem com o maciço.

O Swellex consiste num ROCK BOLT (pregagem) formado por um tubo de aço dobrado sobre si mesmo e fechado numa das extremidades. O tubo é expandido utilizando uma bomba de alta-pressão. O tubo é expandido depois de colocado dentro do furo previamente executado na rocha. O procedimento de colocação do swellex é muito semelhante ao utilizado na instalação de outros tipos de ROCK BOLT (pregagem).

A sua colocação pode ser realizada manualmente ou de forma mecânica. No caso de ser aplicado manualmente o operador, depois de executado o furo na rocha, insere o tubo swellex dentro do furo e em seguida, com o auxílio de uma bomba de alta-pressão, insufla o tubo até atingir uma pressão pré-determinada (normalmente 300 bar). A bomba ao atingir a pressão pré-determinada para, garantindo a sua correta instalação, ajustando-se o tubo às paredes do furo. Este processo pode também ser executado de forma totalmente mecânica através de uma plataforma de perfuração ou Jumbo.

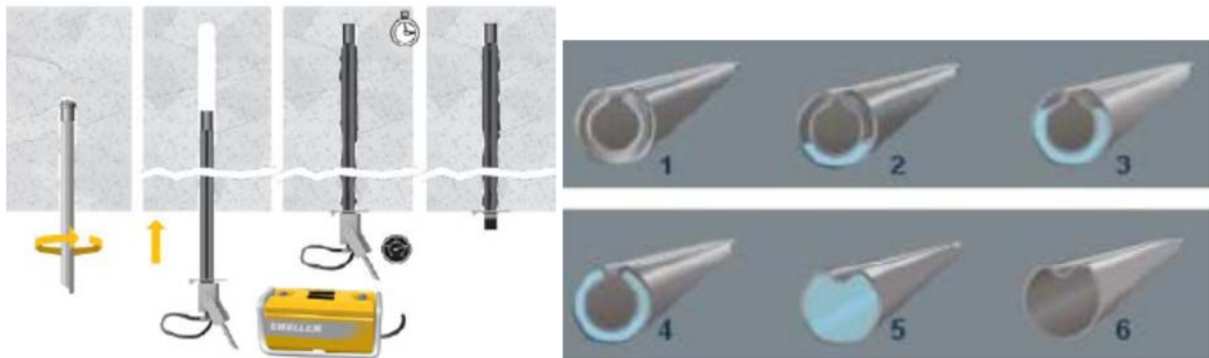


Fig. 90 – Pregagem tipo swellex

A expansão do tubo origina uma tensão de contacto entre as paredes do tubo e o furo, através da atuação de dois tipos de força: uma força radial, perpendicular ao eixo do tubo e uma força de atrito ao longo de todo o seu comprimento (força que dependerá da estrutura da rocha e da dimensão do furo), tal como exemplificado na figura seguinte.

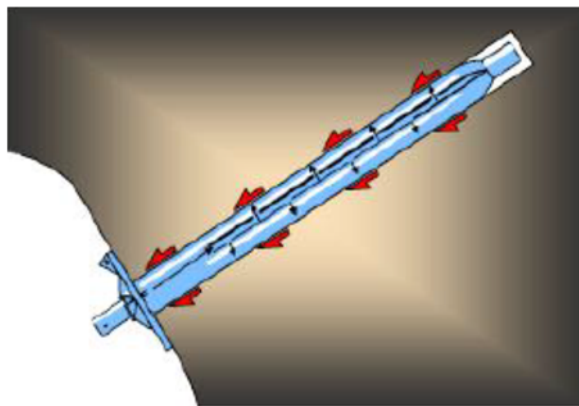


Fig. 91 – Forças que atuam numa pregagem tipo swellex

## ARCO INVERTIDO OU INVERT

Parte do revestimento de túneis com a forma de anel fechado, representado pelo arco do lado inferior.





Fig. 92 – Arco invertido ou Invert (TAS)

Tal como definido no NATM, deve ser fechado o mais breve possível.

#### 2.4.2.9. Cálculo do ciclo de escavação

O ciclo de trabalho engloba sete subfases de cálculo de tempos para determinação do ciclo diário, sendo elas:

- Perfuração
- Carga da Pega
- Ligação / Saída do pessoal / Disparo
- Ventilação
- Limpeza e saneamento
- Remoção e transporte do escombros
- Marcação da Pega / Topografia

Para obter um planeamento, é necessário o cálculo horário das operações. Estes dependem do tipo de equipamento de furação, do número de furos e quantidade de explosivo, do equipamento de remoção de escombros e distâncias de transporte, do equipamento para sustimento provisório e tipo de sustimento, do horário de trabalho e dias úteis. Isto para determinar o prazo de execução de um túnel, ou em sentido inverso, para adaptar os equipamentos e turnos a seleccionar. A legislação Portuguesa, apenas prevê horário extraordinário em situações extraordinárias, pelo que apenas deve ser equacionado 8h por turno. Normalmente num túnel, devem ser equacionados 2 a 3 turnos, 6 dias por semana, devendo os turnos ser adaptados em cada momento.

No exemplo seguinte, é apresentado o cálculo de um túnel com secção de 51,37 m<sup>2</sup> e respetivo suporte primário tipo ST-I, com avanços de 4 m (4,2 para os furos) e 122 furos de explosão. A furação efetuada com um Jumbo de 2 braços, remoção de escombros com pá mineira, projeção de betão com robot (gunitagem 3,72 m<sup>3</sup> por avanço), 8,8 un de pregagens com 4 m por avanço.

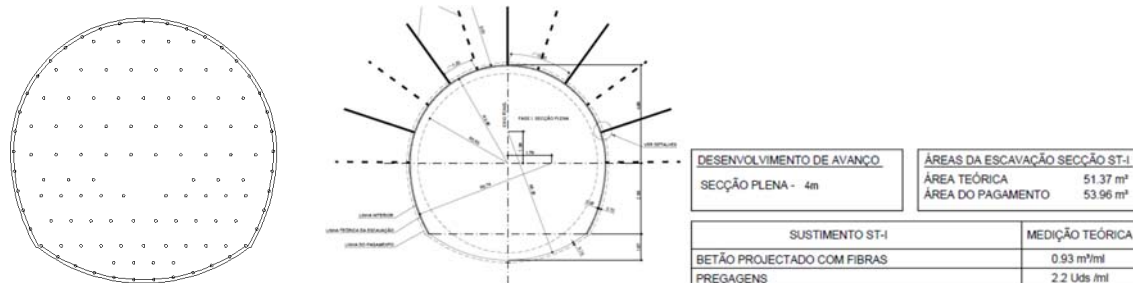


Fig. 93 – Exemplo de diagrama de fogo e sustimento para cálculo do ciclo

Quadro 16 – Quadro exemplificativo de cálculo de um ciclo de escavação

TÚNEL DE ADUÇÃO		Secção=		51,37 m <sup>2</sup>		
DADOS GERAIS		ST-I				
Fase de escavação		avance				
Tipo de frente*		único				
Comprimento de passagem+sobrelargura de tiro		4,00	m	0,2	m	
Jumbo de perfuração		Jumbo de 2 braços "Atlas Copco Boomer E2-C"				
Nº de braços de perfuração		2				
Pá carregadora		Atlas Copco Scooptram ST1030				
Máquina de projetar		Aliva AL 504 + Aliva AL 263				
Homens colocação explosivos		5				
Horas úteis diárias (2 turnos 10 h/0,5 h troca de turno)		19,50				
Dias úteis ao mês		30				
Tempos Mortos (TM)		5,00%				
Disponibilidade mecânica		0,95				
Coeficiente de aprendizagem		0,97				
ATIVIDADES		Medição		Rendimento		T (min.)
1	Traçado da pega					20
2	Perfuração	512,4	m	2	m/min	128,1
3	Mudança de tiro	122	un	0,8	min/un	48,8
4	Colocação explosivo				(0,45min/m+0,40min/un)/homem	55,9
5	Ligação e explosão					30
6	Ventilação					21
7	Saneamento					21
8	Remoção de escombros	257,00	m <sup>3</sup>	30	m <sup>3</sup> /h	514
9	Gunitagem	3,72	m <sup>3</sup>	8	m <sup>3</sup> /h	27,9
10	Colocação de malha				m <sup>2</sup> /h	
11	Pregagem	8,8	un	4	min/(un de 4 m)	35,2
12	Colocação cimbres				min/un	
13	Colocação cimbres Bernold				min/un	
14	Colocação chapas Bernold				m <sup>2</sup> /h	
15	Colocação betão Bernold			8	m <sup>3</sup> /h	
16	Piquetes				min/un	
17	Longarinas cimbres					
18	Contra-abóbada					
19	Mudanças de atividade	1	un	20	min/un	20
Tempo de ciclo incluindo TM (horas)		16,13				h
RENDIMENTO DIÁRIO		4,46				m/dia
*Com frente única as atividades são sequenciais. Numa frente dupla podemos simultanear 4, 5 e 6. O tempo de ciclo é o maior das duas alternativas, mas as atividades 4, 5 e 6 são incompatíveis com qualquer outra.						

Foram considerados 5% de tempos mortos, 5% para disponibilidade e manutenção do equipamento, e 3% para aprendizagem das tarefas.

Sendo assim, neste caso considerando 2 turnos de 10h (com trabalho extraordinário), obteve-se um tempo de ciclo de 921,9 min, 16,13 h (com 5% de tempos mortos) e 4,46 m/dia (com 0,95 e 0,97 de disponibilidade e aprendizagem, e 19,5 h por dia de trabalho).

Considerando 6 dias úteis por semana e 200 m de túnel,  $4,46 \times 6 / 7 = 3,82$  m/dia (convertendo para semana de 7 dias). Para os 200 m a duração seria  $200 / 3,82 = 52,35$  dias seguidos ou seja 1,75 meses (considerando dias contínuos).

#### 2.4.2.10. Monitorização

Em relação à monitorização devem ser monitorizados e verificados 4 parâmetros: aspetos hidráulicos (nível freático, infiltrações, etc.); deformação do maciço (assentamentos, deformações e extensões do maciço, entre outros); interação solo-estrutura (deformação suporte, levantamento do arco invertido, convergência do maciço); envolvente (edifícios, ruído e vibrações).

Estes parâmetros são normalmente especificados no projeto.

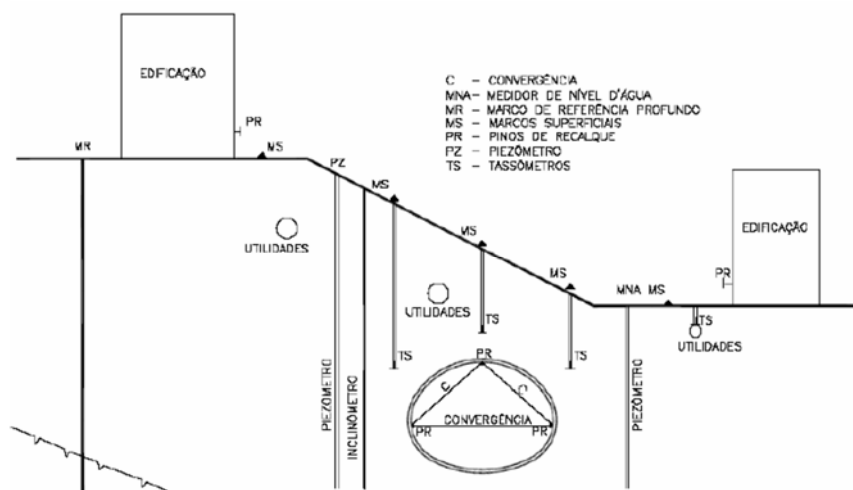


Fig. 94 – Esquema de uma instrumentação convencional

## 2.5. MÉTODOS MECANIZADOS COM TUNELADORA DE ESCAVAÇÃO

### 2.5.1. TBM'S (TUNNEL BORING MACHINE)

Segundo López Jimeno e Díaz Méndez (1997), as TBM permitem escavar rochas com resistência à compressão até 300 - 350 MPa porém, os avanços mais significativos verificam-se em rochas de dureza média a baixa, com resistências inferiores a 120 MPa.

Um dos fatores que rege a aplicabilidade destes equipamentos prende-se com o terreno de fundação que terá de possuir resistência suficiente à força exercida pelas sapatas e lagartas das tuneladoras, no seu movimento ao longo do túnel.



O método chamado TBM consiste numa máquina usada para escavar os túneis, com uma secção transversal circular através de uma variedade de solo e de estratos de rochas. Ela pode perfurar através de pedras duras, areia, e o diâmetro do túnel pode variar de um metro (feito com micro TBM) até 19 metros. Estas máquinas possuem a vantagem de limitar a perturbação do terreno circundante, produzindo uma parede, como um escudo. Isto reduz significativamente o custo de revestimento do túnel e torna-os possíveis para uso em áreas densamente urbanizadas. A maior desvantagem é o custo inicial: são caras para construir, e podem ser difíceis de transportar. No entanto, em túneis modernos e mais longos, o custo de perfuração dos túneis versus máquinas de perfuração e explosão é bem menor, isso porque o túnel com a TBM é muito mais eficiente, resultando geralmente em prazos mais curtos.

A produtividade média de um túnel construído por esse método é de 40 a 70 metros por dia. O processo de construção de um túnel pelo método da TBM é constituído basicamente por duas etapas: a etapa de perfuração e a etapa de instalação dos anéis pré moldados.

O conceito de funcionamento de uma tuneladora advém, como referido anteriormente, da combinação entre o escudo de perfuração desenvolvido pelo engenheiro francês Sir Marc Isambard Brunel e da cabeça de corte rotativa criada por James S. Robbins.

Este conceito baseia-se numa escavação cíclica na qual é, em norma e dependendo do tipo de máquina, fornecido suporte imediato ao maciço escavado. A cabeça de corte da máquina é empurrada contra a frente de escavação com o auxílio de macacos hidráulicos, enquanto esta roda e escava o maciço, fazendo uso das ferramentas de corte nela instaladas. Após os macacos atingirem a sua máxima extensão, a cabeça de corte para e os macacos são retraídos para a sua posição original. Estes macacos atuam diretamente no suporte final colocado imediatamente atrás da máquina, ainda dentro do escudo desta (figura 95 a)), com exceção para as máquinas que não efetuam a colocação do suporte final, em que os macacos hidráulicos de propulsão estão conectados a garras que atuam contra as paredes do maciço escavado (figura 95 b)). A conclusão deste processo fecha assim um ciclo de escavação também denominado por avanço de escavação.



a) Avanço com tracção no suporte final.

b) Avanço com tracção no maciço.

Fig. 95 – Esquemas dos ciclos de avanço de TBMs com sistemas de propulsão distintos (Nôro, 2014)

A condução de uma TBM tem como objetivo conduzir a máquina de acordo com o alinhamento previsto para o túnel. A condução da máquina depende do tipo de sistema de propulsão que esta dispõe. Existem 4 sistemas de propulsão: Garras Simples, Garras tipo “X”, macacos de propulsão que atuam no suporte final e uma combinação das garras simples com macacos de propulsão atuantes no suporte. Estes sistemas bem como a condução da TBM serão pormenorizados nos capítulos seguintes. É importante ter em conta que a condução de uma tuneladora não tem uma precisão exata, sendo que antes do início de cada avanço esta deve ser direcionada segundo o alinhamento pretendido.

O suporte final de um túnel construído com uma TBM, baseia-se em anéis constituídos por cinco a oito segmentos mais o segmento chave, a colocar na parte superior do anel fechando-o desta forma (figura 96). Estes segmentos ou aduelas são elementos pré-fabricados em betão reforçado com fibras metálicas. São produzidos no exterior e trazidos para o interior do túnel e da TBM através do sistema de apoio.

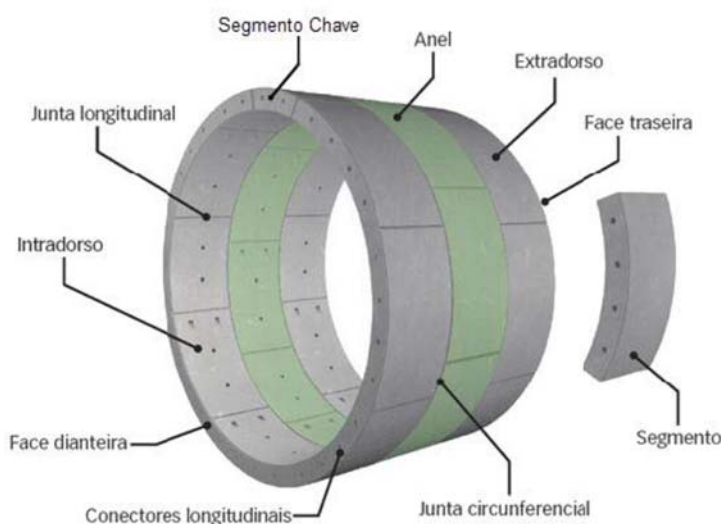


Fig. 96 – Esquema de um anel de suporte final (Nôro, 2014)

Por forma a instalar estes segmentos, os macacos de propulsão recolhem e um componente das TBMs, denominado de “erector”, figura 97, movimentam-os com recurso a um sistema de sucção até à sua posição final. Após cada segmento estar no seu local estes são aparafusados entre si para garantir tanto a impermeabilização como a sua estabilidade, e os macacos voltam a atuar agora contra um novo anel. O fecho de cada anel representa assim o fim de um ciclo de escavação, permitindo que a TBM avance uma vez mais.



Fig. 97 – Eretor de dois braços da EPBM “Bertha” (Nôro, 2014)

É importante preencher o espaço vazio entre os anéis e o maciço por forma a controlar as deformações tanto neste como à superfície. Visto que o diâmetro de escavação e o diâmetro externo do suporte final são diferentes devido à sobrecavação da cabeça de corte, à espessura do escudo e ao espaçamento entre este e o suporte final, sendo esta folga necessária para a correta colocação dos anéis, é gerado um vazio à retaguarda de valores entre 10 a 20 cm (Almeida e Sousa, 2005). Por forma a proporcionar uma adequada transferência de esforços entre o maciço e o suporte sem que haja deformações excessivas são efetuadas injeções de caldas de cimento sobre pressão de modo a preencher esse espaço, recorrendo-se a equipamento instalado no sistema de apoio da tuneladora.

Os discos de corte são colocados na cabeça de corte juntamente com rolamentos e numa determinada posição, por forma a garantir que sobre elevadas pressões estes continuem a rolar juntamente com o movimento da cabeça de corte. A forma como estes são acoplados na cabeça de corte depende muito do fabricante. De referir que é necessário garantir, que como ferramenta descartável, a sua substituição deve ser simples e rápida. Normalmente em tuneladoras de diâmetro superior a 4 metros, esta substituição é exequível a partir da parte de trás da cabeça de corte.



Fig. 98 – Discos de corte para rocha em TBMs (<http://www.insuppa.com/Products.aspx?SayfalD=7>, 2018)

As ferramentas de escavação para solo são essencialmente ferramentas estáticas de escavação, também aplicáveis em combinação com discos quando o maciço a escavar é composto por rocha branda ou

com algum grau de alteração. Estas ferramentas são de extrema importância pois permitem desagregar a rocha no caso de esta ser alterada, cortar no caso de a rocha ser branda, até cerca de 80 MPa de resistência à compressão, e retirar da face de escavação rocha já escavada à sua passagem, possibilitando assim otimizar a escavação, sendo que os discos de corte aquando da sua passagem irão cortar apenas rocha dura, função para a qual foram desenhados.



Fig. 99 – ferramentas de corte de aço de elevada resistência com liga de carbonato de tungsténio, HRC 75 - 80 (Nôro, 2018)

O último avanço a nível tecnológico destas ferramentas consiste em incorporar nestas, sensores que irão transmitir ao operador da TBM o estado das ferramentas, isto é, quando estas atingem níveis de desgaste elevados o operador sabe quando devem ser substituídas. Esses sensores são uma enorme mais-valia, que possibilita um controlo mais pormenorizado da escavação e assim uma maior eficiência (quando as TBMs estão equipadas para isso), permitindo quando necessário efetuar a injeção de aditivos na face de escavação por forma a diminuir a abrasividade do material escavado e por conseguinte diminuir o desgaste das ferramentas de escavação.

Para além destes componentes, são ainda necessários todo um sistema acoplado, para fornecimento de energia, ventilação, saneamento do maciço e transporte do material escavado.

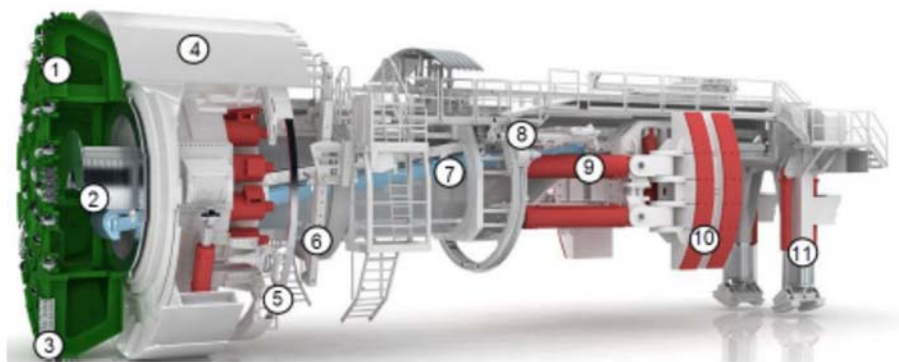
A escavação de um túnel implica a extração de várias toneladas de material, material este que tem de ser transportado para o exterior do túnel e encaminhado a escombrelas. Sendo a escavação mecanizada, nomeadamente a escavação com recurso a tuneladoras, um processo normalmente contínuo torna-se importante garantir que o sistema de transporte de escombros seja bem dimensionado. Este sistema é normalmente composto por longos transportadores de correia que seguem ao longo do alinhamento do túnel até ao exterior – ver figura 100. Em longas extensões é necessária a instalação de torvas para armazenamento temporário do material em caso de avarias do transportador ou mesmo por limite de extensão da correia transportadora. No caso das SFMs e de algumas Mishield TBMs em que a extração de escombros é hidráulica torna-se nestes casos necessário instalar uma rede de tubagem adequada ao efeito bem como válvulas e bombas para o seu adequado funcionamento.



Fig. 100 – Transportador de correia desenvolvendo-se ao longo do alinhamento de um túnel ([www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

### 2.5.1.1. Tuneladora para rocha sã “Open TBM”

Este tipo de tuneladora é normalmente utilizada em maciços rochosos duros, são ou com muito baixo grau de alteração, sem presença de água, sendo estas condições geológicas favoráveis ao modo de propulsão deste tipo de equipamento e à não necessidade de suporte imediato após escavação. A escavação é efetuada em cada passagem da cabeça de corte que escava toda a face do túnel (Full Face Excavation). A propulsão (Thrust) é feita através de macaco hidráulicos conectados a garras (Grippers) que atuam sobre as paredes do túnel escavado fornecendo a tração necessária. O avanço da TBM é feito em sequência, escavação/propulsão, retração das garras de tração, retração dos macacos de propulsão, atuação das garras de tração no maciço, extensão dos macacos de propulsão e novamente propulsão/escavação. Esta TBM tem normalmente uma cabeça de corte equipada maioritariamente por discos de corte podendo ter em menor quantidade outro tipo de ferramentas de corte. O suporte do túnel é independente da máquina, sendo colocado posteriormente ou com auxílio de equipamento adicional a acoplar na TBM. Os escombros são normalmente retirados por raspadores e baldes, existentes na cabeça de corte, sendo de seguida transferidos para transportadores de correia na retaguarda da TBM e levados para o exterior. Este tipo de tuneladoras compreende diâmetros entre 2 a 12,5 metros, sendo que abaixo de 3,8 metros o design da tuneladora torna-se deveras complicado, devido ao espaço necessário ocupado pelos vários mecanismos.



#### LEGENDA:

- |                                       |                                       |
|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1) Cabeça de corte;                   | 7) Transportador de correia da TBM;   |
| 2) Anel de escombros;                 | 8) Unidade de perfuração de sondagem; |
| 3) “Baldes” da cabeça de corte;       | 9) Macacos hidráulicos de propulsão;  |
| 4) Escudo de tecto;                   | 10) Garras do sistema de propulsão;   |
| 5) Erector de cambotas metálicas;     | 11) Suporte estático da TBM.          |
| 6) Unidade de colocação de pregagens; |                                       |

Fig. 101 – Esquema tridimensional de uma Open TBM (Nôro, 2014)

Este tipo de tuneladoras não oferece qualquer tipo de suporte imediato excetuando aquele que o seu próprio mecanismo oferece, ou como adiante apresentado, se lhe é acoplado um escudo. Havendo esta possibilidade, que não altera drasticamente o seu modo de funcionamento, esta máquina tem uma ampla área de utilização dentro da escavação de túneis em maciços rochosos. Estes escudos são



utilizados por forma a proteger a integridade do equipamento e a dos que o manobram, de ocasionais quedas de destroços do maciço escavado, conferindo também alguma estabilidade à própria tuneladora.

Atualmente são usados 3 tipos de escudos (figura 102), o escudo de teto (Roof Shield), uma combinação entre este escudo e o escudo lateral e o escudo da cabeça de escavação (Cutter Head). Os escudos de teto oferecem apenas proteção para possíveis quedas de destroços, sendo esta considerada uma proteção estática. As TBMs equipadas com escudo de teto e escudo lateral além da componente estática da proteção inerente à existência de escudos têm a possibilidade através dos escudos laterais de suportar o maciço junto à cabeça de corte durante a escavação e durante a propulsão. O escudo da cabeça de corte serve exclusivamente para proteger a equipa que manobra a máquina aquando do avanço desta.

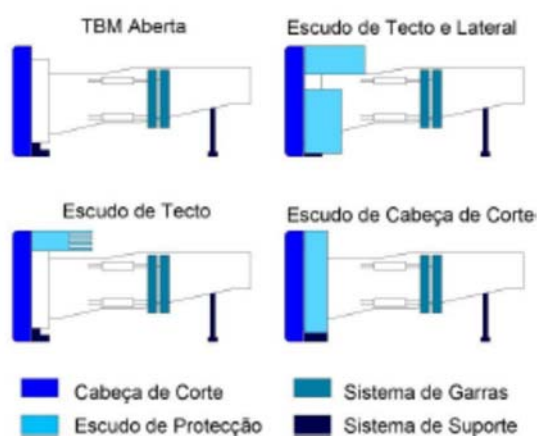


Fig. 102 – Esquema de possíveis escudos a acoplar nas Open TBMs

A força de propulsão necessária depende do tipo de rocha a escavar, sendo que cada TBM é usualmente construída para um determinado tipo de rocha. Este tipo de TBMs é utilizada em rocha dura ou muito dura, tornando-se assim necessário na previsão de que ao longo da escavação ocorra o aparecimento de rocha menos capaz em termos geomecânicos, considerar todo o sistema de apoio por forma a lidar com os problemas que daí advêm.

Dentro das várias empresas que produzem TBMs com este tipo de propulsão foram criados dois tipos de sistemas de garras ao longo do tempo.

Um conjunto de garras radiais que atuam nos hasteais do túnel sendo que o estator da TBM, parte estática do motor de indução que gira a cabeça de corte, e a unidade de direção, deslizam sobre um pé (Invert Shoe) que assenta na base do túnel (figura 103 a)). Este sistema de garras serve também para direcionar a escavação de acordo com a linearização pretendida. A condução da tuneladora é efetuada ajustando horizontalmente a posição da cabeça de corte com recurso ao sistema de garras, mas também verticalmente fazendo uso do “Invert Shoe” que levanta ou baixa a cabeça de corte. São por vezes também utilizados, na necessidade de se efetuarem curvas com raios menores, pés de direção laterais (Side Steering Shoes) que auxiliam o redirecionamento horizontal da tuneladora proporcionado também a estabilização da mesma. As tuneladoras do tipo “Main-beam” e “Open-gripper” fazem uso deste sistema de propulsão sendo que o que difere entre estas duas é a sua construção, a zona imediatamente atrás da cabeça de corte na qual esta está apoiada bem como onde o sistema de garras esta acoplado.



Um outro sistema de garras utilizado, é um sistema de garras em “X” (figura 103 b)). Este sistema é utilizado nas “Kelly-drive” TBMs ou também denominadas de Double Gripper TBMs e consiste em dois conjuntos de garras dispostas em cruz. Estas garras trabalham em conjunto com o corpo principal da TBM (Outer Kelly) deslizando numa secção retangular (Inner Kelly) à qual está acoplada a cabeça de corte.

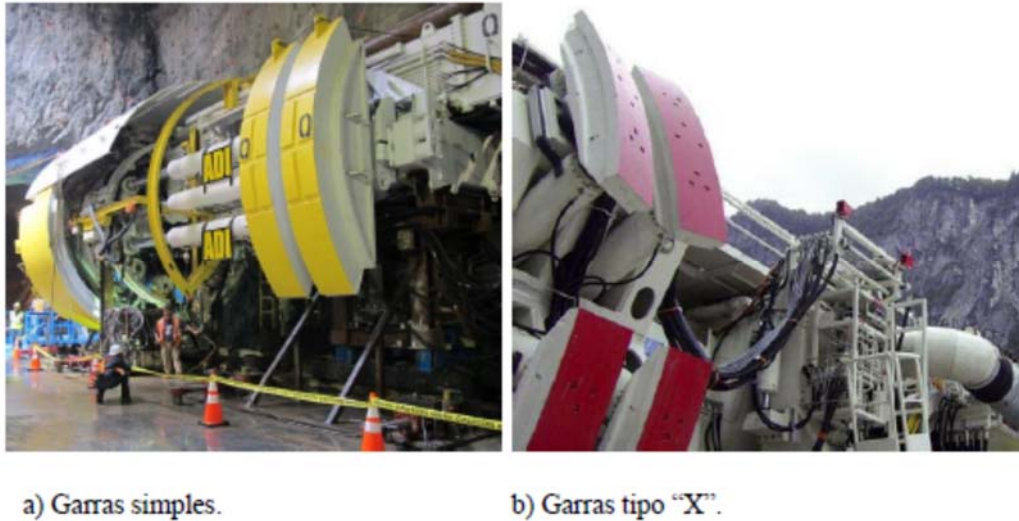


Fig. 103 – Sistemas de garras (Nôro, 2014)

A condução em tuneladoras com este sistema de propulsão é executada antes de cada avanço, não podendo ser alterada aquando da fase de escavação. O direcionamento da TBM é realizado horizontal e verticalmente com recurso à unidade de garras traseiras que posicionam o Outer Kelly e por conseguinte toda a tuneladora. É necessário ter em conta que a cabeça de corte tem que estar a rodar para se efetuar o redirecionamento da tuneladora, por forma a evitar danos tanto nesta como no Outer Kelly. Este sistema torna-se então muito bom em termos de condução, pois ocorrências como o escorregamento da cabeça de corte, devido à rocha na frente de escavação ser dura de um lado e macia do outro, não acontecem.

A forma da cabeça de corte varia desde ligeiramente abobadada quando o diâmetro da TBM é inferior a 5 metros, até completamente plana para TBMs de diâmetros superiores (B. Maidl *et al*, 2008). A cabeça de corte, neste tipo de tuneladora, pode ser aberta se a rocha a escavar for dura ou fechada se a rocha for fraturada ou suscetível a explodir. Dentro destas vertentes existem vários tipos de cabeças de corte em que variam o número de baldes para remoção de escombros, se estes são internos ou externos e com ou sem “lábios” ajustáveis, a posição, tipo e número de cortantes, e a existência de orifícios para injeção de caldas para consolidação da frente de escavação, ou seja, dependendo do projeto em questão ir-se-á obter uma cabeça de corte diferente e adequada a esse projeto.

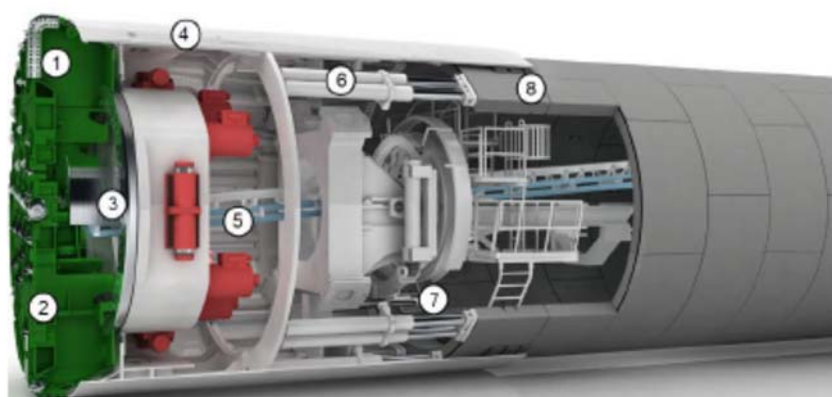


Fig. 104 – Cabeças de corte (Nôro, 2014)

Os escombros são inicialmente retirados da frente de escavação por “baldes” implantados na cabeça de corte e despejados num anel em forma de funil, que seguidamente transfere os escombros para um transportador de correia. Este transportador deve ser suficientemente potente para extrair o material escavado e deve ser instalado por forma a não prejudicar o sistema de suporte da tuneladora. Após os escombros serem depositados nestes transportadores são transferidos para outros transportadores de correia, vagões ou veículos para assim serem retirados para o exterior do túnel.

#### 2.5.1.2. Tuneladora para rocha com condições de alteração variáveis “Single Shield TBM”

As Single Shield TBMs, tuneladoras de escudo único, oferecem suporte periférico imediato às paredes do túnel. São máquinas deveras versáteis no que toca ao maciço a escavar, podendo escavar desde rocha dura a rocha branda ou com algum grau de alteração. Um estudo geológico adequado permite dimensionar as ferramentas de escavação a acoplar à cabeça de corte, que poderão ser discos de corte ou a combinação destes com outro tipo de ferramentas. O seu sistema de propulsão baseia-se em macacos hidráulicos que atuam sobre o suporte final colocado na sua traseira por equipamento existente na própria TBM. A conjugação destas características faz desta TBM uma máquina versátil, mas também segura e produtiva. Este tipo de tuneladoras compreende diâmetros entre 1,5 e 14 metros (www.herrenknecht.com, 2018). A possibilidade da utilização de diâmetros tão pequenos deve-se essencialmente à disposição periférica do seu sistema de propulsão que deixa o interior da tuneladora livre para a colocação dos componentes necessários a esta.



**LEGENDA:**

- |                                 |                                      |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1) "Baldes" da cabeça de corte; | 5) Transportador de correia da TBM;  |
| 2) Cabeça de corte;             | 6) Macacos hidráulicos de propulsão; |
| 3) Anel de escombros;           | 7) Erector de segmentos;             |
| 4) Escudo;                      | 8) Sistema de isolamento do escudo.  |

Fig. 105 – Esquema tridimensional de uma Single Shield TBM (Nôro, 2014)

Como o nome indica esta tuneladora está equipada com um único escudo que a protege e sustem o maciço perifericamente. Alguns fabricantes destes equipamentos fornecem escudos opcionais a acoplar à TBM para usos vários, como por exemplo, proteger a colocação das aduelas. Este escudo consiste num aro metálico ao qual é ligada a cabeça de corte. Esta irá rodar sobre rolamentos colocados no orifício onde esta encaixa. Isto permite além do suporte periférico, garantir a segurança na retaguarda da cabeça de corte através da separação desta do restante corpo da TBM.

A força a exercer na face de escavação pela cabeça de corte por forma a levar à cedência da rocha é, nesta TBM, gerada por macacos hidráulicos que atuam na mesma direção da força a exercer, ou seja, paralelamente ao eixo do túnel. Estes macacos fazem parte do corpo da TBM, estando colocados radialmente no extremo do escudo, atuando nas aduelas colocadas imediatamente atrás deste. Alguns fabricantes oferecem a possibilidade de acoplar mais escudos à unidade principal, fazendo com que por exemplo as aduelas sejam colocadas dentro de um escudo e conseqüentemente o sistema de propulsão atue protegido.

Estando toda a tuneladora assente no escudo, a força necessária para o avanço desta é substancialmente superior à requerida para a cabeça de corte. Tal deve-se tanto à massa da própria tuneladora como ao atrito entre esta e o maciço que afeta praticamente toda a metade de baixo do escudo. De evidenciar que, ao contrário de um sistema de garras, este sistema não provoca acréscimos de tensão no maciço e no que toca à rotação infligida pela TBM a ação dos macacos hidráulicos é o suficiente para a contrariar.

A condução de tuneladoras com este sistema de propulsão é executada exclusivamente pelos macacos de propulsão. Estes estão organizados em grupos que exercem pressões distintas e que dependem da sua localização. Na parte de baixo do escudo, devido ao atrito gerado entre este e o maciço, existem em norma dois grupos de macacos que irão aplicar uma pressão superior em relação aos grupos colocados lateralmente, normalmente um de cada lado, e na parte superior do escudo também um grupo. A pressão que cada grupo exerce depende assim do atrito, que depende do peso da tuneladora e

da geologia do maciço, e da direção que se pretende dar à máquina. Estando esta direcionada segundo o alinhamento pretendido, as diferentes pressões geradas por cada grupo de macacos devem-se traduzir numa igual pressão ao nível do eixo da máquina.

A cabeça de corte de uma Single Shield TBM tem essencialmente as mesmas funções do que nas TBMs apresentadas acima, a possível alteração mais evidente poderá surgir dependendo da geologia do maciço, isto é, as ferramentas de escavação poderão ser só discos de corte ou uma combinação entre estes e outras ferramentas de escavação. Também o tamanho dos “baldes” de extração de escombros poderá ser significativamente superior ao de uma Gripper TBM por exemplo. Na figura 106 é possível verificar uma cabeça de corte aberta de uma Single Shield TBM com uma combinação de discos de corte com bits de escavação e baldes de grandes dimensões.



Fig. 106 – Cabeça de corte para um maciço alterado de uma Single Shield TBM (Nôro, 2014)

Um pormenor muito importante na construção destas tuneladoras é a posição do eixo da cabeça de corte em relação ao eixo da máquina. O diâmetro da cabeça de corte é ligeiramente superior ao diâmetro do escudo e o seu eixo está posicionado acima do eixo da máquina. Esta característica leva a um corte a mais, denominado de “Overcut”, que torna possível um melhor controlo da máquina, em termos direcionais, e impede que esta emperre contra o maciço. Além disto promove a estabilização da máquina durante a escavação reduzindo significativamente as vibrações.

A remoção de escombros é efetuada como nas TBMs apresentadas atrás. Os escombros são removidos da frente de escavação por “baldes” incorporados na cabeça de corte e despejados no anel de escombros que transfere os escombros para um transportador de correia. É necessário salientar que estando a cabeça de corte num compartimento diferente do corpo da tuneladora, a correia de transporte faz-se passar pelo orifício do rolamento da cabeça de corte.

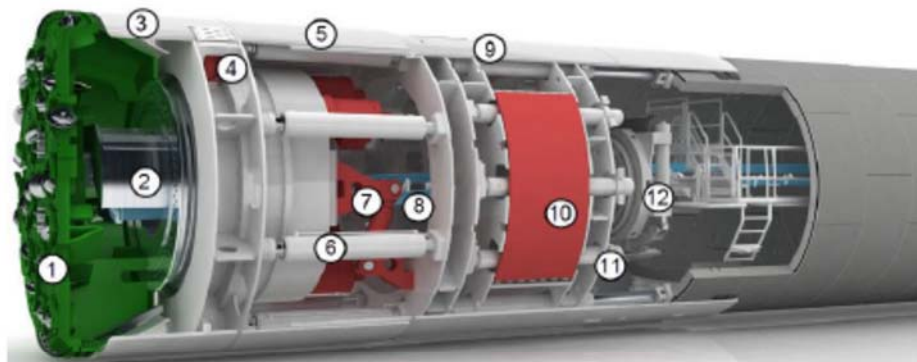
Sendo esta uma tuneladora que no seu caminho poderá encontrar desde rocha dura a rocha alterada torna-se importante saber exatamente o volume de escombros retirados da frente de escavação. Assim estas tuneladoras vêm, em norma, equipadas com equipamentos que permitem ao controlador da TBM, posicionado numa sala de comandos na retaguarda da TBM, saber exatamente a quantidade de material que está a ser escavado. Isto permite identificar bolsas de material muito alterado e assim controlar possíveis assentamentos e consequentes acidentes que daí advêm bem como manter o desempenho da escavação.



### 2.5.1.3. Tuneladora para rocha com condições de alteração variáveis “Double Shield TBM”

As Double Shield TBMs, tuneladoras de escudo duplo, são consideradas por muitos, as TBMs mais tecnicamente sofisticadas para escavação de túneis em maciços rochosos. Tal deve-se ao facto de esta unir os princípios funcionais das Open TBMs com os da Single Shield TBMs, isto é, esta é equipada com os dois tipos de sistemas de propulsão das anteriores o que lhe permite, em maciços de bom comportamento geomecânico, escavar sem a necessidade de parar e além disso permite a colocação do suporte final do túnel. Esta conjugação de especificações leva a que esta TBM tenha um rendimento de escavação elevado, tornando-se assim ideal para a abertura de túneis longos em rocha. Este tipo de tuneladoras pode ser construído com diâmetros entre 2,8 e 12,5 metros (Herrenknecht AG@, 2018).

As tuneladoras com diâmetros até 6 metros são equipadas com macacos de propulsão permanentes colocados longitudinalmente ou em forma de V. Nas tuneladoras com diâmetros superiores a 6 metros pode-se acoplar macacos de propulsão (amovíveis) que conferem à TBM um deslocamento longitudinal extra, ou seja, uma maior capacidade de carga na frente.



#### LEGENDA:

- |   |  |
|---|--|
| 1) Cabeça de corte;                             | 7) Macacos hidráulicos de torque;                |
| 2) Anel de escombros;                           | 8) Transportador de correia da TBM;              |
| 3) Escudo frontal;                              | 9) Escudo do sistema de garras;                  |
| 4) Estabilizadores (diminuição de vibrações);   | 10) Garras do sistema de propulsão;              |
| 5) Escudo telescópico;                          | 11) Macacos hidráulicos auxiliares de propulsão; |
| 6) Macacos hidráulicos de propulsão principais; | 12) Erector de segmentos.                        |

Fig. 107 – Esquema tridimensional de uma Single Shield TBM (Nôro, 2014)

O suporte imediato à escavação oferecido por esta tuneladora é efetuado por dois escudos formados por aros metálicos ao qual é ligada a cabeça de corte à semelhança da Single Shield TBM. Esta divisão de partições permite além do suporte periférico, garantir a segurança na retaguarda da cabeça de corte através da separação desta do restante corpo da TBM. O acesso à cabeça de corte e à frente de escavação é garantido por aberturas criadas para o efeito.

Na figura 108, é possível visualizar tanto os dois escudos como a separação destes em relação à cabeça de corte e o rolamento da cabeça de corte. Esta tuneladora é por vezes denominada também como Telescopic Shield TBM, devido à existência de um escudo que funciona dentro dos escudos principais por forma a garantir a segurança entre cada ciclo dos sistemas de propulsão. Cada um dos sistemas

promove o deslocamento de um dos escudos tornando-se assim necessário colmatar o espaçamento gerado entre eles.

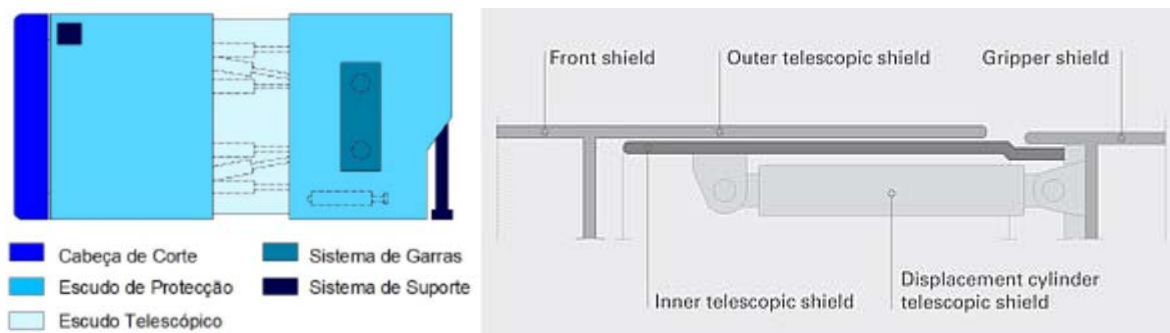


Fig. 108 – Esquema dos escudos da Double Shield TBM (adaptado de [www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

A propulsão nestas TBMs é algo exclusivo a elas mesmas, visto que é a única tuneladora, que quando na presença de um maciço competente, a sua escavação não tem ciclos aparentes, isto é, é possível escavar sem haver a necessidade de parar possibilitando rendimentos de escavação acima da média. A força necessária fornecer à cabeça de corte para que esta escave a rocha é, neste caso, fornecida ou por um sistema de macacos hidráulicos ou por um sistema de garras ou pelos dois alternadamente. O sistema de macacos hidráulicos é constituído por um conjunto principal de propulsão radialmente distribuídos e instalado sob o escudo telescópico, um conjunto auxiliar também radialmente distribuído mas menos denso na retaguarda da unidade de garras, que atuam nas aduelas de suporte final em simultâneo com os macacos hidráulicos principais, e por macacos hidráulicos de torque instalados no primeiro escudo, que tem como objetivo travar o movimento de rotação da máquina provocado pela rotação da cabeça de corte contra o maciço. Quando os macacos hidráulicos chegam ao seu limite de extensão entra em funcionamento o sistema de garras, sendo o seu método de funcionamento semelhante ao de uma Gripper TBM. Nesta altura os macacos auxiliares retraem de forma a se proceder à instalação das aduelas de suporte final e os macacos principais retraem à medida que o segundo escudo se aproxima do primeiro. Quando o sistema de garras completar o seu ciclo, volta a entrar em funcionamento o primeiro sistema, tornando assim a escavação num processo contínuo. A esta conjugação de métodos só é possível num maciço competente, pois quando este não é o caso, irão haver problemas associados ao sistema de garras como anteriormente foi referido.

A condução desta tuneladora é efetuada exclusivamente pelos macacos de propulsão colocados em “V” na ligação dos dois escudos. A pressão exercida por estes é continuamente controlada por forma a efetuar o correto posicionamento da máquina como fornecer a força necessária à cabeça de corte.

O funcionamento da cabeça e ferramentas de corte de uma Double Shield TBM é em tudo idêntico ao de uma Single Shield TBM.

#### 2.5.1.4. Tuneladora para solo ou rocha alterada com ou sem nível freático “EPB TBM)

As tuneladoras indicadas para este tipo de maciço, devido ao facto de poderem fornecer suporte periférico e frontal são as Earth Pressure Balance TBMs, e variam de 1,7 a 16 m ([www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018).

Em escavações de maciços moles ou solos coesivos, há que garantir, por motivos de segurança e execução, o fornecimento de suporte imediato em todas as faces de escavação, periféricas e frontal. A



tecnologia das tuneladoras EPB, também designadas EPBMs (Earth Pressure Balance Machines), faz uso do material escavado, tornando-o num solo maleável e denso através da injeção de água e/ou aditivos sobre pressão na câmara estanque (plenum) imediatamente atrás da cabeças de corte, para suportar a frente de escavação. O nome desta tuneladora advém daí mesmo, da pressão gerada na frente de escavação pela mistura água/solo mantida no plenum. Esta pressão é garantida/controlada fazendo variar a quantidade de mistura retirada do plenum, pelo “sem-fim”, bem como pela pressão efetuada pelo sistema de propulsão na frente de escavação. É, no entanto, de extrema importância o controlo contínuo desta pressão por forma a garantir tanto a estabilidade da face de escavação como a não existência de subsidências à superfície.

A característica especial dos Earth Balance Balance Shields é que eles usam o solo escavado diretamente como meio de suporte. Este método é a primeira escolha em solos coesivos com alto teor de argila e silte e baixa permeabilidade à água. Uma roda de corte rotativa equipada com ferramentas é pressionada na face do túnel e escava o material. O solo entra na câmara de escavação através de aberturas, onde se mistura com a pasta de solo já existente. Braços de mistura na roda de corte e anteparo misturam a pasta até que ela tenha a textura necessária. O anteparo transfere a pressão dos cilindros de empuxo para a pasta de solo flexível. Quando a pressão da pasta do solo na câmara de escavação é igual à pressão do solo circundante e das águas subterrâneas, o equilíbrio necessário foi alcançado.

Esta técnica leva geralmente à utilização de espumas e aditivos. As espumas têm a função de facilitar o confinamento, a escavação e a extração de escombros. Os aditivos são utilizados por forma a diminuir a propensão do solo a colar na cabeça de corte o que acontece normalmente quando se escava argilas, conferir efeitos de coesão quando perante solos não coesivos, controlo de viscosidade e agentes antiabrasivos quando perante solos muito abrasivos ou maciços rochosos para desta forma a diminuir o desgaste das ferramentas de corte, da cabeça de corte e do sem-fim que efetua a extração dos escombros. Esta mistura permite também a utilização de forças de torque inferiores a transmitir à cabeça de corte. É possível também a adição de bentonite e/ou partículas finas que servem de suporte às espumas e aditivos adicionados, isto é, conferem à mistura partículas finas quando estas são em pequena quantidade no solo escavado. Isto, juntamente com aditivos, diminui também a permeabilidade do maciço para que não haja perda de fluidos e consequente perda de pressão que poderia levar a problemas de estabilidade.

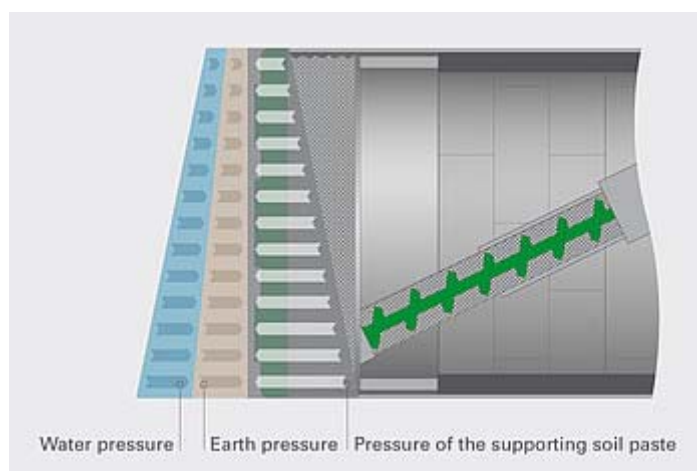
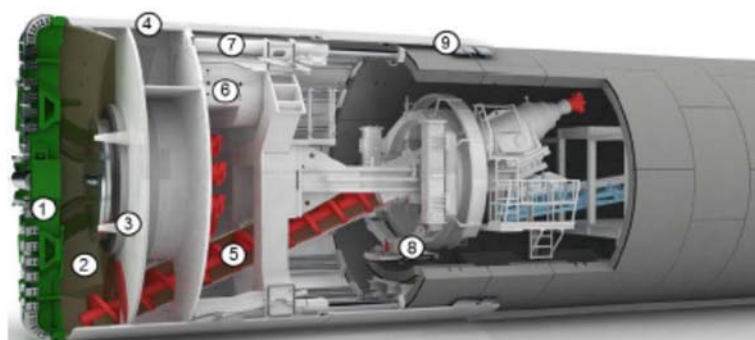


Fig. 109 – Regulação da pressão de suporte na face do túnel (www.herrenknecht.com, 2018)

Um transportador helicoidal transporta o material escavado da base da câmara de escavação para um transportador de correia. A interação entre a vazão do transportador helicoidal e a taxa de avanço da TBM garante que a pressão de suporte da pasta do solo possa ser controlada com precisão. O equilíbrio na câmara de escavação é monitorado continuamente usando sensores de pressão da terra. Dessa forma, o operador da TBM é capaz de ajustar todos os parâmetros de encapsulamento entre si, mesmo sob condições geológicas variáveis, permitindo altas taxas de avanço e minimizando o risco de elevação ou assentamento na superfície.



LEGENDA:

- |                                 |                                      |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1) Cabeça de corte;             | 6) Câmara hiperbárica;               |
| 2) Câmara de estanque (plenum); | 7) Macacos hidráulicos de propulsão; |
| 3) Braços misturadores;         | 8) Erector de segmentos;             |
| 4) Escudo;                      | 9) Sistema de isolamento do escudo.  |
| 5) "Sem-fim";                   |                                      |

Fig. 110 – Esquema tridimensional de uma tuneladora EPB (Nôro, 2014)

É de extrema importância o fornecimento de suporte imediato quando da escavação de túneis em maciços de baixa capacidade resistente. O suporte periférico gerado pelas EPBMs deve-se, à semelhança das tuneladoras apresentadas anteriormente, à custa de um escudo circular rígidos que envolve o corpo da tuneladora. Existe, no entanto, uma pequena diferença que se prende com o facto de esta utilizar água e espumas sobre pressão e mantendo o material escavado dentro da câmara de escavação para garantir o suporte da face de escavação. O suporte final é colocado ainda dentro do escudo existindo uma membrana que garante a selagem entre o exterior e o interior do túnel e máquina. Esta selagem é efetuada por elementos denominados de “Wire Brushes” que estão acoplados ao escudo da máquina e que atua entre este e as aduelas. Esta é a única selagem necessária, periféricamente, visto que, como mais à frente será explicado, as aduelas garantem a impermeabilização do interior do túnel. No que toca ao suporte frontal este é em tudo diferente às restantes TBMs apresentadas atrás, as quais apenas ofereciam o suporte gerado pela cabeça de corte quando da escavação.

O sistema de remoção de escombros da câmara de escavação faz, como mencionado anteriormente, parte do sistema de suporte imediato frontal gerado pela EPBM. A quantidade de material retirado da câmara está diretamente relacionada com a pressão exercida na face de escavação. Assim este sistema é mais complexo do que os apresentados para as TBMs anteriores, havendo a necessidade tanto de controlar a quantidade de material exata que se retira da frente bem como manter a pressão na câmara. Este sistema é composto por um parafuso “sem-fim”, que funciona dentro de uma câmara que está à pressão da câmara de escavação – Figura 111. A quantidade de escombros retirados da câmara de escavação é controlada através da variação da velocidade do “sem-fim”. Os escombros são então depositados em correias de transporte para assim serem retirados para o exterior do túnel.

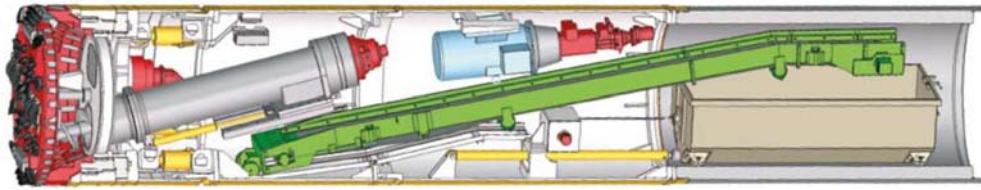


Fig. 111 – Sistema de remoção de escombros de uma tuneladora EPB (www.herrenknecht.com, 2018)

A propulsão necessária para a penetração da cabeça de corte da EPBM na face de escavação é gerada por macacos hidráulicos que atuam diretamente nas aduelas colocadas no final de cada ciclo de escavação. Estes macacos fazem parte do corpo da TBM, estando colocados radialmente no interior do escudo de suporte periférico imediatamente atrás da câmara de escavação. Seguindo a linha dos componentes da EPBM referidos atrás, também aqui a propulsão não tem a função única de propulsionar a máquina para a frente, isto é, a pressão exercida na frente de escavação depende também do sistema de propulsão de uma EPBM, sistema este que tem que ser continuamente vigiado por forma a evitar a penetração descontrolada no solo ou entrada de solo em excesso, devido à sobrecavação, na câmara de escavação que pode gerar alguns acidentes como referindo no início deste ponto.

As ferramentas de corte a incorporar na cabeça de corte de uma EPBM depende, como nas outras TBMs, do tipo de maciço a escavar. Sendo tuneladoras dedicadas a escavação de túneis em maciços menos resistentes, como por exemplo maciço terrosos, são utilizados frequentemente menos discos de corte e mais ferramentas de corte adequadas à escavação de solo como as “cutting knives”, os “grippers” e os “scrappers” apresentados anteriormente.

A cabeça de corte de uma EPBM é ligeiramente diferente das restantes tuneladoras, isto deve-se à necessidade de utilização de sensores indicadores da pressão na frente de escavação sendo estes absolutamente necessários e não facultativos. A existência de injetores de espumas e aditivos são aqui também obrigatórios pois são parte essencial à técnica das EPBMs, sendo que nas TBMs abertas a utilização de água e aditivos é facultativo, fazendo uso destes essencialmente para controlo de poeiras ou na tentativa de diminuição de desgaste das ferramentas de corte.

A cabeça de corte de uma EPBM tem que ser também mais aberta que de uma tuneladora que não oferece suporte frontal, ou seja, o rácio entre a secção aberta da cabeça de corte e a secção de escavação. Este rácio tem influência direta tanto na pressão exercida na frente como no suporte mecânico oferecido pela cabeça de corte.

Um outro componente muito importante nestas tuneladoras é a câmara hiperbárica. Esta câmara é de toda a importância pois na necessidade de trocar as ferramentas de corte, que se faz a partir da parte de trás da cabeça de corte, é fulcral manter a câmara de escavação pressurizada por forma garantir a estabilidade da frente de escavação. Nesta situação é diminuído o volume de mistura solo/água/espuma nesta câmara, sendo esse volume substituído por ar pressurizado. Para que os operários possam trabalhar numa atmosfera pressurizada é necessário ambientar o seu corpo a esta atmosfera, ou seja, efetuar a compressão, bem como para sair desta é necessário passar por um processo de decompressão. Estes processos são efetuados dentro de uma câmara hiperbárica que garante assim tanto a integridade física, em termos de pressões, dos operários, bem como a estabilidade da face de escavação.

A colocação de suporte final é nesta técnica também um elemento obrigatório, não só para fornecer uma zona de atuação ao sistema de propulsão, mas também como elemento constituinte da técnica em si. A colocação de aduelas no interior do escudo da EPBM, permite a impermeabilização do interior do túnel garantindo assim a segurança dos trabalhadores, mas também impedindo o desabamento do maciço que se tem como pouco competente periférica e frontalmente, pois caso não fosse garantida esta impermeabilização não era possível efetuar a pressurização da frente de escavação provocando que todos os fluidos, devido à pressão, convergissem para o interior do túnel e da EPBM.

#### 2.5.1.5. Tuneladora para solo ou rocha alterada com ou sem nível freático “Slurry Shiled TBM)

As Slurry Shield TBMs ou Slurry Face Machines (SFM) ou ainda Hydro Shield TBMs são, bem como as EPBMs, os tipos de tuneladoras mais utilizadas para escavação de túneis em maciços terrosos variando a sua aplicabilidade com o tipo de solo a escavar. Este tipo de tuneladoras é no entanto de funcionamento e construção mais complexo que as EPBMs devido ao seu sistema de pressurização da face de escavação. Este sistema consiste em injetar e pressurizar bentonite na câmara de escavação fornecendo assim o suporte necessário tanto para a estabilização da face de escavação como para evitar a penetração descontrolada da tuneladora. O sistema de abastecimento e remoção, respetivamente de bentonite e da mistura bentonite/escombros é deveras complexo visto ser necessário garantir em permanência a pressurização da câmara de escavação e requer a construção de uma grande rede de tubaria bem como uma central para a preparação da bentonite como para o tratamento da mistura retirada da frente de escavação.

A pressurização da frente de escavação de uma SFM é proporcionada pela injeção de uma “lama” na câmara de escavação que se irá misturar com o material escavado servindo assim de suporte a frente, facilitando a extração do material escavado e a lubrificação e arrefecimento das ferramentas de corte. A pressão na frente é controlada regulando o fluxo de injeção de bentonite e o fluxo de extração da mistura escombros/bentonite. Esta “lama” é criada em tanques instalados à superfície e depois bombeada para o interior do túnel até à tuneladora pela rede de abastecimento de lama sendo depois bombeada, agora juntamente com escombros, para o exterior da câmara de escavação e para o exterior do túnel de volta à central de lamas.



Fig. 112 – Estação de tratamento de lamas da SFM construída para escavar o Túnel “Water Lee” sob o rio Tamisa para o projecto “Crossrail”, Londres, Reino Unido (Nôro, 2014)

Nesta central além da criação de lamas, é efetuada a reciclagem da mistura retirada da frente de escavação através de processos mecânicos como agitadores, hidrociclones, centrifugadores entre outros equipamentos. Após o processo de reciclagem destas lamas é necessário controlar os valores de densidade, pH, perda de água, viscosidade plástica, a existência de sólidos e o mais importante o seu rendimento, sendo por vezes necessário retratar as lamas, isto é, aplicar processos de diluição da lama, adição de nova bentonite e/ou aditivos como polímeros, estabilizadores de pH entre outros.

O processo de funcionamento desta lama baseia-se na criação do chamado “bolo de lama” que consiste numa fina membrana entre o solo e a lama que é formada pela segregação da água da lama devido às pressões instaladas. Este bolo de lama é o responsável pela estabilização da frente de escavação e para o seu sucesso é necessário que este seja de baixa permeabilidade e sejam mantidas as pressões dentro da câmara de escavação. A performance deste “bolo de lama” está diretamente ligada às propriedades da lama sendo por isso necessário realçar a importância do correto tratamento destas.

A qualidade das lamas pode ser afetada por contaminação através de sólidos existentes no solo como por elementos químicos como sulfatos solúveis ou sais de cálcio (EFERNAC, 2005). Estes elementos provocam a floculação da lama fazendo que esta perca as suas características essenciais aumentando a sua viscosidade ou perda de água por exemplo. Na criação das lamas o produto principal é como referido a bentonite, com concentrações entre 60% e 80%, sendo adicionados por vezes aditivos por forma a aumentar o rendimento destas.

A bentonite é uma forma processada de minerais de argila de grão muito fino.



Fig. 113 – Bentonite sódica utilizada nas SFMs (Nôro, 2014)

O mineral principal é a montmorilonite associada a pequenas quantidades de quartzo, micas, feldspato, calcite entre outros. A bentonite ocorre naturalmente em forma Sódica ou Cálcica, normalmente por alteração de cinzas vulcânicas, sendo que a bentonite sódica com a sua grande capacidade de expansão quando molhada é a mais utilizada em lamas bentoníticas, vulgo lamas. A bentonite cálcica pode ser tratada quimicamente por forma a satisfazer as características para utilização em lamas. As características da lama a utilizar num dado projeto devem ser definidas de acordo com as características geológicas do solo a escavar e mantidas e controladas por um especialista da área, um engenheiro de lamas.

Existem vários aditivos que podem ser utilizados para melhorar as propriedades reológicas das lamas bentoníticas. A escolha dos aditivos a utilizar depende essencialmente das características geológicas do solo a escavar. Quando o solo tem um elevado teor em sal um dos polímeros mais utilizados, por forma a diminuir a sensibilidade da bentonite ao sal, é o CMC e para solos ricos em argila utilizam-se polímeros para diminuir a dispersão da argila, isto é, a sua floculação. Geralmente os polímeros são utilizados com o intuito de aumentar a performance das lamas em termos de tensões e viscosidade. Alguns tipos de polímeros utilizados são os Bio-polímeros, CMC (Carboximetilcelulose), PAC (Policloreto de Alumínio) e a Poliacrilamida.



A remoção de escombros da câmara de escavação é efetuada através de bombagem da mistura escombros/lama para o exterior, seguindo a rede de abastecimento e remoção de lamas até à central de tratamento de lamas.

Como mencionado anteriormente a quantidade de lama extraída tem que ser continuamente verificada e regulada por forma a manter a pressurização desejada na frente de escavação.

A cabeça de corte é semelhante à de uma EPBM, havendo também necessidade de ser mais aberta que de uma tuneladora que não oferece suporte frontal.



Fig. 114 – “Mary”, a SFM contruída para a escavação do Túnel “Water Lee” sob o rio Tamisa para o projecto “Crossrail”, Londres, Reino Unido (Nôro, 2014)

No entanto o rácio entre a secção aberta da cabeça de corte e a secção de escavação é substancialmente superior podendo ser superior a 50% (Pelizza, 2011). Tal deve-se à necessidade de facilitar a formação do “bolo de lama” entre a lama e a face de escavação.

A propulsão de uma SFM é realizada por macacos hidráulicos que trabalham axialmente atuando no suporte final colocado pelo “erector” da tuneladora dentro do escudo desta. Em relação às EPBMs a grande diferença é exclusivamente mecânica pois o “erector” na EPBM funciona em torno do “sem-fim” e nas SFM este não existe. Na Figura 115 é possível ver a colocação de um segmento num dos túneis do projeto “Crossrail”, Londres, Reino Unido.



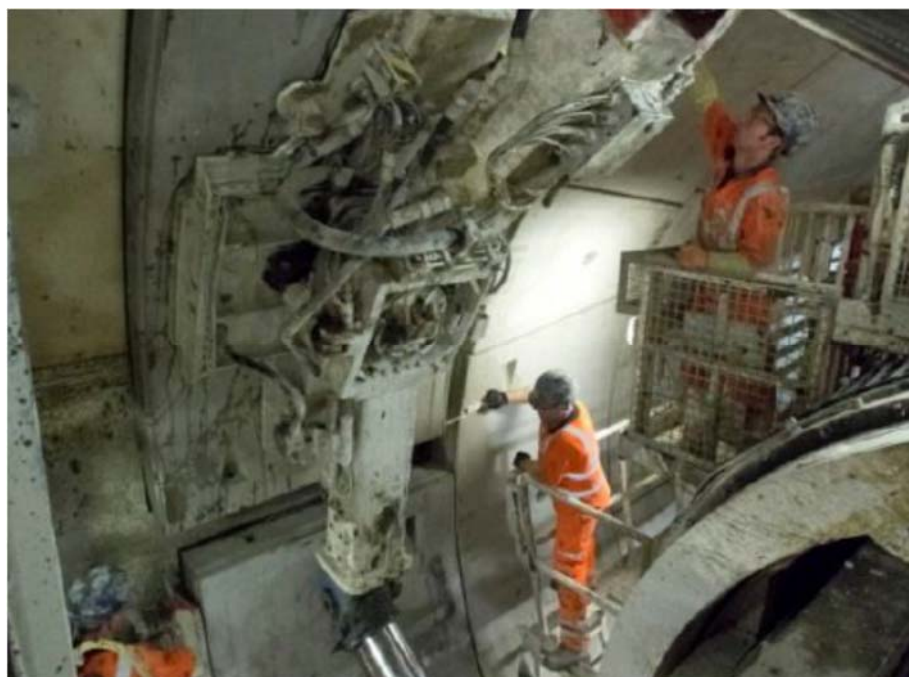


Fig. 115 – Colocação de um segmento do suporte final (Nôro, 2014)

Neste tipo de tuneladoras as ferramentas de corte são semelhantes às de mais com a exceção da possibilidade de integrar trituradores de rocha, como os referidos para as EPB “High-density Slurry Machine”. Estes dispositivos permitem dismantlar pedaços de rocha maiores que poderiam entupir o sistema de remoção de escombros. Na Figura 116 é possível ver tanto um triturador de “mandíbula” como um triturador de “tambor”.



Fig. 116 – Trituradores de “Mandíbula” e de “Tambor” ([www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

#### 2.5.1.6. Tuneladora para solo ou rocha alterada com ou sem nível freático “Mixshield TBM)

A existência de maciços heterogêneos, ou a presença de água num maciço leva por vezes à incapacidade de escavar um túnel com apenas uma das tecnologias apresentadas neste capítulo. Tal levou à criação de uma tuneladora que combina duas, e mais recentemente, três das tecnologias

apresentadas. Quando se está perante um maciço rochoso a escolha da tuneladora para a escavação de um túnel recairia sobre uma Open TBM ou tuneladora de suporte periférico no caso de a rocha ser ligeiramente alterada, mas se a obra tiver que ser executada abaixo do nível freático é necessário recorrer a uma tuneladora que forneça suporte frontal e consequente impermeabilização do interior da máquina e do túnel o que as TBMs referidas não são capazes de fornecer. Esta combinação de fatores, bem como outras, são o que a escavação de um túnel pode enfrentar. Como tal foram criadas as Mixshield TBMs, tuneladoras de escudo misto, desenhadas com o intuito de ultrapassar as problemáticas da heterogeneidade dos maciços e da sua reologia.

Uma das combinações de técnicas é a união da tecnologia de uma EPBM com a de uma Open TBM. Esta união de características permite avançar por entre maciços de elevada heterogeneidade ou mesmo maciços rochosos havendo presença de água.

A não necessidade de em parte do alinhamento do túnel ter que fazer uso da tecnologia EPB, ou por que o maciço é mais resistente ou deixou de existir água no maciço naquele trecho, podendo-se avançar a escavação apenas fornecendo suporte periférico, irá diminuir os custos da obra em larga escala. Se houver conhecimento da existência destes trechos mais favoráveis à escavação, o que se irá poupar com a execução, menor ou mesmo a não utilização da mistura água/espumas de aditivos, melhor e mais fácil executabilidade da escavação, menor gasto de energia, entre outros, poderá compensar o investimento numa Mixshield TBM.

Estas tuneladoras são otimizadas de acordo com a geologia do maciço, dependendo se por exemplo o este é composto por mais ou menos rocha dura ou solo. Esta otimização depende das patentes de cada empresa, mas essencialmente prende-se com a capacidade de a tuneladora escavar com frente pressurizada, sem pressurização da frente, mas mantendo a utilização de espumas, tendo esta questão a ver com a reologia do maciço, ou sem a utilização de qualquer mistura na câmara de escavação (Open Face), sendo assim necessário projetar os componentes que compõe a TBM para os diferentes modos de utilização. Nesta situação é necessário que o sem fim esteja habilitado a trabalhar com ou sem pressurização, que este possa funcionar em velocidades mais elevadas ou a existência de um transportador de correia com anel de escombros retráctil para o modo aberto, do tipo e número de cada ferramenta de corte a instalar na cabeça de corte, o rácio de abertura da cabeça de corte entre outras alterações.

As Mixshields TBMs que combinam a tecnologia SF e OF, não são mais do que uma SFM mais avançada. Estas tuneladoras permitem controlar com elevada precisão a pressão na frente de escavação fazendo uso de uma “almofada” de ar. Esta tecnologia permite escavar túneis com elevadas pressões de água mesmo para grandes diâmetros de escavação.

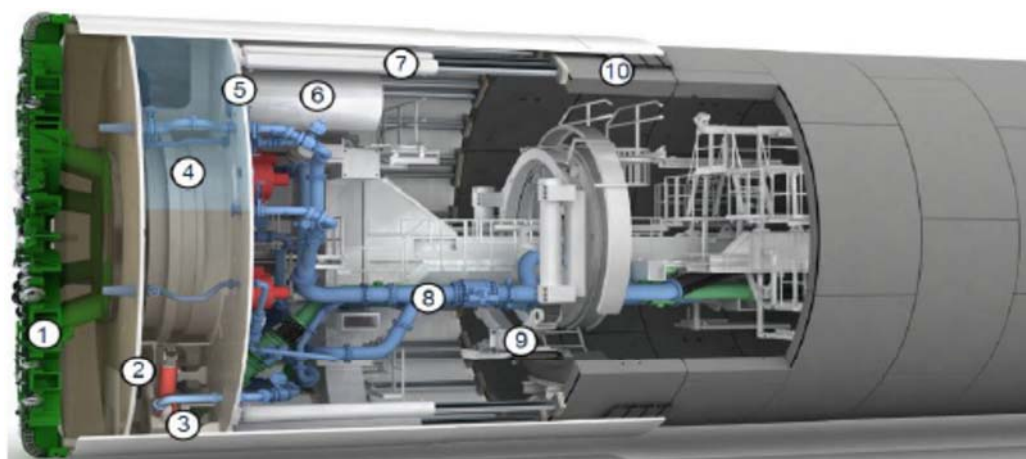
Por forma a “acomodar” esta “almofada” de ar algumas mudanças a nível mecânico foram necessárias. Nestas tuneladoras a câmara de escavação é dividida pela denominada “parede submersa” sendo que a secção da frente está completamente preenchida pela mistura lama/escombros por forma a promover o suporte da frente de escavação. Na secção traseira do plenum a mistura chega apenas um pouco acima do eixo da máquina sendo o restante volume preenchido então pela “almofada” de ar que irá controlar a pressão na câmara e por consequência na frente de escavação. Estas duas secções estão conectadas através de uma abertura na parte inferior da “parede submersa”. De referir que ao contrário de uma SFM convencional o sistema de adução de lamas está completamente desassociado da pressurização. Este sistema leva à possibilidade de controlar com muito mais precisão a pressurização da frente levando assim a melhores performances em termos de escavação, mas também de segurança, diminuindo assim os riscos de assentamentos ou de empolamento do solo à superfície. A efetividade da tecnologia destas tuneladoras permite-lhes trabalhar com pressões acima de 15 bar

(www.herrenknecht.com, 2018). À semelhança das SFM também neste tipo de Mixshield é usual serem instalados na base do plenum triturados de blocos de rocha, como os apresentados anteriormente, por forma a garantir o correto funcionamento do sistema de remoção de escombros. Além disto sempre que se preveja a existência de material fino, principalmente argilas, ao longo do alinhamento do túnel devem ser tomadas algumas medidas por forma a evitar que estas “colem” na cabeça de corte ou no interior da câmara de escavação como o bom dimensionamento das aberturas da cabeça de corte por forma a garantir um bom fluxo de material escavado para o interior do plenum, jogar com o sistema de adução e remoção de escombros por forma a aumentar o fluxo de lamas nestas zonas, a escolha adequada do posicionamento dos jatos de lama e garantir bordas lisas tanto na cabeça de corte como na câmara de escavação. Estas medidas irão diminuir o desgaste das ferramentas de corte e a conseqüente necessidade de manutenção, que podem ser extremamente dificultadas pela necessidade de manter a frente pressurizada e através tanto de lamas como de ar comprimido.



Fig. 117 – Operário equipado com equipamento de mergulho para efetuar manutenção na cabeça de corte de uma Mixshiled TBM (Nôro, 2014)

Na Figura 118 apresenta-se um esquema tridimensional de uma Mixshield TBM, referindo novamente, que os seus elementos mecânicos bem como a sua disposição podem variar de acordo com cada fabricante.



LEGENDA:

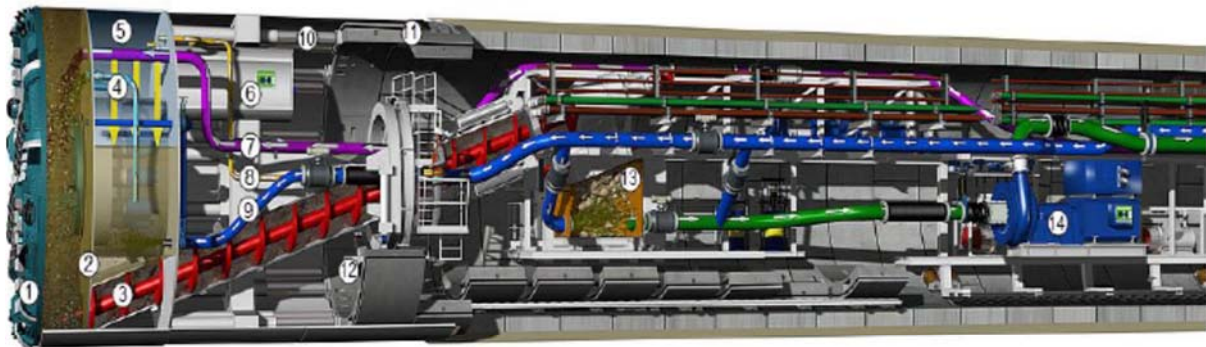
- |                          |                                      |
|--------------------------|--------------------------------------|
| 1) Cabeça de corte;      | 6) Câmara hiperbárica;               |
| 2) “Parede submersa”;    | 7) Macacos hidráulicos de propulsão; |
| 3) Triturador de blocos; | 8) Circuito de lamaz;                |
| 4) “Almofada” de ar;     | 9) Erector de segmentos;             |
| 5) Bulkhead;             | 10) Sistema de isolamento do escudo. |

Fig. 118 – Esquema tridimensional de uma Mixshiled TBM com tecnologia de SF e de OF (adaptado de [www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

No topo da tecnologia das tuneladoras híbridas, para escavar túneis em maciços altamente complexos e com a possível presença de água, a Herrenknecht AG desenvolveu recentemente uma tuneladora que combina três tecnologias, EPB, SFM e Open TBM podendo escavar em quatro modos distintos. Esta tuneladora denominada de Multi-mode TBM, foi desenvolvida por forma a ultrapassar os limites técnicos e/ou económicos das tecnologias que a compõem quando solicitadas a escavar maciços com geologias peculiares. Ao longo da escavação de um túnel longo a geologia pode variar entre rocha dura até um solo saturado promovendo assim grandes desafios para uma tuneladora convencional preparada apenas para um determinado tipo de maciço. Com a junção destas tecnologias a alteração entre modos de escavação está apenas sujeita a pequenas paragens sem a necessidade de alterações mecânicas, por vezes irreversíveis, e, por conseguinte, a baixos custos de execução e ao aumento considerável das condições de segurança tanto dentro como fora do túnel. As Multi-mode TBMs permitem a escavação em modo aberto, em modo pressurizado por lamaz (escudo SF) ou espumas (escudo EPB) ou sem pressurização, mas com o plenum preenchido. São possíveis dois tipos de design (Herrenknecht AG): Multi-mode TBM com estrutura modular básica, em que o método de escavação é alterado com recurso a extensas alterações aos componentes da tuneladora dentro do túnel; Multi-mode TBM equipada com os componentes necessários para as técnicas a empregar. O método de escavação é alterado num menor tempo e com menores custos, no entanto estas são máquinas extremamente complexas a nível técnico. Esta tuneladora utiliza os pressupostos funcionais destas técnicas mencionados anteriormente sendo que as grandes diferenças se prendem com o design da câmara de escavação e do sistema de extração de escombros. Em grandes diâmetros existe espaço para a instalação dos componentes necessários a cada técnica, mas em tuneladoras de pequeno diâmetro torna-se extremamente complicada a comunhão destes, principalmente os necessários às técnicas de EPB e SF. Assim tornou-se indispensável criar uma tecnologia que conseguisse unir da melhor forma estes modos de escavação tirando partido do melhor de cada um deles. Desta forma a Herrenknecht



AG criou a tecnologia “TBM Variable Density”. Esta tecnologia permite o controlo minucioso da escavação ao longo das alterações geológicas e hidrogeológicas do maciço. Nesta técnica existe uma câmara de escavação semelhante à de uma Mixshield TBM dividida em duas secções sendo a secção frontal completamente preenchida e a secção traseira apenas preenchida até ligeiramente acima do eixo da máquina, sendo o restante volume preenchido pela “almofada” de ar sobre pressão. A pressão na frente é controlada pela pressurização da lama através da “almofada” de ar no caso do modo SF, ou através da velocidade de extração do material escavado pelo sem fim e pelo avanço da tuneladora no modo EPB. O material escavado em qualquer um dos modos é extraído pelo sem-fim e a comunicação entre as duas secções do plenum é feita por tubos em vez de uma simples abertura. No modo EPB o sem-fim transfere os escombros para um transportador de correia e para o modo SF foi incorporado ao topo do “sem-fim” uma ligação a um depósito que transforma o material extraído em lamas (“Slurryfier Box”) por forma a ser bombeado para o exterior do túnel.



LEGENDA:

- |   |  |
|---|--|
| 1) Cabeça de corte;                                     | 8) Circuito de ar comprimido;                            |
| 2) “Parede submersa”;                                   | 9) Circuito adução de lamas à secção traseira do plenum; |
| 3) “Sem-fim”;   | 10) Macacos hidráulicos de propulsão;                    |
| 4) Tubos de conexão entre as secções do plenum;         | 11) Sistema de isolamento do escudo;                     |
| 5) “Almofada” de ar;                                    | 12) Erector de segmentos;                                |
| 6) Câmara hiperbárica;                                  | 13) “Slurryfier box”;                                    |
| 7) Circuito adução de lamas à secção frontal do plenum; | 14) Bomba do circuito de extração de lamas.              |

Fig. 119 – Esquema tridimensional de uma Multi-mode TBM (adaptado de [www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

#### 2.5.1.7. Exemplo de túnel rodoviário efetuado com Tuneladora Mixshield TBM

Os Escudos de Equilíbrio de Pressão da Terra, os Escudos Mistos e os TBMs de Rocha Dura apoiam a construção de túneis rodoviários eficientes nas grandes cidades e ao longo de rotas de tráfego vitais.

Com diâmetros de até 17,60 metros, as perfuradoras de túnel de Herrenknecht escavam os túneis rodoviários através de todos os tipos de condições do solo.

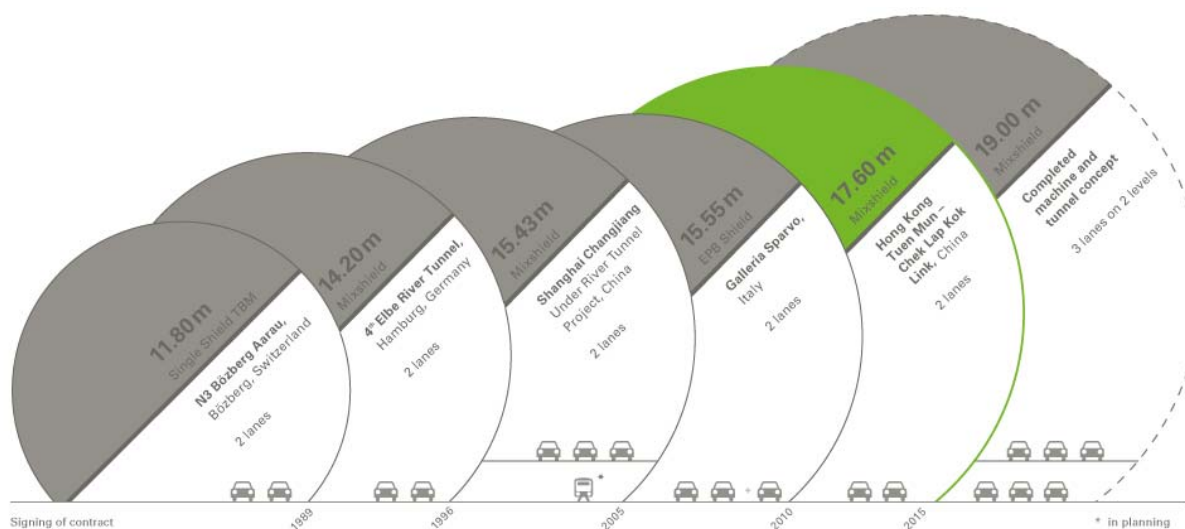


Fig. 120 – Túneis já realizados por tuneladora e em planeamento ([www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

Antes da abertura do túnel de Shanghai sobre o rio Yangtze, os habitantes da ilha do rio Changxing foram dependentes do serviço de ferry para o distrito da cidade de Pudong.

Para a execução do túnel, foram utilizadas duas TBMs tipo Mixshield da Herrenknecht, ambas com o gigantesco diâmetro de 15,43 metros, cruzando o rio Yangtze para construir uma conexão viária com o continente.



Fig. 121 – Localização do túnel rodoviário de Shanghai sobre o rio Yangtze ([www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2018)

Com uma distância central de 23 metros, as duas máquinas de perfuração de túneis escavaram um túnel de 7.472 metros de comprimento suportando pressões de água de até 6,5 bar. Os Mixshields alcançaram desempenhos de até 26 metros por dia com tempos de inatividade de no máximo 6 horas. Após um período total de construção de 24 meses, as máquinas atingiram o alvo 10 e / ou 12 meses antes do previsto. Essas duas passagens demonstram que mesmo diâmetros de túneis gigantescos podem ser gerenciados com segurança e escavados rapidamente.

Dois túneis rodoviários de três pistas com 7,47 km de comprimento foram abertos para o tráfego a tempo da World Expo 2010 em Xangai. Eles trazem a ilha fluvial de Changxing para perto de Pudong e ligam os 600 mil habitantes da ilha ao continente. Uma ponte de Changxing para a grande ilha de Chongming completa a interligação do Delta do Yangtze com a recém planejada Linha de Trânsito Hu Chong Su. Como o Yangtze é uma das rotas de navegação mais movimentadas do país, era importante



garantir que as obras não prejudicassem o tráfego fluvial. Esta foi a razão para optar pela tecnologia mecanizada na construção do túnel sob o rio.

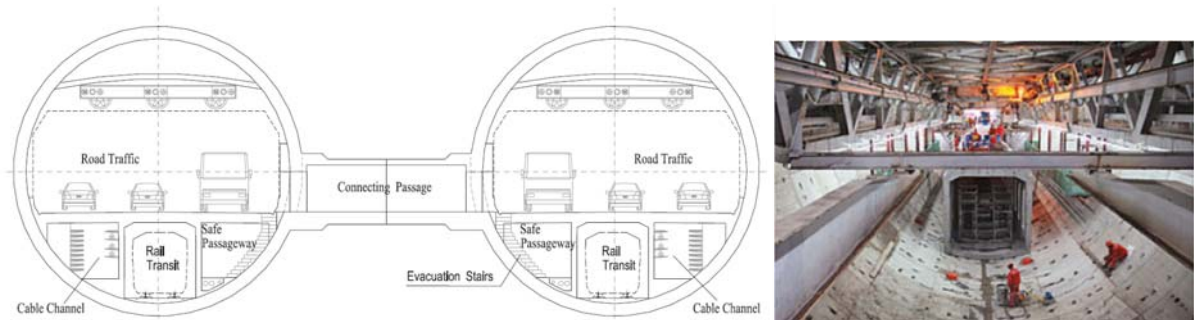


Fig. 122 – Corte transversal e interior do túnel rodoviário de Shanghai sob o rio Yangtze (www.herrenknecht.com, 2018)



Fig. 123 – Mixshield TBM do túnel rodoviário de Shanghai sobre o rio Yangtze (www.herrenknecht.com, 2018)

## 2.5.2. PIPE JACKING

Esse método construtivo consiste em instalar “troços de túnel” sob o solo, utilizando poderosos conectores hidráulicos projetados especialmente para empurrá-los, ao mesmo tempo em que a escavação vai ocorrendo. Para isso, o primeiro tubo deve ser uma pequena TBM ou outro equipamento para perfuração, que vai perfurando o solo e permitindo que os pedaços sejam encaixados. A desvantagem é que o seu diâmetro é limitado aproximadamente 3 metros. As vantagens são maiores, como: não causa danos às construções contíguas nem à vegetação existente; permite percorrer grandes distâncias; é aplicável a praticamente qualquer tipo de solo, em qualquer profundidade e não há necessidade de desviar o curso da água durante a construção do túnel. Esse método é mais comumente utilizado para passagem de água, gás, esgoto, cablagem e passagem de pessoas.

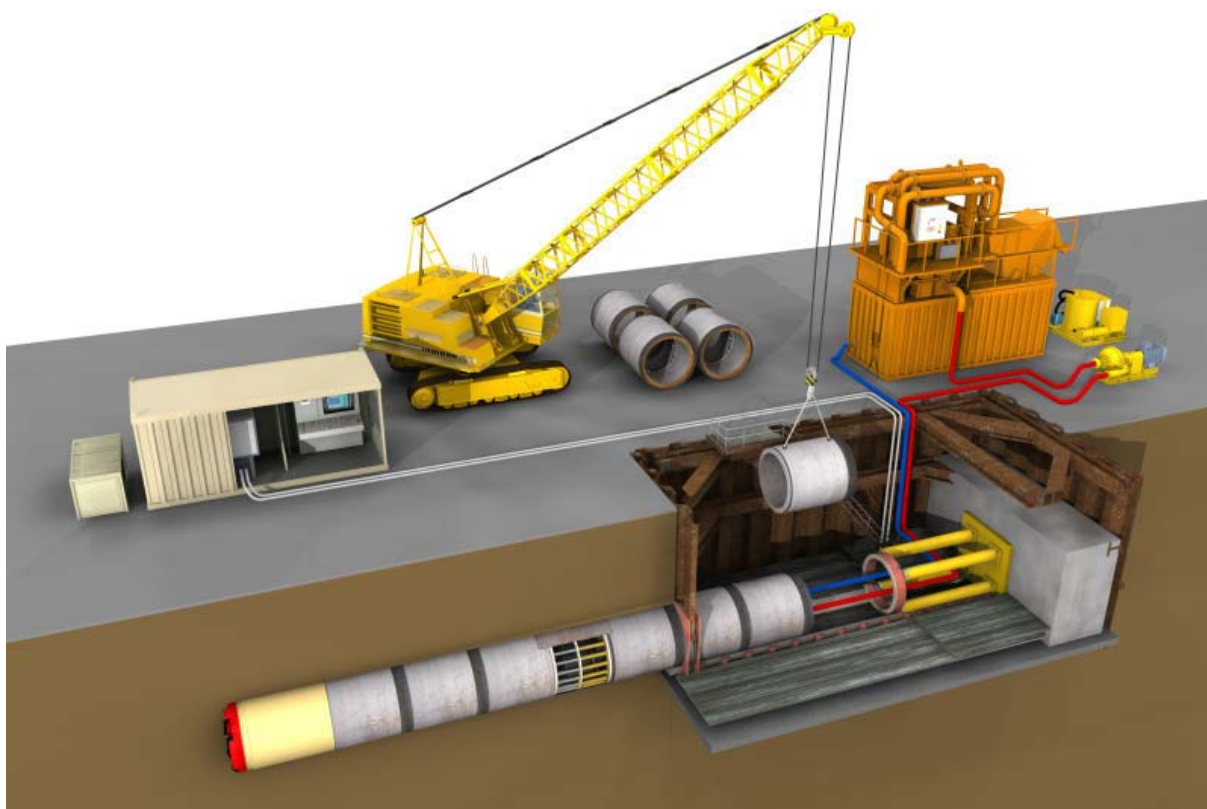


Fig. 124 – Esquema de túnel por Pipe Jacking (<http://www.victoriatrenchlessolutions.com.au.com>, 2018)

A sua construção é relativamente simples. Primeiramente, escavasse um buraco no ponto inicial do túnel e outro no ponto final. Então, montasse o equipamento necessário para o funcionamento dos conectores hidráulicos no interior do ponto inicial, colocam-se os conectores e moldasse a abertura do túnel de acordo com o diâmetro previsto em projeto. Em seguida, os tubos são transportados por uma grua até a posição de encaixe, onde os conectores hidráulicos empurram o tubo para dentro da abertura do túnel. Por fim, quando toda a extensão do túnel já foi concluída, a pequena TBM ou o outro equipamento é retirado da mesma forma com que foi colocado e os buracos, ou câmaras, são fechados.

## 2.6. REVESTIMENTO DE SUPORTE FINAL

O suporte final, ou definitivo, de um túnel é, em geral, uma estrutura de aço ou betão que envolve a cavidade do túnel. Este revestimento pode ser aplicado sobre o sistema de suporte primário ou diretamente em contacto com o terreno, para túneis autoportantes ou com elementos de suporte primário descontínuos (pregagens, ancoragens).

O revestimento pode ser realizado por betonagem com cofragens deslizantes ou por colocação de aduelas de betão pré-fabricadas. Para cada caso, é necessária uma metodologia própria de execução que, em termos geotécnicos, pode refletir condicionalismos específicos relacionados com o encosto e adaptação do revestimento às faces existentes.

Assim, as aduelas são utilizadas maioritariamente em túneis escavados com TBM, portadoras de sistemas próprios de instalação de as instalar, resultando ainda faces uniformes na cavidade.

Em túneis cuja necessidade de revestimento seja apenas estética, podem ser utilizadas chapas metálicas ou de betão para uniformizar as faces.

A finalidade do revestimento final assenta nos seguintes objetivos (Estefanía Puebla, 1997):

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

Atendendo ao que foi referido a propósito do suporte primário, que pode incluir elementos resistentes de alguma magnitude, e tendo em conta o objetivo final da obra, o revestimento final tanto pode ter uma função puramente estética, como essencialmente resistente. Em ambos os casos, devem ser levados em consideração, nos cálculos do revestimento, os sistemas de suporte primário, com vista a otimizar o suporte global e a minorar os custos.

O fator tempo não pode ser ignorado, pois pode induzir a deterioração do maciço e do suporte primário, através da ação da água e/ou de agentes físico-químicos (Estefanía Puebla, 1997). Analogamente, a perspectiva de novas construções nas imediações, tanto subterrâneas como superficiais, pode alterar o estado de tensão pré-determinado, tornando inadequado o sistema global de suporte.

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

De um modo geral, o revestimento definitivo do túnel é constituído por uma casca em betão armado de espessura mínima de 0,50 m.

Esta casca é obtida por betonagem direta sobre o suporte primário, após instalação do sistema de impermeabilização e drenagem, seguido da colocação das armaduras e cofragem especial para túnel (carro de cofragem móvel).

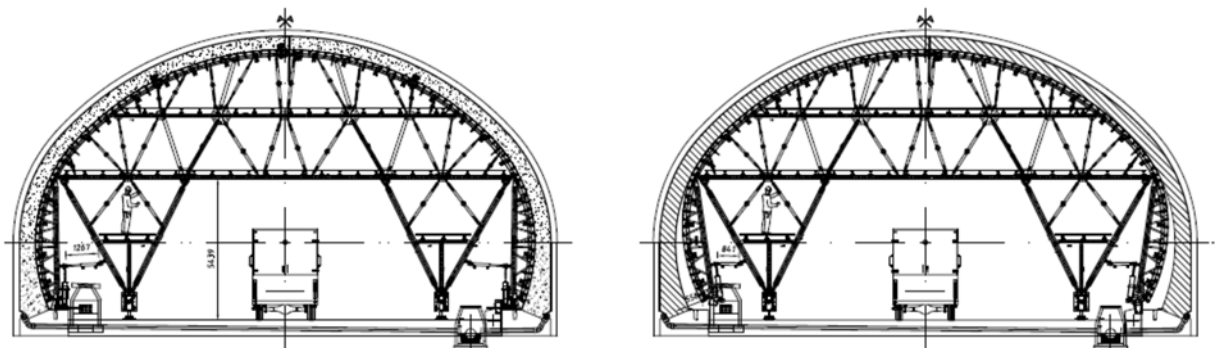


Fig. 125 – Carro de cofragem em posição de betonagem e em posição de descofragem (TAS)





Fig. 126 – Carro de cofragem (TAS)

Estes carros de cofragem possuem janelas por onde é possível bombear o betão. Têm também macacos hidráulicos para efetuar o posicionamento e para efetuar a vibração da estrutura.

Antecedendo a fase de execução do arco, são realizadas as sapatas por métodos tradicionais, deixando os varões de espera. O betão é descarregado diretamente da betoneira ou com auxílio de balde.

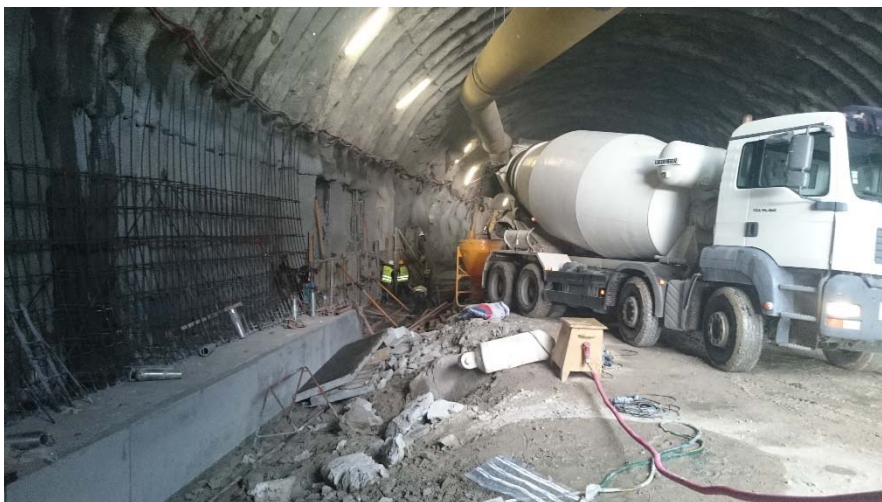


Fig. 127 – Execução das sapatas do revestimento final de um túnel (TAS)

Para montagem prévia das armaduras e do sistema de drenagem com telas de pvc e geotêxtil, utiliza-se também um carro móvel sobre carris.

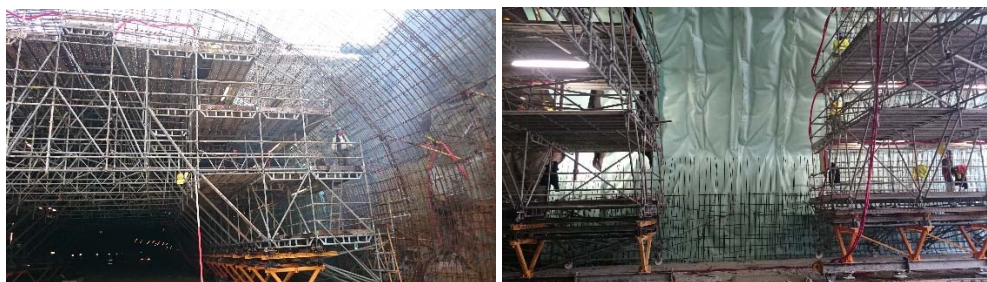


Fig. 128 – Montagem de armaduras (TAS)

Após a execução das sapatas, montagem das armaduras e sistema de drenagem, é efetuado o revestimento final do arco em betão. Para isso utiliza-se bombas onde é descarregado o betão, sendo bombeado por tubagem até às janelas do carro de cofragem.



Fig. 129 – Execução do arco em betão (TAS)

Estes procedimentos também são cíclicos.





## 3

## TÚNEL DE ÁGUAS SANTAS

## 3.1. ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO PROJETO

O Novo Túnel Norte de Águas Santas está enquadrado no projeto de alargamento e beneficiação do Sublanço Águas Santas / Ermesinde para 2x4 vias, da A4 – Autoestrada Porto/Amarante, que tem como principal objetivo o aumento da capacidade de escoamento do tráfego, recorrendo à duplicação do número de vias, das atuais 2 para 4 em cada sentido de tráfego, incluindo a reabilitação das duas galerias do túnel existente e a construção de um novo túnel, localizado a Norte dos atuais.

O Estudo de Impacto Ambiental (EIA), adjudicado pela BRISA à empresa ARQPAIS, Lda., foi elaborado baseado no Estudo Prévio de 2006 e o Projeto de Execução inicial, entretanto desenvolvido pela ENGIVIA, S.A. até 2009.

Segundo o EIA patente no site para da Agência Portuguesa de Ambiente para consulta pública em 08/10/2009, e de acordo com o Estudo de Tráfego elaborado, a evolução prevista de Tráfego Médio Diário Anual (TMDA) nos dois sentidos do sublanço para o período de 2012 (ano inicialmente previsto para exploração com 2x4 vias) a 2032 (ano horizonte) para veículos ligeiros e pesados, para os períodos diurno, entardecer e noturno, foi a que se apresenta no quadro seguinte:

Quadro 17 – Previsões de Tráfego no Sublanço Águas Santas/Ermesinde em 2009 (TMDA)

	2012			2017			2022			2027			2032		
	D	E	N	D	E	N	D	E	N	D	E	N	D	E	N
Ligeiros	72.451	10.868	7.245	81.485	12.223	8.148	88.490	13.273	8.849	94.058	14.109	9.406	98.442	17.766	9.844
Pesados	3.504	244	326	3.891	271	362	4.195	293	390	4.436	309	413	4.629	323	431
Total	75.955	11.112	7.571	85.375	12.494	8.510	92.685	13.566	9.239	98.493	14.418	9.818	103.070	15.089	10.275

Nota: D – Período Diurno (7h - 20h); E - Período do Entardecer (20h - 23h); N - Período Nocturno (23h - 7h)

O projeto de alargamento e beneficiação do Sublanço Águas Santas / Ermesinde para 2x4 vias, surge do disposto nas Bases da Concessão e Exploração de Autoestradas pela Brisa, SA, e que na alínea b) do nº 1 da Base XXVII, determina a necessidade de construção de quatro vias em cada sentido de circulação nas autoestradas quando os volumes de tráfego perspetivados em termos de valor médio diário anual (TMDA) superam os 60.000 veículos.

Ainda segundo o Diário da República, 1.ª série — N.º 251 — 30 de Dezembro de 2008, as Bases da Concessão e Exploração de Autoestradas pela Brisa, SA (Base XXVII), estabelecem, ainda, que a concessionária obriga-se a aumentar o número de vias nas autoestradas existentes de acordo com a programação deste sublanço, no 2.º semestre de 2012, e desde que se verifiquem, no 2.º ano anterior os valores de tráfego perspetivados.

Atualmente, e segundo dados do Instituto da Mobilidade e dos Transportes, I.P., o TMDA medido no sublanço em questão são os seguintes:

Quadro 18 – Tráfego no Sublanço Águas Santas/Ermesinde da A4 – Fonte IMT, I.P. (TMDA)

ANO	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
TMDA	69.973	68.045	69.281	69.111	69.902	69.666	72.042	76.328	81.619	83.642

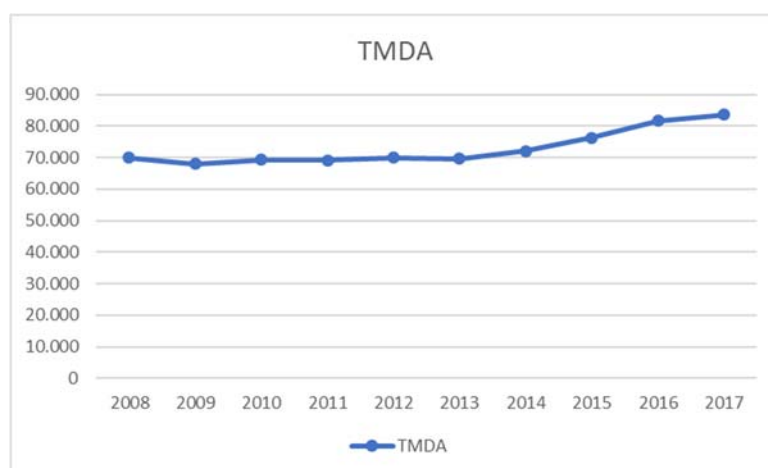


Fig. 130 – Gráfico do Tráfego no Sublanço Águas Santas/Ermesinde da A4 – Fonte IMT, I.P. (TMDA)

O sublanço com orientação Poente/Nascente apresenta uma extensão total aproximadamente igual a 2.760 km, localizando-se no distrito do Porto, atravessando o concelho da Maia (freguesia de Águas Santas), Valongo (freguesia de Ermesinde) e Gondomar (freguesia de Baguim do Monte). Encontra-se em exploração desde 1989, tendo sofrido posteriormente algumas obras de beneficiação, nomeadamente o reforço do pavimento, em extensões variadas, sobretudo nas vias de lentos e direitas, em ambos os sentidos. Estes trabalhos foram executados em alturas diferentes, nomeadamente 1995, 1996, 1997, 1999 e 2002.

O alargamento deste sublanço, implicando uma intervenção no atual Túnel de Águas Santas, que engloba a construção do Novo Túnel a Norte do atual Túnel, obrigou, face à especificidade técnica desta intervenção, ao lançamento da empreitada do Túnel em regime de conceção/construção. Esta metodologia relaciona-se diretamente com a especificidade de uma obra deste tipo – obras enterradas – que, para uma adequada gestão dos recursos técnicos do mercado nacional e internacional, é obrigatoriamente lançada em regime de Conceção/Construção.

O projeto de execução inicial, desenvolvido pela empresa ENGIVIA, Consultores de Engenharia, S.A., em 2009, previa a construção de uma nova galeria a Norte da atual, prevendo a implantação das 4 vias, associada a reabilitação e alargamento da atual galeria Sul, apesar de mais onerosa, seria a única solução viável para alargamento do túnel de Águas Santas, destacando-se ainda nesta solução a possibilidade de se dar continuidade à A4 de forma fluida e com possibilidade de gestão do tráfego oriundo do Nó de Águas Santas de uma forma adequada, com reabilitação da antiga galeria norte (passando a intermédia) apenas para serviço.

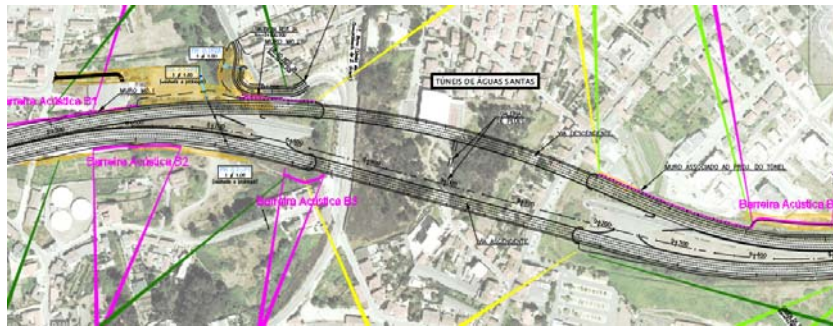


Fig. 131 – Planta de implantação prevista no projeto inicial de 2009 (fonte EIA)

Em 2015, o projeto foi reformulado, já pela empresa SENER-ENGIVIA - Consultores de Engenharia S.A., conforme adjudicação da BRISA, Autoestradas de Portugal, S.A., concessionária do sublanço projetado, com início da empreitada em julho de 2018.

Relativamente aos dois atuais Túneis de Águas Santas – Norte e Sul – serão alvo de reabilitação específica, ficando, conforme geometria atual, com uma plataforma unidirecional com duas vias de circulação cada.

As vias de circulação a Poente dos túneis serão fisicamente separadas através da colocação de balizas rebatíveis em poliuretano, espaçadas entre si de 1.00m, de modo a evitar o entrecruzamento dos diferentes fluxos de tráfego (um proveniente da A3 – Norte e da A4 - Poente e outro proveniente da A3 - Sul), situação que, a verificar-se, seria potencialmente perigosa do ponto de vista da segurança rodoviária.

Assim, o “Atual Túnel Sul”, que atualmente serve a totalidade do tráfego que circula no sentido Poente/Nascente, com a reformulação preconizada mantém o sentido de circulação, passando, no entanto, a servir exclusivamente o tráfego proveniente da A3 – Sul (Porto).

O “Atual Túnel Norte”, que atualmente serve a totalidade do tráfego que circula no sentido Nascente/Poente, com a reformulação preconizada passa a funcionar com sentido contrário, ou seja, será destinado a servir o tráfego Poente/Nascente, proveniente da A4 – Poente (Matosinhos) e da A3 – Norte (Braga).

Quanto ao futuro tráfego que circule no sentido Nascente/Poente, cujo TDMA corresponde a 50% do tráfego médio diário anual total. passará a ser assegurado pelo “Novo Túnel Norte de Águas Santas”, localizado a Norte dos dois atuais túneis, unidirecional, com 4 vias de circulação, o qual foi alvo de empreitada em separado (a qual inclui igualmente os troços de autoestrada adjacentes aos emboquilhamentos, quer a Poente quer a Nascente do novo túnel).

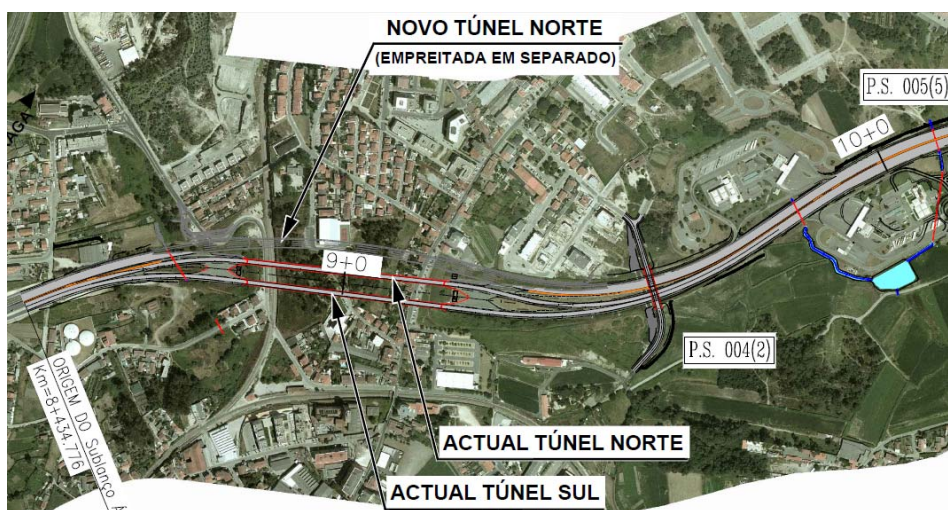


Fig. 132 – Planta de implantação prevista no projeto reformulado de 2015

Devido a vários condicionamentos ao longo dos anos, nomeadamente a realização de outras obras fora da concessão, revisões de projeto e questões legais na adjudicação das empreitadas, só recentemente foi possível concluir a empreitada do Novo Túnel de Águas Santas, que teve início em julho de 2015 e final em maio de 2017.

A empreitada referente ao Alargamento e Beneficiação do Sublanço Águas Santas/Ermesinde, tem início previsto em julho de 2018, tendo sido também adjudicada ao agrupamento Ramalho Rosa Cobetar, Sociedade de Construções, S.A./Conduril – Engenharia, S.A./Empresa de Construções Amândio Carvalho, S.A.



Fig. 133 – Imagem virtual do emboquilhamento ponte (esquerda) e nascente (direita)

### 3.2. DESCRIÇÃO GERAL DA EMPREITADA

A “Empreitada para Concepção / Construção do Novo Túnel Norte de Águas Santas, do Sublanço Águas Santas / Ermesinde, da A4 - Auto-estrada Porto / Amarante”, considerada uma empreitada autónoma do projeto de alargamento e beneficiação do Sublanço Águas Santas / Ermesinde para 2x4 vias, da A4 – Autoestrada Porto/Amarante, refere-se aos trabalhos de construção de um novo túnel, a norte dos existentes, no sentido descendente deste troço. Trata-se de um túnel urbano caracterizado por uma galeria de grandes dimensões (aproximadamente 22 m de largura), com riscos geotécnicos



acrescidos, que pela sua especificidade associada às condicionantes que envolvem obras subterrâneas localizadas numa zona urbana a escassa distância das escavações, nomeadamente no que respeita aos deslocamentos induzidos, requer necessariamente uma monitorização e controlo construtivo muito cuidadosos.

O projecto inclui todos os trabalhos necessários para a construção, nomeadamente os dois troços de auto-estrada associados aos emboquilhamentos, com cerca de 120m de extensão a Poente e cerca de 170m de extensão a Nascente, o desvio da rede viária local, restabelecida através do “Restabelecimento 2A”, os muros associados aos emboquilhamentos (a Nascente e a Poente) e a suspensão da via ferroviária designada por “Concordância de S. Gemil” (localizada a cerca de 45m do emboquilhamento Poente).

No âmbito do Projecto de Execução do “Alargamento e Beneficiação para 2x4 Vias do sublanço Águas Santas / Ermesinde”, a plataforma da autoestrada destinada à circulação no sentido Nascente (Ermesinde / Amarante) - Poente (Porto / Matosinhos) é definida pela denominada “Via Descendente”, com origem no km 8+434.776 da A4 (origem do sublanço) e final no km 9+785.743, incidindo a presente intervenção apenas no troço entre o km 8+675 e o km 9+475, com 800m de extensão.

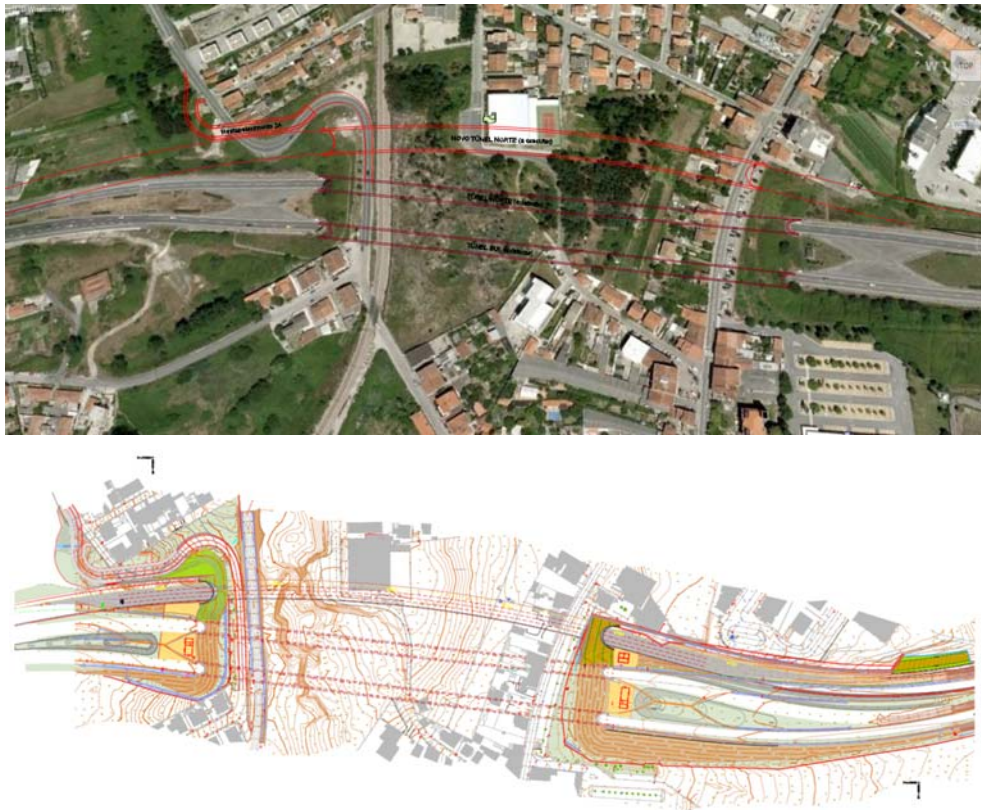


Fig. 134 – Via descendente do Novo Túnel Norte de Águas Santas

A construção dos trabalhos associados ao presente estudo, inteiramente executados a Norte da atual plataforma da autoestrada, decorreu sem necessidade de interrupção da circulação na A4 (com exceção para as pegas de fogo em que foi estabelecido o corte de trânsito pontual), minimizando ao máximo as perturbações decorrentes, definindo dois “limites de intervenção” (materializados em obra com Perfis Móveis de Betão - PMB), localizados no limite da rede de drenagem existente, a qual permaneceu, no essencial, em funcionamento durante todo o período de tempo em que decorreram os trabalhos.

Dentro dos limites de intervenção indicados, foram efetuados os seguintes trabalhos:

- Terraplenagens e Demolições gerais;
- Pavimentação;
- Rede de drenagem transversal, longitudinal e prolongamento da PH existente ao km 8+700;
- Vedações;
- Guardas de Segurança;
- Sinalização Horizontal, Sinalização Vertical e Equipamento de Guiamento;
- Telecomunicações – Canal Técnico Rodoviário;
- Pórtico destinado a Painéis “Seta / Cruz” e respetiva infraestrutura de apoio;
- Paisagismo;
- Muro M8.2 (em gabiões), associado ao Restabelecimento 2A;
- Cortina de estacas;
- Ancoragens e Pregagens;
- Edifícios de Apoio;
- Túnel Mineiro;
- Reposição dos Serviços Afetados.

### 3.2.1. GEOMETRIA DO TRAÇADO

#### 3.2.1.1. Via descendente

A definir o troço da A4 destinado ao tráfego proveniente de Nascente com destino Poente, e na qual se localiza o “Novo Túnel Norte de Águas Santas”, considera-se a denominada “Via Descendente”, a qual, de modo a desenvolver-se no sentido crescente da quilometragem da autoestrada (Poente – Nascente), tem o seu traçado definido no sentido contrário da circulação do respetivo tráfego.

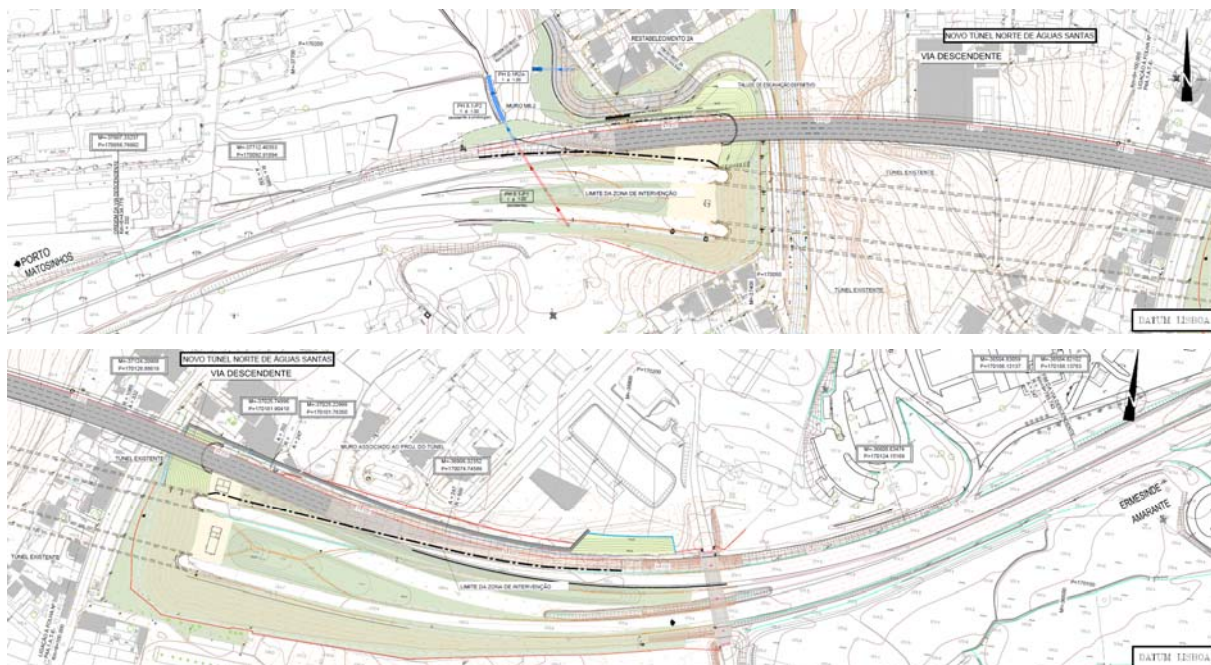


Fig. 135 – Via descendente – geometria do traçado

Correspondente a um troço de autoestrada, com características apropriadas a velocidade base igual a 100 km/h, a “Via Descendente” é definida em planta por uma diretriz constituída por duas curvas



circulares, com valores de raio respetivamente iguais a 1085m (para o lado direito) e a 500m (para o lado esquerdo), às quais se associam curvas de transição (clotóides) com parâmetros respetivamente iguais a 332m e a 247m, intercaladas por um pequeno troço de alinhamento reto, respeitando a presente empreitada apenas ao troço entre o km 8+675 e o km 9+475.

Em perfil longitudinal a “Via Descendente” tem a rasante definida por cinco trainéis, sendo quatro ascendentes (com inclinações respetivamente iguais a 4.900%, 1.062%, 0.766% - onde se localiza o Túnel e 0.599%) e um descendente (com inclinação igual a 0.400%), intercalados por quatro curvas verticais, sendo três convexas (com raios respetivamente iguais a 4 500m, 20 000m e 25 000m) e uma côncava (com raio igual a 10 000m).

O perfil transversal tipo é definido por uma plataforma pavimentada constituída por:

- Troços exteriores ao Túnel – km 8+765 ao km 8+834.350 e km 9+201.250 ao km 9+280
  - faixa de rodagem com 14.00m de largura total, correspondendo a quatro vias com 3.50m de largura cada;
  - berma do lado esquerdo com 1.00m de largura;
  - berma do lado direito com 3.00m de largura.

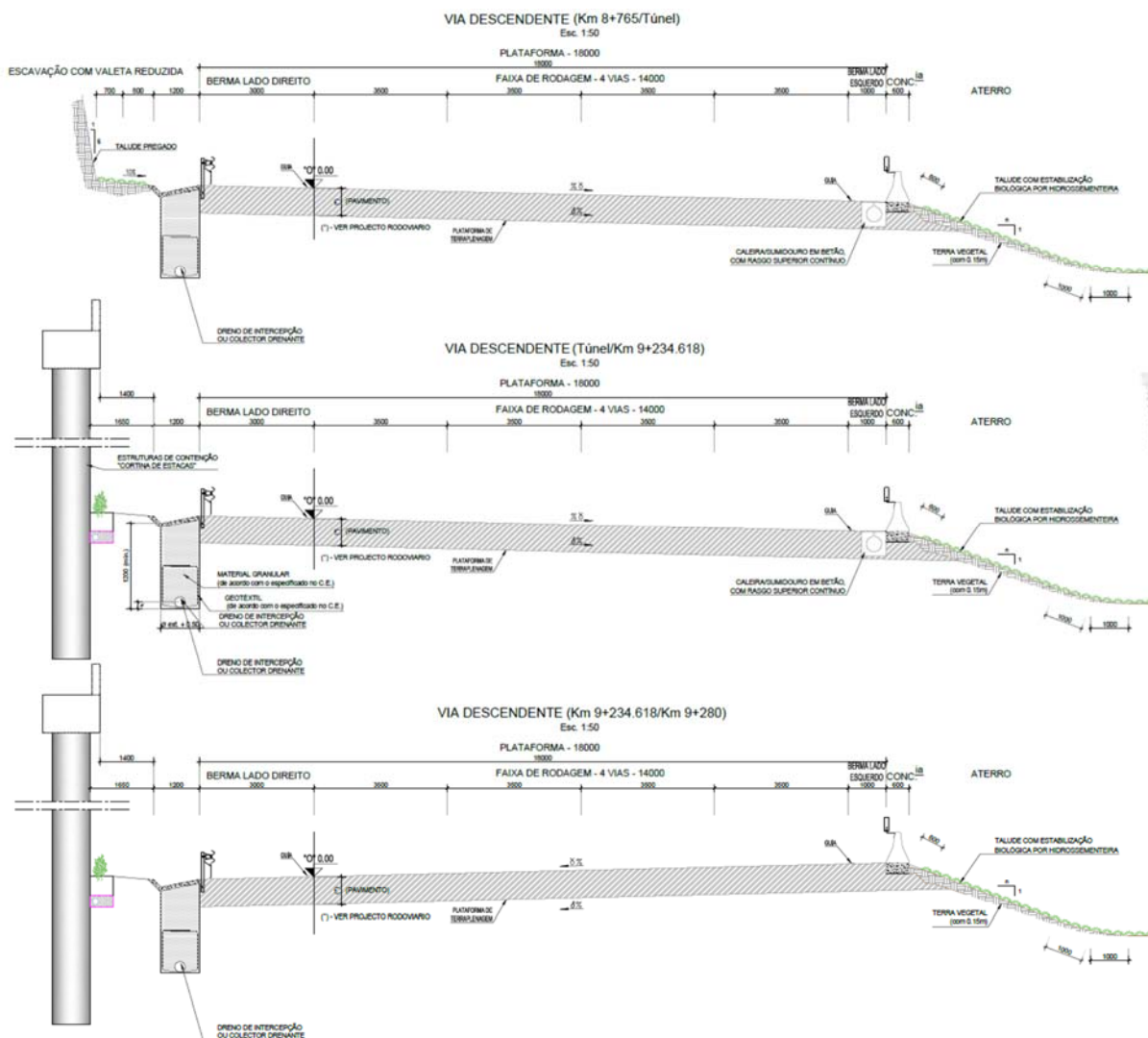


Fig. 136 – Perfis transversais tipo dos troços exteriores ao túnel

- Troço interior do Túnel – km 8+834.350 ao km 9+201.250
  - faixa de rodagem com 14.00m de largura total, correspondendo a quatro vias com 3.50m de largura cada;
  - berma do lado esquerdo com 0.65m de largura, ao qual se associa passadiço com largura mínima igual a 0.95m;
  - berma do lado direito com 2.00m de largura, à qual se associa passadiço com largura mínima igual a 0.95m.

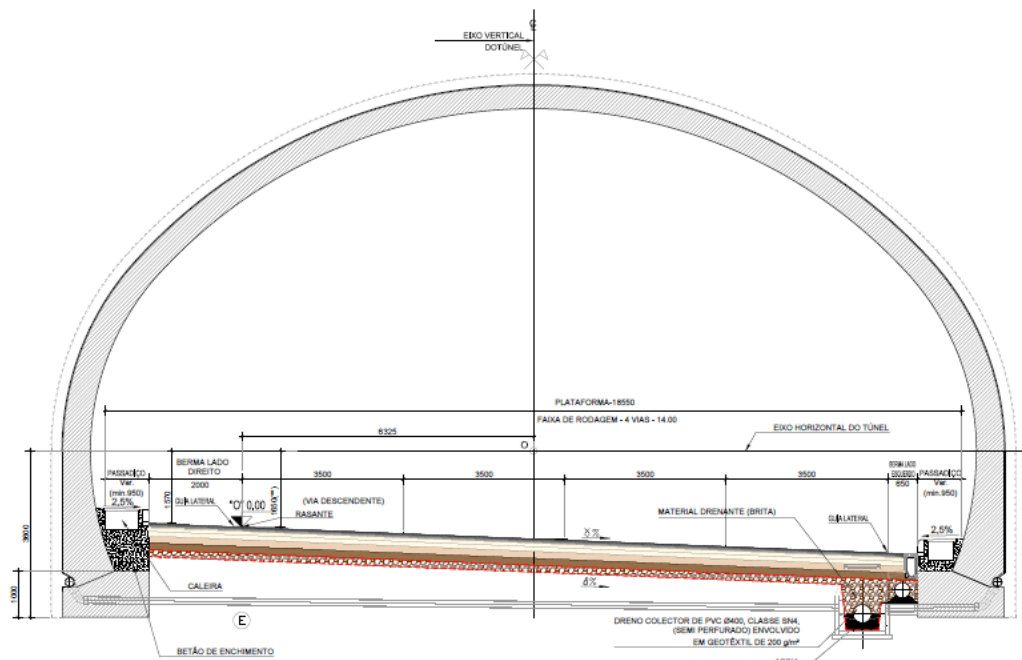


Fig. 137 – Perfil transversal tipo do túnel

As bermas têm estrutura de pavimento e inclinação transversal iguais à faixa de rodagem adjacente, sendo esta definida com 4.00% na curva circular com raio igual a 1 085m e a 7.00% na curva circular com raio igual a 500m, transitando para o valor existente na origem e para 0% no final da directriz “Via Descendente”.

A concordância entre a plataforma e os taludes de aterro será efectuada através de uma zona curva com 0.60m de tangente.

A valeta de plataforma, do tipo valeta reduzida em betão, terá largura total igual a 1.20m e profundidade igual a 0.20m.

Na concordância entre a valeta reduzida e a berma exterior haverá a considerar, na transição para o talude de escavação, uma banquetta de visibilidade com o mínimo de 1.00m de largura.

Nos troços entre o km 8+675 e o km 8+765 e entre o km 9+280 e o km 9+475 o perfil transversal tem largura variável, função do espaço disponível entre o limite Norte da plataforma e o limite da empreitada.

### 3.2.1.2. Restabelecimento 2A

Destinado a restabelecer a EM 552, afetada pela construção do muro associado ao emboquilhamento Poente do Túnel, com parte do traçado a desenvolver-se paralelamente à plataforma da autoestrada e 145.940m de extensão, é definido em planta por uma diretriz formada por três alinhamentos retos e por três curvas circulares, com valores de raio respetivamente iguais a 40m (para o lado direito), 20m e 30m (ambas para o lado esquerdo), não tendo sido consideradas curvas de transição em virtude da classificação da via a restabelecer.

Em perfil longitudinal tem a rasante definida por dois trainéis ascendentes, com inclinações respetivamente iguais a 6.25% e a 13.00%, intercalados por uma curva vertical côncava com valor de raio igual a 600m.

O perfil transversal tipo, com uma plataforma com 12.00m de largura total, é constituído por:

- faixa de rodagem com 7.00m de largura total, correspondendo a duas vias com 3.50m de largura cada, uma por sentido de circulação;
- passeios laterais com 2.50m de largura cada, com inclinação transversal igual a 2.00% e pendente para a faixa de rodagem.

A concordância entre os passeios e os taludes, quer em situações de aterro quer em situações de escavação, será efetuada através de uma zona curva com 0.60m de tangente.

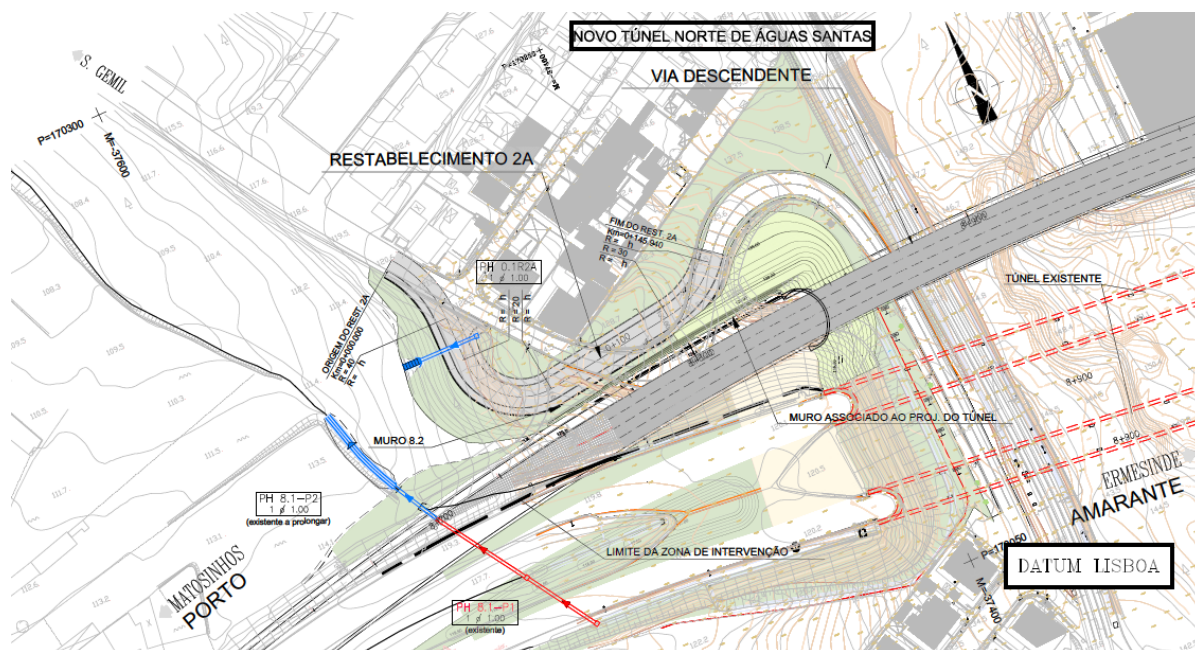


Fig. 138 – Restabelecimento 2A - geometria do traçado

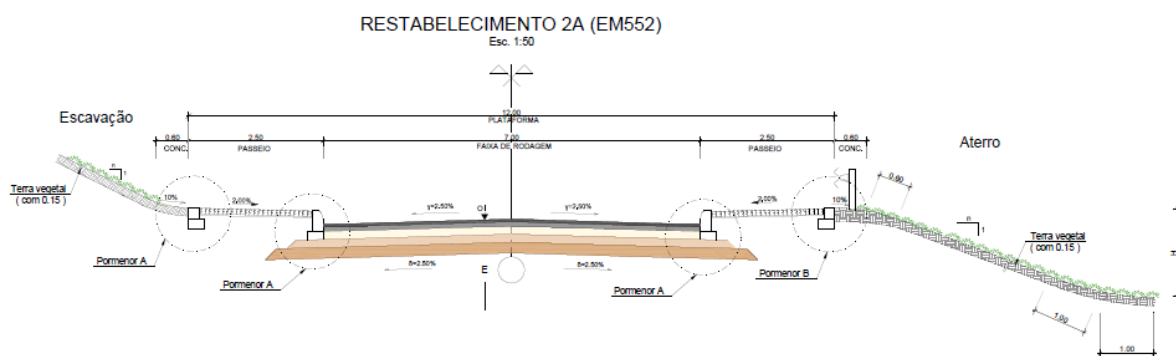


Fig. 139 – Perfil transversal tipo do Restabelecimento 2A

### 3.2.2. PAVIMENTAÇÃO

Os trabalhos a executar no âmbito da presente empreitada incidiram no troço da “Via Descendente” entre o km 8+765 e o km 9+280, numa extensão de 515m, correspondente ao troço onde a plataforma de terraplenagem permite acomodar as quatro vias previstas, nos troços entre o “limite da zona de intervenção” e o “limite da zona a pavimentar” (km 8+675 ao km 8+765 e km 9+280 ao 9+475), e no “Restabelecimento 2A”.

#### 3.2.2.1. Via descendente. Túnel - Troço entre o km 8+834.35 e o km 9+201.250

As estruturas do pavimento previstas são constituídas por:

- Betão betuminoso drenante 4 cm
- Betão betuminoso subjacente 5 cm
- Macadame betuminoso 8 cm
- Macadame betuminoso 10 cm
- Base em Agregado Britado de Granulometria Contínua 15 cm
- Sub-Base em Agregado Britado de Granulometria Contínua 15 cm
- Camada drenante envolvida por geotêxtil de 200 g/m<sup>2</sup> 15cm

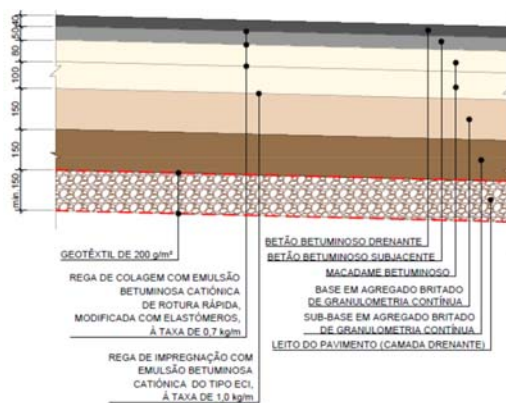


Fig. 140 – Estrutura do pavimento entre o km 8+834.35 e o km 9+201.250

#### 3.2.2.2. Via descendente. Troço entre o km 8+765.00 e o Túnel e entre o Túnel e o km 9+280.00

As estruturas do pavimento previstas são constituídas por:

- Betão betuminoso drenante 4 cm
- Betão betuminoso subjacente 5 cm
- Macadame betuminoso 8 cm
- Macadame betuminoso 10 cm
- Base em Agregado Britado de Granulometria Contínua 15 cm
- Sub-Base em Agregado Britado de Granulometria Contínua 15 cm
- Leito do pavimento (solo)

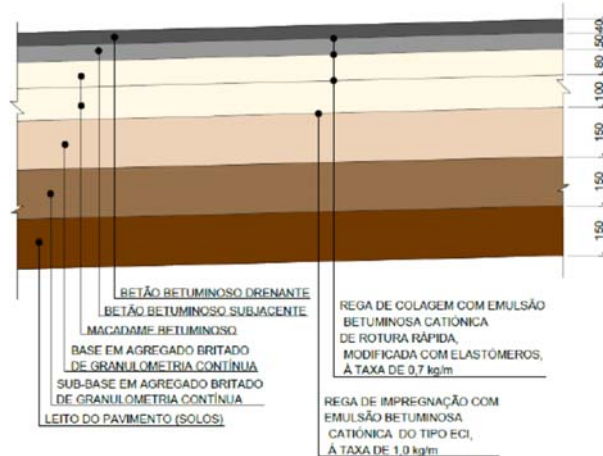


Fig. 141 – Estrutura do pavimento do troço entre o km 8+765.00 e o Túnel e entre o Túnel e o km 9+280.00

### 3.2.2.3. Via descendente. Troços entre o km 8+675 e o km 8+765 e entre o km 9+280 e o km 9+475

Nestes dois troços, sujeitos ao tráfego inerente do desenrolar da empreitada, preconizou-se aplicação, para proteção da plataforma de terraplenagem, das seguintes camadas:

- em toda a sua extensão:
  - Macadame betuminoso 10 cm
  - Base em Agregado Britado de Granulometria Contínua 15 cm
  - Sub-Base em Agregado Britado de Granulometria Contínua 15 cm
- numa extensão de 12.00m (a Poente do km 8+765 e a Nascente do km 9+280) à estrutura anterior será acrescentada uma camada de:
  - Macadame betuminoso 8 cm
- numa extensão de 5,00m (a Poente do km 8+765 e a Nascente do km 9+280) à estrutura anterior será acrescentada uma camada de:
  - Betão betuminoso subjacente 5 cm





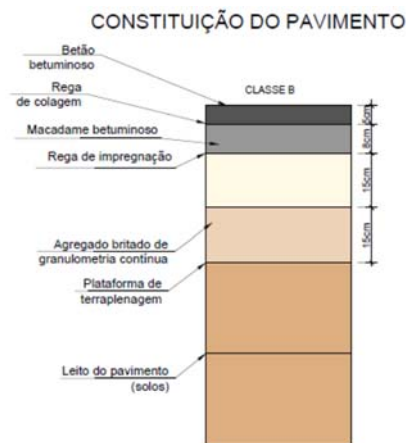


Fig. 143 – Estrutura do pavimento do restabelecimento 2A

### 3.2.3. TÚNEL

O túnel com arco exterior do revestimento que atinge os 12,16 m de altura e 21,70 m de largura, sendo o maior arco rodoviário da Península Ibérica, tem o comprimento aproximado de 366,90 m.

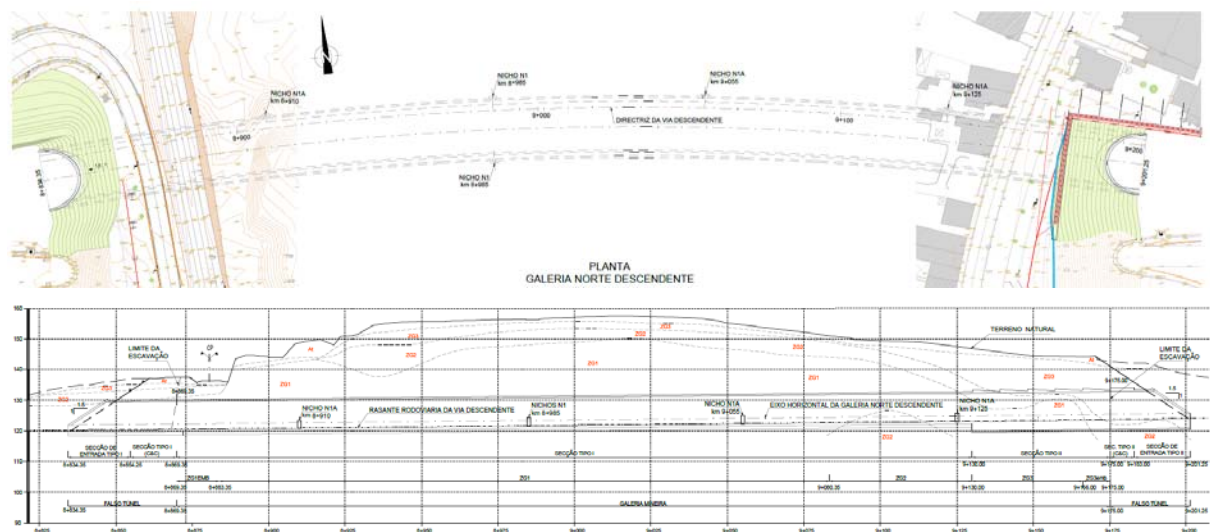


Fig. 144 – Características do novo túnel

Tem um perfil transversal tipo inserido num gabarit de 16,65 x 5,25 (l x h), que permite albergar 4x3,5 m de via, com 2,0 m de berma esquerda e 0,65 m de berma direita.

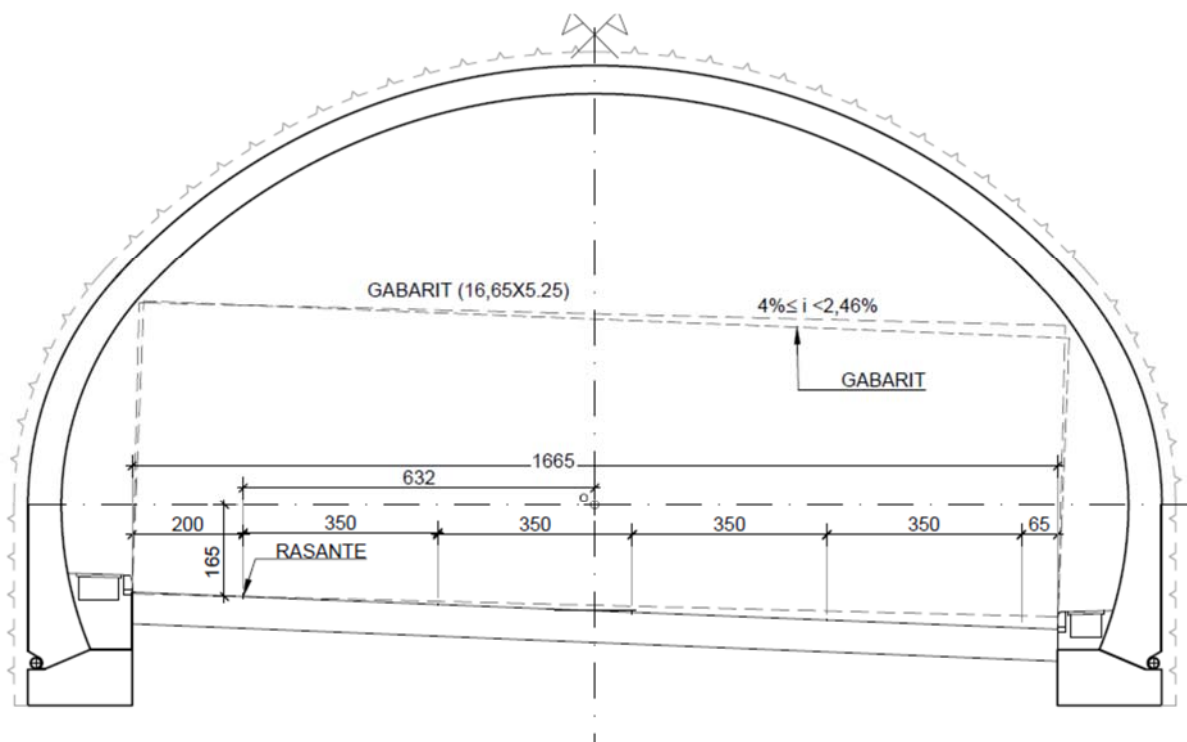


Fig. 145 – Gabarit em secção tipo I - túnel

As secções Tipo I e II foram geometricamente resolvidas com recurso a curvas policêntricas de raios internos: 11,0 m, 5,70 m e 6,70 m, com centros desfasados dos centros dos raios externos, de forma a ganhar espessura necessária nos hasteais. Assim a peça apresenta espessura variável.

Para instalar as diversas redes e sistemas - abastecimento de energia, iluminação, sinalização e segurança - foram previstas sob os passeios calceiras contínuas para colocação das condutas.

Também, para prever a eventualidade de derrames no interior do túnel e escoamento das águas de lavagem, foram previstos coletores corridos ao longo da galeria, que irão conduzir as águas de lavagem ao exterior, de forma independente, relativamente às águas do maciço.

Como as características do maciço condicionam o tipo de fundação necessário em cada zona geotécnica, foram adotadas duas secções tipo, diferindo no processo construtivo, na espessura do revestimento e no modo de fundação.

O arco definitivo do túnel é constituído por uma casca em betão armado de espessura mínima de 0,50 m, obtida por betonagem direta sobre o suporte primário, após colocação das armaduras e instalação do sistema de impermeabilização e drenagem.

### 3.2.3.1. Característica geométricas da secção Tipo I

A secção Tipo I, definida para as zonas geotécnicas de melhor qualidade, incluindo o trecho em cut-and-cover, numa espessura de betão na calote de 0,50 m, apoiando-se os hasteais sobre uma sapata corrida, não possuindo qualquer elemento estrutural contínuo na soleira.

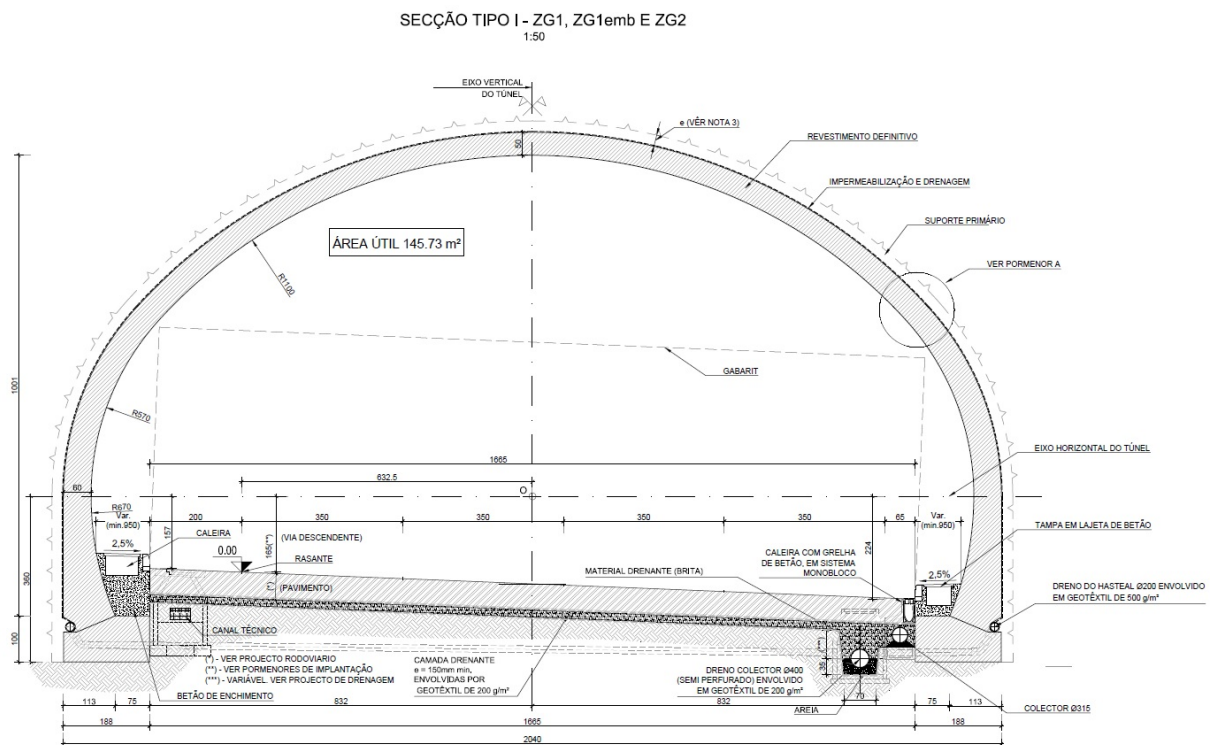


Fig. 146 – Secção Tipo I para zonamento ZG1 e ZG2

### 3.2.3.2. Característica geométricas da secção Tipo II

A secção Tipo II, definida para os troços com condições geotécnicas e hidrogeológicas desfavoráveis, é uma secção troncocónica com espessura na zona da abóbada variável desde 50 cm para a secção mínima até 115 cm para a máxima.

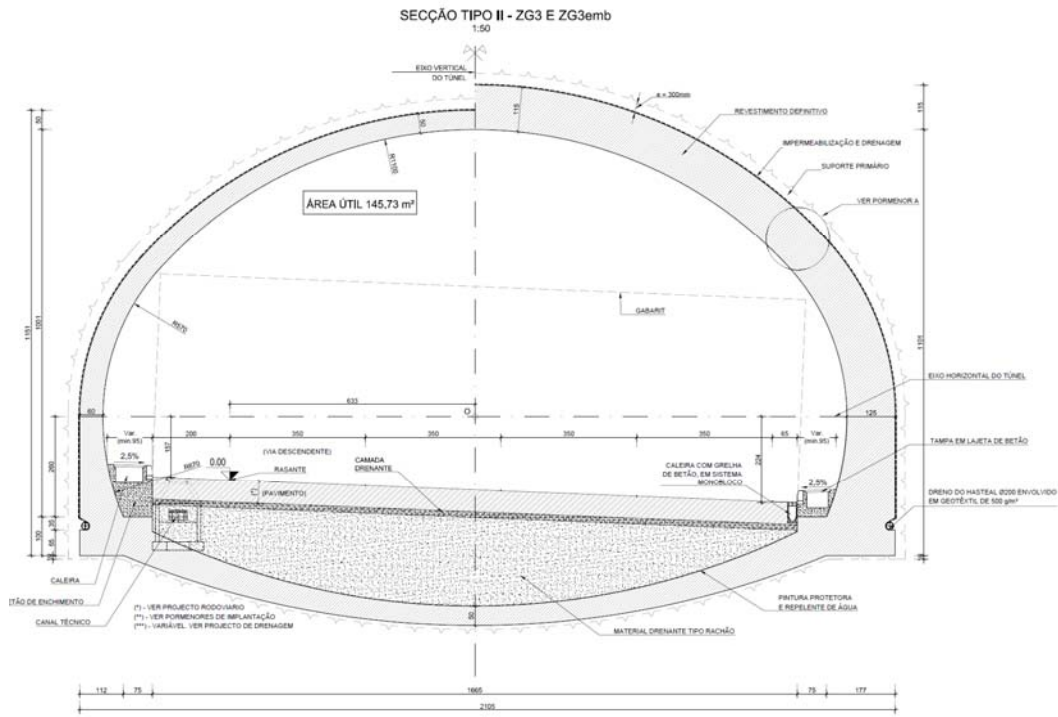


Fig. 147 – Secção Tipo II para zonamento ZG3

A secção Tipo II “cut & cover”, tem espessura de 1.15 m e soleira curva de betão com uma espessura mínima de 0,50 m.

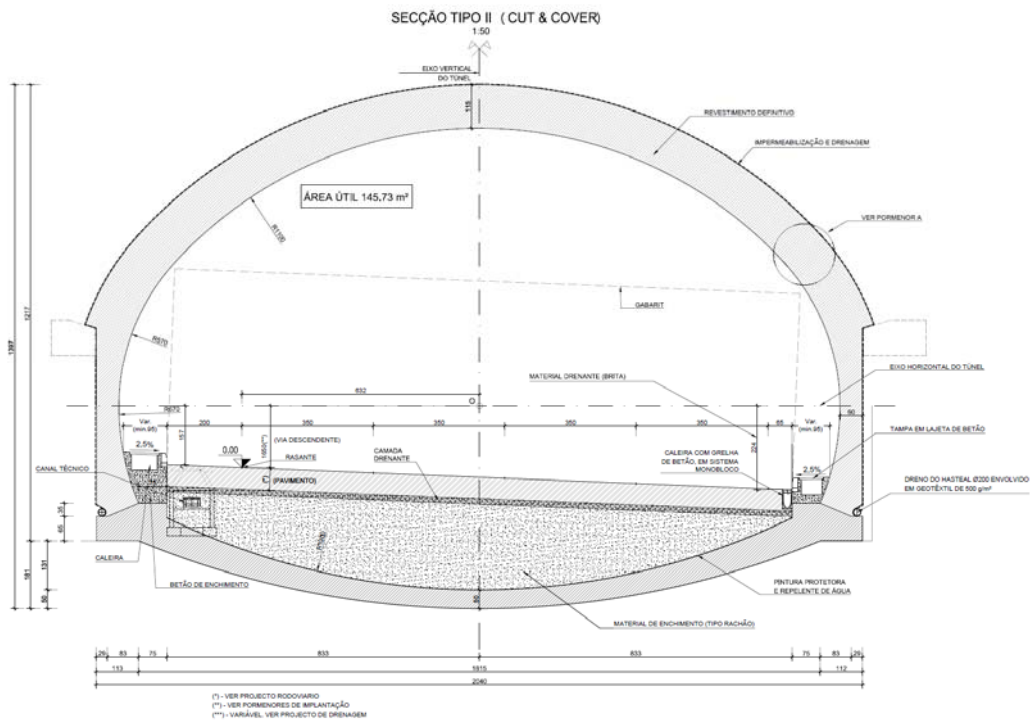


Fig. 148 – Secção Tipo II – Cut & Cover

### 3.2.3.3. Característica geométricas da secção Tipo com nichos

As galerias subterrâneas são dotadas de dispositivos de segurança, albergados em nichos, espaçados de cerca de 75 m, que permitem ainda, através de caixas de visita, a manutenção dos drenos dos hasteais.

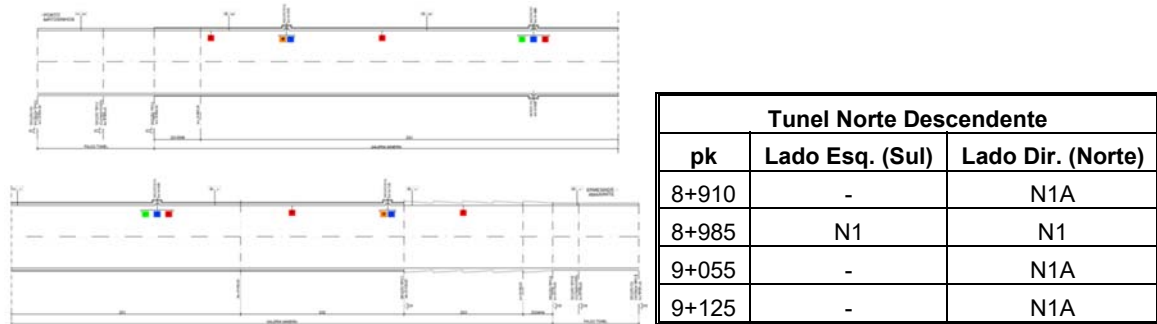


Fig. 149 – Planta esquemática do túnel - nichos

As dimensões dos nichos são 2,10 x 1,30 m, por 0,80 m de profundidade.

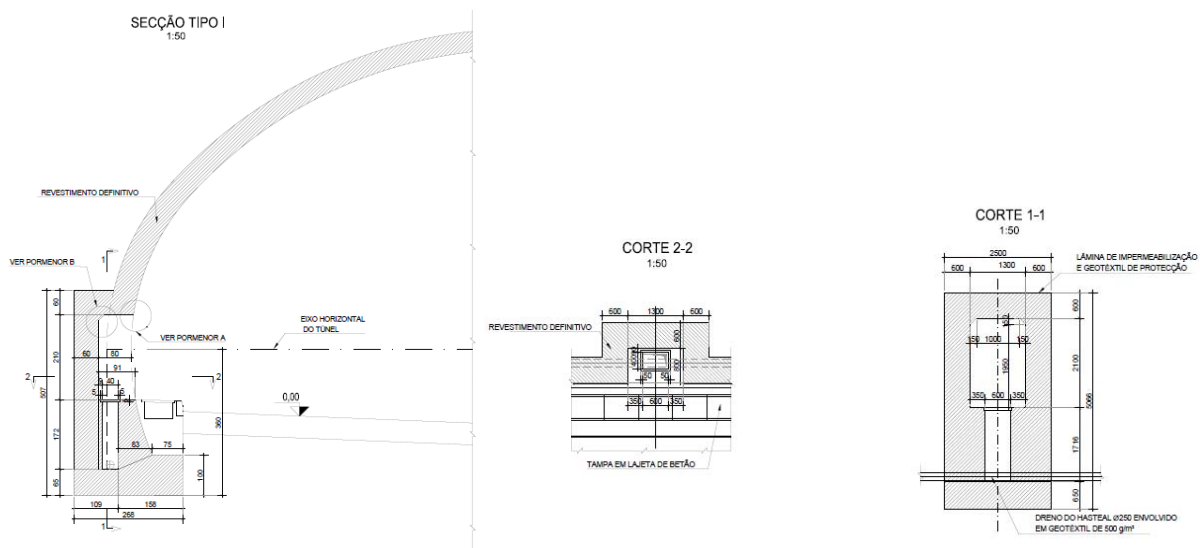


Fig. 150 – Secção Tipo com nicho

### 3.2.3.4. Características base e distribuição das secções

As características do Novo Túnel ao longo do seu desenvolvimento são as seguintes:

Quadro 19 – Características Base do Novo Túnel de Águas Santas

Túnel	Cut-and-cover + entrada Secção Tipo I			Galeria Mineira			Cut-and-cover + entrada Secção Tipo II		
	Início	Fim	Total (m)	Início	Fim	Total (m)	Início	Fim	Total (m)
Norte Descendente	8+834,35	8+869,35	35,00	8+869,35	9+175,00	305,65	9+175,00	9+201,25	26,25

E a sua distribuição das secções, de acordo com o zonamento geológico-geotécnico é:

Quadro 20 – Distribuição das secções tipo do túnel

SECÇÃO TIPO	Pk INÍCIO	Pk FIM	COMPRIMENTO (M)	SUPORTE TIPO	COMPRIMENTO GALERIA MINEIRA (m)
I Entrada	8+834,35	8+854,25	19,90	-	-
I Cut & Cover	8+854,25	8+869,35	15,10	-	-
I	8+869,35	8+883,35	260,65	ZG1emb	14,00
	8+883,35	9+080,35		ZG1	197,00
	9+080,35	9+130,00		ZG2	49,65
II	9+130,00	9+166,00	45,00	ZG3	36,00
	9+166,00	9+175,00		ZG3emb	9,00
II Cut & Cover	9+175,00	9+183,00	8,00	-	-
II Entrada	9+183,00	9+201,25	18,25	-	-
			<b>366,90</b>		<b>305,65</b>

### 3.2.3.5. Zonamento geotécnico

Geologicamente, o novo túnel de Águas Santas localiza-se exclusivamente em terrenos do denominado “Granito do Porto”. Trata-se de um maciço de idade hercínica, constituído por um granito alcalino, leucocrata, de grão essencialmente médio a grosseiro, de duas micas, apresentando textura não porfiróide.

O zonamento foi efetuado com base na recolha e análise de toda a informação geológica e geotécnica existente relativa aos estudos geológico-geotécnicos e nomeadamente dos relatórios de ensaios e sondagens efetuadas no decorrer das diversas campanhas de prospeção incluídas no Estudo Prévio, e também numa prospeção complementar:

- Campanha de Prospeção realizada no âmbito do Projeto de Execução da A4-Auto-Estrada Porto/Amarante, Lanço Águas Santas/Campo (junho de 1982);
- Campanha de Prospeção realizada no âmbito do Anteprojecto dos Túneis sob a E.N.105 (fevereiro de 1987);
- Campanha de Prospeção realizada no âmbito do Projeto de Execução dos Túneis sob a E.N.105 (agosto de 1988);
- Campanha de Prospeção realizada no âmbito do Estudo Prévio para o alargamento e beneficiação para 2 x 4 vias dos Túneis de Águas Santas (Setembro de 2006);
- Campanha de Prospeção Geotécnica Complementar para suporte do Projeto de Execução, efetuada pela empresa GEONORTE - Geotecnia e Fundações Especiais, Lda. (2014).

O maciço ocorre, geralmente medianamente a pouco alterado, exceto junto à superfície e no emboquilhamento nascente, cujo granito ocorre profundamente alterado a decomposto, o que contrasta com os terrenos que afloram junto ao emboquilhamento poente.

O maciço decomposto a Nascente, aflora sob a forma de saibro de natureza feldspática, solto a medianamente compacto até aos 10m de profundidade, seguindo-se um granito decomposto sob a forma de saibro muito compacto. Este maciço decomposto é constituído essencialmente por areia grosseira, vulgarmente denominada por saibro, podendo-se apresentar por vezes com alguma componente argilosa.



Através da prospeção geotécnica complementar foi possível confirmar que, no emboquilhamento nascente do túnel (na entrada leste), tanto frontalmente como lateralmente, a presença de um maciço rochoso (ZG2) constituído de rocha granítica de medianamente a pouco alterada (W3-W2) e de medianamente a pouco fraturada (F2-F4).

O maciço rochoso são e pouco alterado é essencialmente coberto por granito decomposto (solo residual granítico) a muito alterado (W5 a W4), formado por saibros arenosos soltos e muito compactos com uma espessura variável de 11 m, até um máximo cerca de 29 m. O solo residual granítico (maciço de fraca qualidade) é, por vezes, coberto com aterro que tem uma espessura variável entre 0,75 m e 2,10 m.

Esta prospeção complementar (ao contrário do que é indicado no estudo prévio), em particular no Portal Nascente (entrada do túnel), permitiu identificar um nível diferente de transição ZG3/ZG2, que é mais evidente entre o km 9+130 e km 9+170 e entre o km 9+190 e km 9+230, favorável para a escavação do túnel (e para os edifícios existentes na superfície), sendo apenas uma parte mínima da abóbada escavada na unidade geotécnica ZG3, mas ligeiramente desfavorável para o muro de estacas que foi necessário construir.

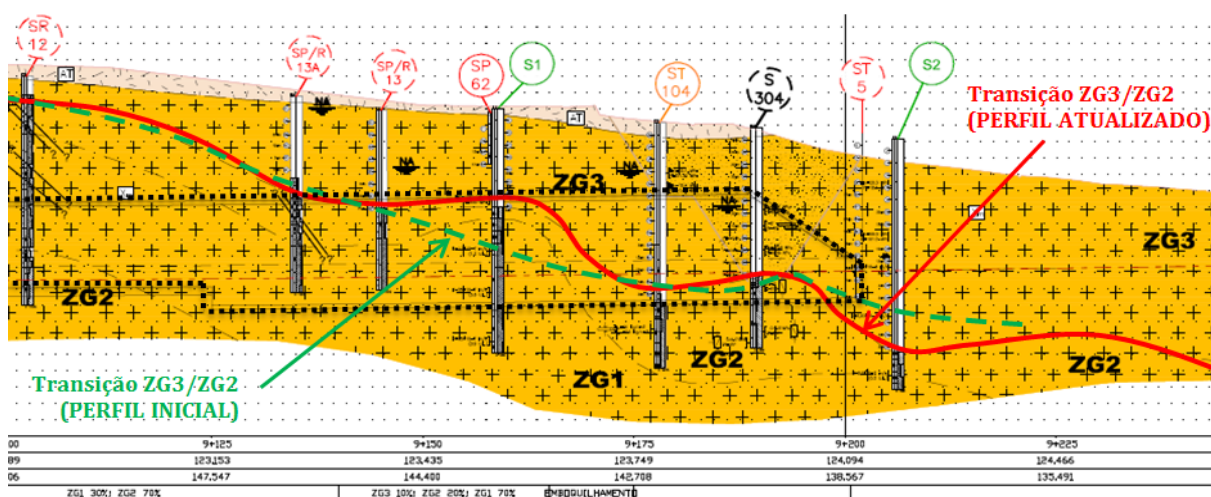


Fig. 151 – Comparação entre o perfil geológico anterior e perfil atualizado no Emboquilhamento Nascente

O modelo geológico e geotécnico de referência definido no estudo prévio detalhado (e confirmado na fase do projeto de execução pela investigação complementar) foi também comparado com os dados derivados do projeto NORMETRO (METRO DO PORTO - Linhas C, S e ramal de ligação C-S Projeto de execução) desenvolvido por GEODATA durante o período 1999-2001, para validação e comparação.

Analisado o zonamento proposto no Estudo Prévio Detalhado patenteado a concurso e considerado válido, juntamente com dados das pesquisas efetuadas durante a construção dos túneis existentes na proximidade, foram definidas essencialmente 3 zonas geotécnicas, ZG3, ZG2 e ZG1.

Quadro 21 – Zonamento Geológico Geotécnico

<b>ZG3 (Maciço de fraca qualidade)</b>	Ocorre essencialmente junto às imediações do emboquilhamento Nascente. Trata-se de uma zona geotécnica constituída essencialmente por granito decomposto a muito alterado (W <sub>5</sub> a W <sub>4</sub> ), formado por saibros arenosos soltos a muito compactos, aumentando a sua compacidade em profundidade e localizadamente, no emboquilhamento Nascente por aterros de saibro granítico. Normalmente a partir dos 10m de profundidade, o maciço corresponde a valores de N <sub>SPT</sub> superiores a 60 pancadas.
<b>ZG2 (Maciço de qualidade intermédia)</b>	Trata-se de uma zona geotécnica em que o maciço se encontra medianamente alterado, com fracturas medianamente afastadas a próximas. A percentagem de recuperação obtida nas sondagens é inferior a 70% e o índice de qualidade RQD, inferior a 50%. Corresponde a uma zona de transição entre o maciço granítico decomposto e o maciço granítico de melhor qualidade.
<b>ZG1 (Maciço de boa qualidade)</b>	Corresponde essencialmente às zonas mais profundas do maciço rochoso, no qual se verificam as melhores características geotécnicas. Ocorre essencialmente na zona central dos túneis e nas proximidades do emboquilhamento Poente, encontrando-se pouco alterado e com fracturas medianamente afastadas a afastadas. O índice de RQD característico desta zona geotécnica é superior a 50%, traduzindo desta forma a relativa qualidade do maciço presente.

Nos quadros seguintes são apresentadas as principais características geomecânicas e geotécnicas das unidades identificadas para a área dos emboquilhamentos e do túnel, bem como a correlação das unidades geotécnica com as classes RMR e GSI.

Quadro 22 – Zonamento Geotécnico adotado para os Emboquilhamentos

Zona Geotécnica	Características do Maciço				
	Grau de Alteração (W)	Grau de Fraturação (F)	Recuperação (%)	RQD (%)	N <sub>SPT</sub>
ZG3	A	W <sub>5</sub>	-	-	<20
	B	W <sub>5</sub>	-	-	20-50
	C	W <sub>5</sub> a W <sub>4</sub>	F <sub>4-5</sub> a F <sub>5</sub>	-	-
ZG2	W <sub>3-4</sub> a W <sub>3</sub>	F <sub>3-4</sub> a F <sub>4</sub>	<70	<50	-
ZG1	W <sub>2-3</sub>	F <sub>2</sub> a F <sub>3</sub>	>70	>50	-

Quadro 23 – Zonamento Geotécnico adotado para os Túneis

Zona Geotécnica	Características do Maciço				
	Grau de Alteração (W)	Grau de Fraturação (F)	Recuperação (%)	RQD (%)	N <sub>SPT</sub>
ZG3	W <sub>5</sub> a W <sub>4</sub>	F <sub>4-5</sub> a F <sub>5</sub>	-	-	5-60
ZG2	W <sub>3-4</sub> a W <sub>3</sub>	F <sub>3-4</sub> a F <sub>4</sub>	<70	<50	-
ZG1	W <sub>2-3</sub>	F <sub>2</sub> a F <sub>3</sub>	>70	>50	-

Quadro 24 – Classificação Geotécnica RMR (Bieniawski, 1989) e GSI (Hoek & Marinos 2000)

ZONA	RMR Básico	GSI*	Classe	Descrição
ZG3	<30	<25	IV	Maciço fraco
ZG2	30-60	25-55	IV - III	Maciço fraco a razoável
ZG1	>60	>55	II	Maciço bom

\* valores indicativos de referência, por definição os resultados do índice são expressos em gama de valores.

Da análise da documentação geológica e geotécnica disponível foi efetuada a representatividade de tal zonamento, nomeadamente no que respeita às condições mais significativas e comuns do maciço encaixante do túnel.

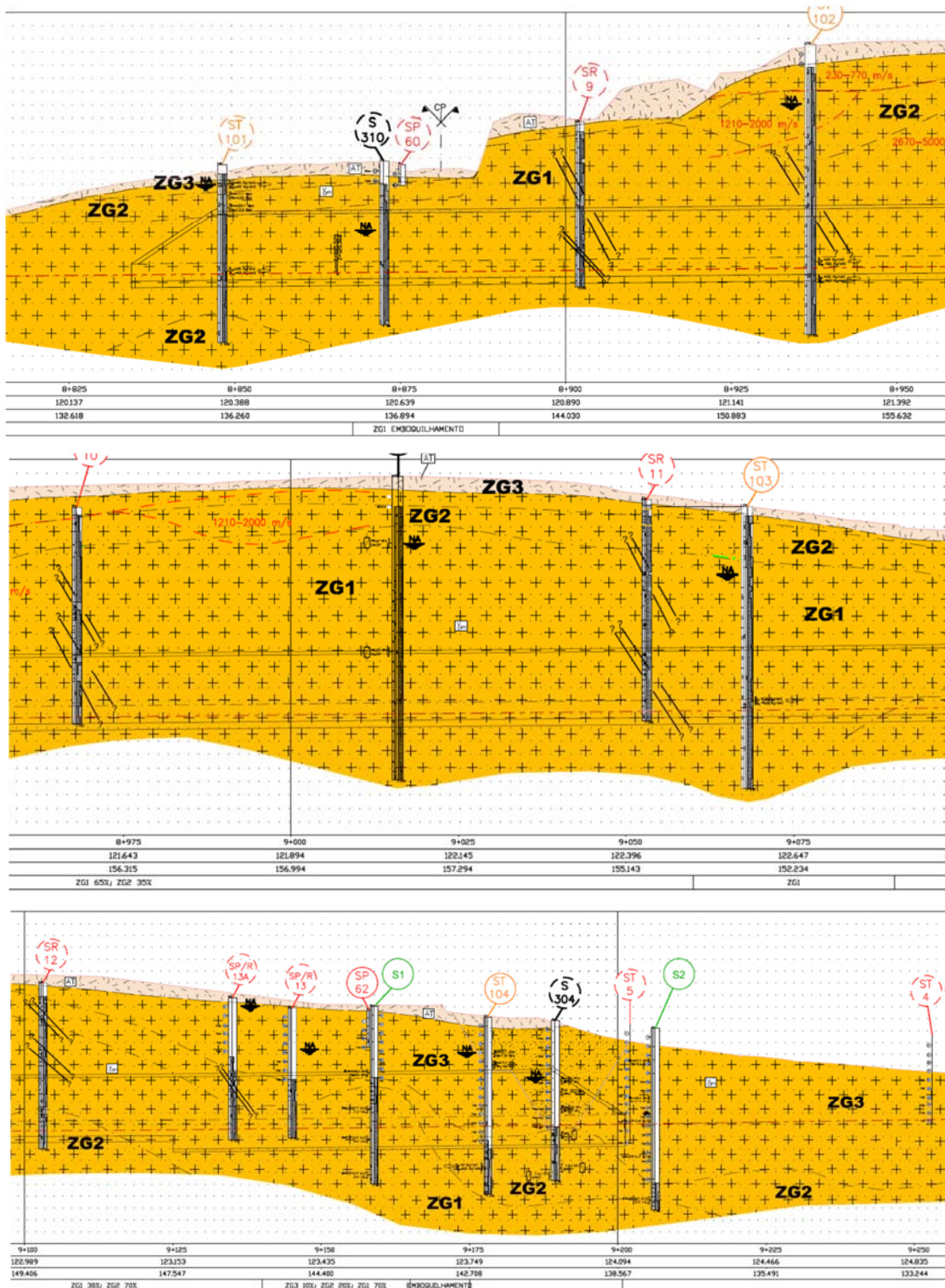


Fig. 152 – Túnel - Via Descendente – Geologia e Geotécnia - Perfil Longitudinal

Nos contactos entre as unidades geotécnicas tipo, ocorrendo situações mistas, ocorrem condições do maciço caracterizadas por valores intermédios entre os valores acima tabelados, para as diferentes zonas geotécnicas, quer em termos de degradação quer de fracturação, que foram verificadas durante a construção.

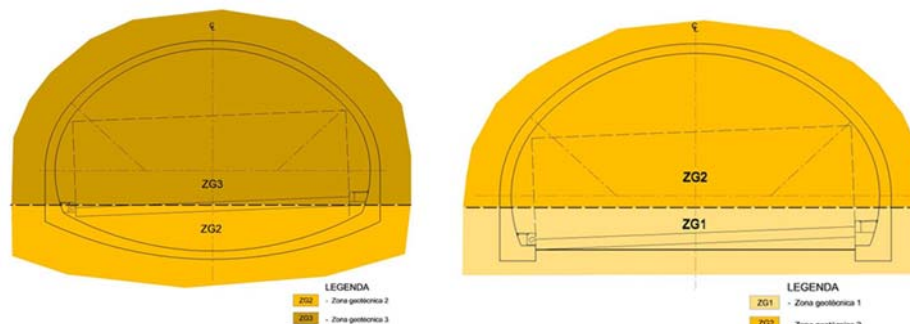


Fig. 153 – Zonamento transversal tipo em ZG3 (esquerda) e ZG2 (direita)

### 3.2.3.6. Suporte primário

De acordo com o zonamento geotécnico definido, adotaram-se as intervenções para cada secção tipo descrita anteriormente.

Quadro 25 – Síntese do Suporte Primário (Secção Corrente)

Zona Geotécnica	Avanços		Inclusões				Betão			Cambotas metálicas	Geodrenos
	Abóbada superior	Rebaixo inferior	Long.	Frontais	Radiais	Laterais	Contorno	Frente	Soleira		
ZG1	2	2	-	-	Tipo Swellex 200kN (min.), L=6,0 m // 2,0±0,5m	-	BPRFM 0,25 E=700J	-	-	-	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)
ZG2	1,5	1,5	Eventual uso de forepoling de Swellex, L=6 m, com 3 m de sobreposição afastamento radial de 0,35 m (3)	-	Tipo Swellex 200kN (min.), L=6,0 m // 1,5±0,25m	-	BPRFM 0,30 E=700J	Eventual BPRFM 0,05 E=700J	BPRFM 0,20 E=700J	Trelicas PS 115 20 30 // 1,5±0,25m	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)
ZG3	0,8	0,8	Guarda-chuva troncocónico de microestacas (L=12 m) sobreposição 3m; armados com tubos TM80 (Ø8.9mm/7.1mm)	Per-Ground L=15 m sobreposição 6m	-	Microestacas de pé de cambota (L=6 m)// 0,8, armadas com tubos TM80	BPRFM 0,30 E=1000J	BPRFM 0,05 E=1000J	BPRFM 0,30 E=1000J	2IPN200 // 0,8 m, ou equivalentes	d.50 mm L= 20m cada 15m de escavação (onde requerido)

1 – Em secções de zonamento misto, onde ocorram bolsadas de material de qualidade diferente, o suporte primário deverá ser adaptado, tendo em conta o tratamento tipo preconizado para cada zona geotécnica.

2 – Só podem ser realizados avanços, após ganho de resistência do betão projectado superior a 10 MPa, em avanços adjacentes.

3 – A utilizar nas zonas de pior qualidade (com RMR próximo a 30) em substituição dos elementos radiais.







Fig. 155 – Emboquilhamento nascente – Talude de escavação (situação inicial)

Para efetuar as escavações do talude no emboquilhamento nascente foi necessário efetuar uma cortina de contenção vertical, em estacas ancoradas.

No emboquilhamento poente, onde se localiza a Rua Nossa Senhora de Fátima, há concentração de construções junto ao talude lateral Sul. O principal condicionante às obras, neste emboquilhamento, prende-se com a presença da via ferroviária da Ligação Leixões – Ermesinde. O recobrimento entre a via férrea e a abóbada das galerias é da ordem dos 5 m.



Fig. 156 – Emboquilhamento Poente - via ferroviária da Ligação Leixões – Ermesinde (2012-01-08)

Junto à crista do talude frontal do emboquilhamento poente situa-se parte da Rua Nossa Senhora de Fátima, caracterizada por faixa de rodagem com duas vias (uma em cada sentido), que teve de ser cortada durante a construção e onde foi efetuado no final da obra o troço denominado Restabelecimento 2A. Paralelamente a este troço da estrada, a Nascente da mesma, localiza-se uma linha de caminho férrea, onde foi necessário efetuar a suspensão de via, para a manter em exploração ao longo do decorrer da obra.

As pegas de fogo também foram uma condicionante importante, pois implicavam o corte de via na A4, tendo de ser efetuadas em períodos de menor tráfego. As primeiras pegas foram efetuadas pelas 10h30m partindo do portal nascente. Posteriormente e com os ciclos de escavação aprimorados e



incremento de 2º turno, foi possível efetuar ciclos de pegas às 7h/21h/14h durante a semana e às 13h aos sábados.

#### 3.2.3.8. Monitorização

Dada a envolvente da obra e o método executivo (de acordo com os princípios do método NATM) da galeria mineira, com o objetivo de verificar as condições de estabilidade dos suportes previstos em projeto em termos de deslocamentos e do comportamento estrutural, e vigiar os edifícios mais próximos que poderiam ser afetados pela execução das obras, foi definido um plano de monitorização, para a fase de construção e para a fase de serviço.

Para esse controlo, foi elaborado o sistema de monitorização com instalação de um conjunto instrumentação para verificar o desempenho das estruturas de suporte e os efeitos induzidos pela obra no terreno e nas edificações existentes no entorno da mesma. O plano de monitorização teve de ser ajustado na fase de obra, face às condições reais verificadas com o desenvolvimento dos trabalhos.

O controlo diário, ficou a cargo de uma equipa dedicada composta por dois Engenheiros e um Topógrafo.

#### **Monitorização do novo túnel:**

- No interior do Túnel:
  - Medições de convergência;
- Desde o exterior do Túnel:
  - Medições de deslocamentos verticais com extensómetros multiponto;
  - Medição de deslocamentos horizontais com inclinómetros;
  - Medições de assentamentos com marcas topográficas com nivelação precisa;
  - Medições piezométricas;
  - Medição de vibrações.

Para as medições do túnel foram consideradas 5 secções tipo:

- Secção tipo A
  - 3 extensómetros multiponto
  - 2 inclinómetros
  - 1 piezómetro
  - 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 7 alvos para leitura de convergências no túnel
- Secção tipo B
  - 3 extensómetros multiponto
  - 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 7 alvos para leitura de convergências no túnel
- Secção tipo C
  - 1 extensómetro multiponto
  - 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 7 alvos para leitura de convergências no túnel
- Secção tipo D

- 2 inclinómetros
- 1 piezómetro
- 9 marcas topográficas para nivelamento de precisão
- 7 alvos para leitura de convergências no túnel
- Secção tipo I
  - 1 sismógrafo

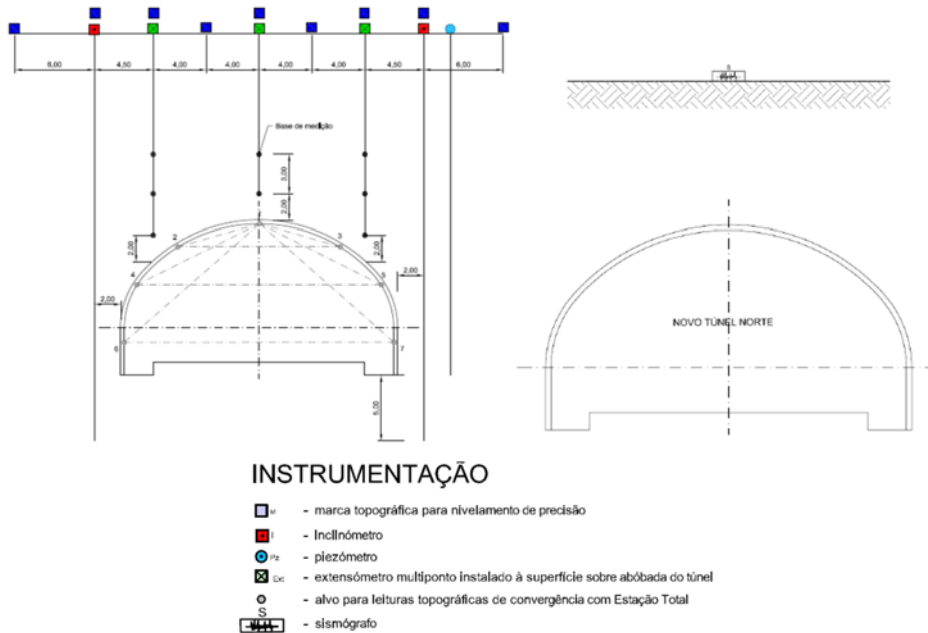


Fig. 157 – Secção de monitorização tipo A (esquerda) e tipo I (direita)

Quadro 27 – Secções de instrumentação previstas

Zona	Seção	PK	Tipo
Emboquilhamento Poente	P1N	8+873	D
	P2N	8+888	A
	P1NS	8+873	I
Túnel	P3N	8+918	B
	P4N	8+948	C
	P5N	8+983	C
	P6N	9+017	C
	P7N	9+053	C
	P8N	9+108	B
Emboquilhamento Nascente	P9N	9+133	B
	P10N	9+158	A
	P11N	9+174	A

### **Monitorização das estruturas de suporte no emboquilhamento nascente:**

- Desde o exterior:
  - Medição de deslocamentos horizontais com inclinómetros;
  - Medições de assentamentos com marcas topográficas com nivelção precisa;
  - Medições piezométricas;
  - Célula de carga
  - Alvo para medições topográficas 3D

Para as medições nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente foram consideradas 4 secções tipo:

- Secção tipo E
  - 1 inclinómetro
  - 1 piezómetro
  - 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 1 célula de carga
  - 1 alvo para medições topográficas 3D
- Secção tipo E1
  - 1 inclinómetro
  - 1 piezómetro
  - 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 4 célula de carga
  - 3 alvo para medições topográficas 3D
- Secção tipo E2
  - 1 inclinómetro
  - 1 piezómetro
  - 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 4 célula de carga
  - 3 alvo para medições topográficas 3D
- Secção tipo F
  - 1 inclinómetro
  - 3 marcas topográficas para nivelamento de precisão
  - 3 célula de carga
  - 2 alvo para medições topográficas 3D

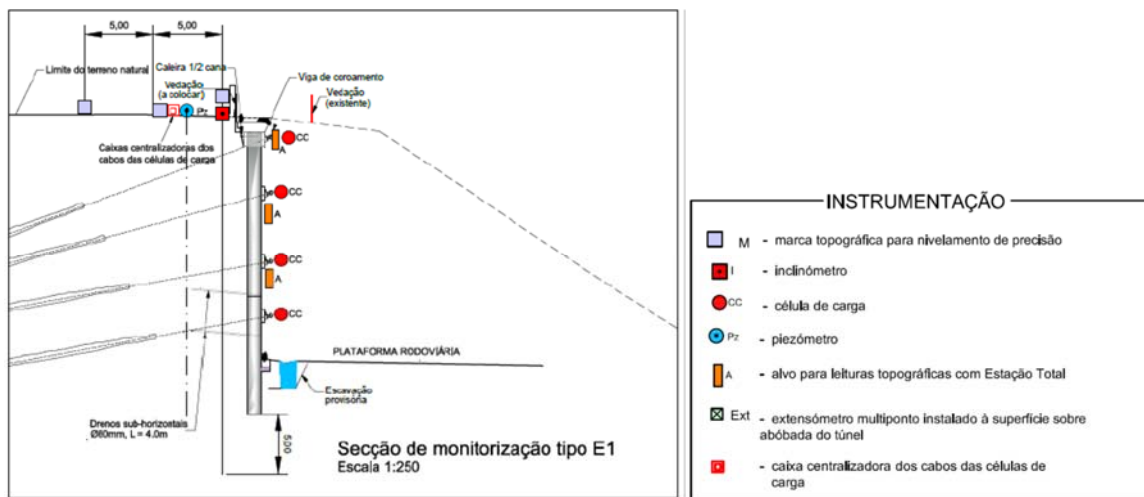


Fig. 158 – Seção de monitorização tipo E1 nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente

Quadro 28 – Secções de instrumentação previstas nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente

Zona	Seção	PK	Tipo
Portal	P1NE	-	E
Cortina	P2NE	9+192	E1
	P3NE	9+212	E1
	P4NE	9+232	E1
	P5NE	9+250	E2
	P6NE	9+267	E2
	P7NE	9+308	F
	P8NE	9+362	F

### Monitorização da estrutura de suspensão de via no emboquilhamento ponte:

- Desde o exterior:
  - 8 barras extensométricas de corda vibrante

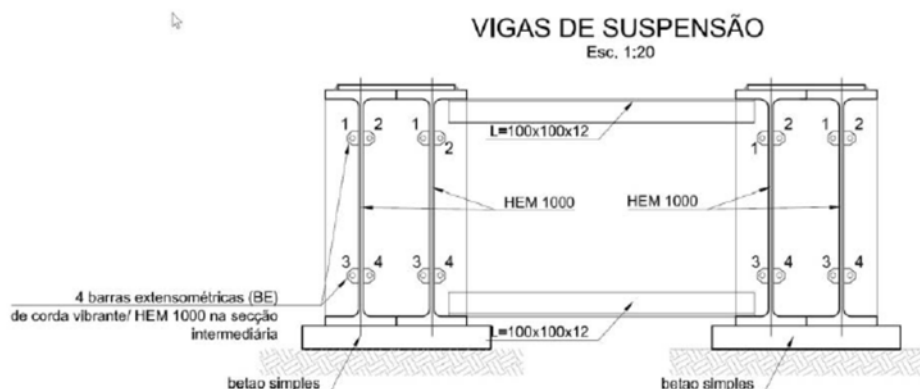


Fig. 159 – Instrumentação nas vigas de aço (suspensão de via) do emboquilhamento ponte

### Monitorização do talude de escavação no emboquilhamento poente:

- Desde o exterior:
  - 1 Inclinómetro

### Monitorização das edificações:

- Desde o exterior, nas edificações próximas da obra:
  - Alvos topográficos para o controlo dos deslocamentos das estruturas;
  - Marcas de nivelamento para o controlo dos deslocamentos verticais;
  - Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução das obras;
  - Clinómetros para o controlo das inclinações;
  - Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações (elétricos ou convencionais).

Para as medições nas edificações foram considerados os seguintes pressupostos:

- os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível às fundações das edificações
- os fissurómetros devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras
- o controlo das inclinações através os clinómetros está prevista para apenas três edificações
  - a edificação situada exatamente acima do túnel, nas proximidades do emboquilhamento nascente;
  - a edificação com sete pisos acima do solo localizada o norte do emboquilhamento nascente;
  - a edificação situada muito perto da parede no emboquilhamento nascente.

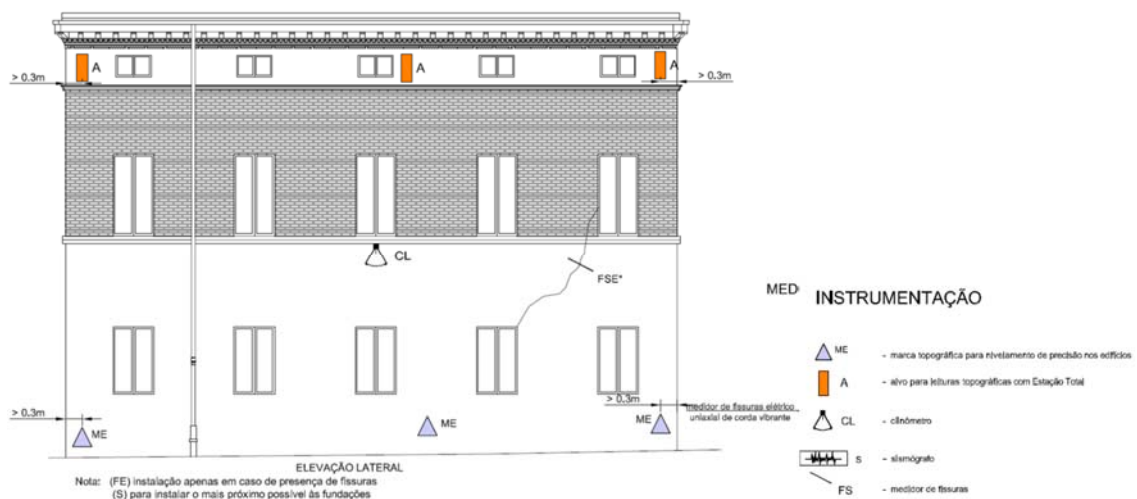


Fig. 160 – Instrumentação tipológica nas edificações

### Monitorização das galerias existentes:

- No interior do Túnel norte existente:
  - Medições de convergência;



- Medições de deformação com barras extensométricas;
- Medição de vibrações.
- Desde o exterior do Túnel norte existente:
  - Medição de deslocamentos horizontais com inclinómetros.

Para as medições nas galerias existentes foram consideradas 2 secções tipo:

- Secção tipo G
  - 5 alvos para leitura de convergências no túnel
  - 5 barras extensométricas para leitura de deformações no túnel
  - 1 sismógrafo para leitura de vibrações no túnel
- Secção tipo H
  - 1 inclinómetro
  - 5 alvos para leitura de convergências no túnel
  - 5 barras extensométricas para leitura de deformações no túnel
  - 1 sismógrafo para leitura de vibrações no túnel

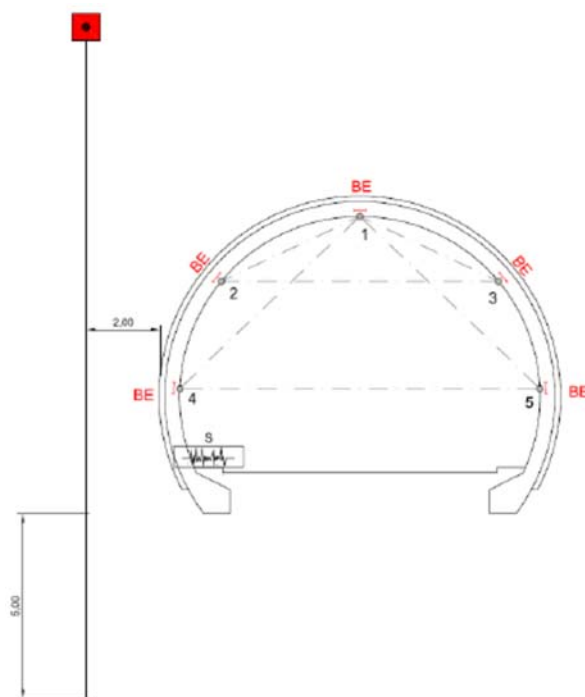


Fig. 161 – Secção tipo H de instrumentação no túnel norte existente

Quadro 29 – Secções de instrumentação previstas no túnel norte existente

Seção	PK	Tipo
P1NG	8+873	G
P2NG	8+948	H
P3NG	9+017	H
P4NG	9+108	H
P5NG	9+174	G

**Frequência das leituras e níveis de limite e alerta:**

Quadro 30 – Frequência de leituras de instrumentação do novo túnel

Instrumento	<i>Distância relativa à frente de escavação</i>			
	< 20 m	20 - 40 m	40 - 100 m	>100 m
<b>Marcas Topográficas</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
<b>Extensômetro</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
<b>Inclinômetro</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
<b>Piezômetro</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
	Após elevadas precipitações (>25mm/dia) e/ou afluências súbitas de água ao túnel			
<b>Sismógrafo</b>	A cada pega de fogo			
<b>Inspeção visual do revestimento</b>	Diariamente			
<b>Medição de convergências</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente

Quadro 31 – Limites das leituras de instrumentação do novo túnel

INSTRUMENTOS	SEÇÃO TIPO	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
ALVO PARA LEITURAS DE CONVERGENCIA	ZG1 Emb	8 mm	10 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	4 mm	5 mm	
	ZG2	8 mm	10 mm	
	ZG3	12 mm	15 mm	
	ZG3 Emb	16 mm	20 mm	
MARCA TOPOGRÁFICA	ZG1 Emb	7 mm	9 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	6.5 mm	8 mm	
	ZG2	6.5 mm	8 mm	
	ZG3	8 mm	10 mm	
	ZG3 Emb	16 mm	20 mm	
EXTENSÓMETRO	ZG1 Emb	4 mm	5 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	4 mm	5 mm	
	ZG2	4 mm	5 mm	
	ZG3	4 mm	5 mm	
	ZG3 Emb	4 mm	5 mm	
INCLINÓMETRO	ZG1 Emb	4 mm	5 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
	ZG1	4 mm	5 mm	
	ZG2	4 mm	5 mm	
	ZG3	4.8 mm	6 mm	
	ZG3 Emb	4.8 mm	6 mm	
PIEZÓMETRO	ZG1 Emb	Nível de água > 2.40 m sobre a calote	Nível de água > 3 m sobre a calote	- Construção de novos drenos - Se necessário enchimento dos escavações
	ZG3 Emb	Nível de água > 2.40 m sobre a calote	Nível de água > 3 m sobre a calote	

Quadro 32 – Frequência de leituras de instrumentação nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente

instrumento	Avanço dos trabalhos		
	Durante a escavação	Com a escavação finalizada	Com medições estabilizadas
<b>Marcas Topográficas</b>	Diariamente	2 vezes por semana	Quinzenalmente
<b>Alvos</b>	Diariamente	2 vezes por semana	Quinzenalmente
<b>Células de Carga</b>	Diariamente	2 vezes por semana	Quinzenalmente
<b>Inclinómetro</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente
<b>Piezómetro</b>	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente
	Após elevadas precipitações (>25mm/dia) e/ou afluências súbitas de água ao túnel		

Quadro 33 – Limites das leituras de instrumentação nas estruturas de suporte do emboquilhamento nascente

INSTRUMENTOS	SEÇÃO	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
CELULA DE CARGA	todas as seções	800 kN	1000 kN	- Aumento do número dos ancoragens
ALVO TOPOGRAFICO	todas as seções	27.3 mm	34.1 mm	- Aumento do número dos ancoragens
MARCA TOPOGRÁFICA	P1NE	1.5 cm	2 cm	- Aumento do número dos ancoragens
	P2NE	2.5 cm	3 cm	
	P3NE	2.5 cm	3 cm	
	P4NE	2.5 cm	3 cm	
	P5NE	2.5 cm	3 cm	
	P6NE	2.5 cm	3 cm	
	P7NE	2.5 cm	3 cm	
	P8NE	0.8 cm	1 cm	
PIEZÓMETRO	P1NE	Profundidade do nível de água < 6 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 5 m do nível do solo	- Construção de novos drenos - Se necessário enchimento dos escavações
	P2NE	Profundidade do nível de água < 10.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 9 m do nível do solo	
	P3NE	Profundidade do nível de água < 10.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 9 m do nível do solo	
	P4NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P5NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P6NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P7NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
	P8NE	Profundidade do nível de água < 4.80 m do nível do solo	Profundidade do nível de água < 4 m do nível do solo	
INCLINÓMETRO	todas as seções	27.3 mm	34.1 mm	- Aumento do número dos ancoragens

Quadro 34 – Frequência das leituras de instrumentação na suspensão de via do emboquilhamento nascente

Instrumento	Distância relativa à frente de escavação			
	< 20 m	20 - 40 m	40 - 100 m	>100 m
<b>Barras extensométricas</b>	Diariamente	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente

Quadro 35 – Limite das leituras de instrumentação na suspensão de via do emboquilhamento nascente

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
BARRA EXTENSOMÉTRICA	43.4 $\mu\epsilon$	54.3 $\mu\epsilon$	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo

Quadro 36 – Frequência das leituras de instrumentação no talude do emboquilhamento poente

instrumento	Avanço dos trabalhos		
	Durante a escavação	Com a escavação finalizada	Com medições estabilizadas
Inclinómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente

Quadro 37 – Limite das leituras de instrumentação no talude do emboquilhamento poente

INSTRUMENTOS	SEÇÃO	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
INCLINÓMETRO	todas as seções	27.3 mm	34.1 mm	- Aumento do número dos ancoragens

Quadro 38 – Frequência das leituras de instrumentação nas edificações

Instrumento	Distância relativa à frente de escavação			
	< 20 m	20 - 40 m	40 - 100 m	>100 m
Marcas Topográficas	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
Clinómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
Alvos	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
Sismógrafo	A cada pega de fogo			
Inspeção visual das alvenarias	Diariamente			

Quadro 39 – Limites das leituras de instrumentação nas edificações

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
MARCA TOPOGRÁFICA	40 mm	50 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
MEDIDOR DE FISSURAS ELÉTRICO*	2.5 mm	3 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
ALVOS TOPOGRÁFICOS	40 mm	50 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
CLINÓMETRO*	0.16°	0.20°	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo

Quadro 40 – Frequência das leituras de instrumentação nas galerias existentes

Instrumento	Distância relativa à frente de escavação			
	< 20 m	20 - 40 m	40 - 100 m	>100 m
Inclinómetro	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente
Barras extensométricas	A cada pega de fogo	A cada pega de fogo	Diariamente	Semanalmente
Sismógrafo	A cada pega de fogo			
Medição de convergências	Diariamente	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente

Quadro 41 – Limite das leituras de instrumentação nas galerias existentes

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO	LIMITE DE ALARME	CONTRAMEDIDAS
ALVOS PARA LEITURAS DE CONVERGENCIA	1.6 mm	2 mm	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo
BARRA EXTENSOMÉTRICA	166.4 µε	208.0 µε	- Otimização das modalidades de escavação - Reforço do revestimento primário - Intervenções de consolidação do solo

Quadro 42 – Limite das leituras de instrumentação para os sismógrafos

INSTRUMENTOS	LIMITE DE ATENÇÃO (mm/s)			LIMITE DE ALARME (mm/s)		
	<10 Hz	10+50 Hz	50+100 Hz	<10 Hz	10+50 Hz	50+100 Hz
SISMÓGRAFO	4	4+12	12+16	5	5+15	15+20

A instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação definidos no plano de instrumentação e observação, é efetuada durante ou previamente a cada fase de execução dos trabalhos, consoante o equipamento a instalar.

### 3.3. MÉTODOS E FASEAMENTOS CONSTRUTIVOS

#### 3.3.1. SUSPENSÃO DE VIA FERROVIÁRIA NO TALUDE POENTE

Para garantir a segurança à circulação ferroviária, enquanto se procede à escavação do túnel, permitindo liberdade de escavação e para não afetar a circulação, para além dos condicionamentos inerentes numa situação de circulação provisória, teve de ser efetuada a suspensão de via que passa sobre o túnel a escavar no emboquilhamento poente.

A suspensão propriamente dita consiste em colocar uma estrutura metálica em perfis HEM1000 com cerca de 25 m, travada nas duas direções por quatro microestacas oblíquas de tubos TM80 de diâmetro 139,70 mm e 10 mm de espessura. Sobre estas vigas são colocados diretamente os carris.

A viga metálica transportada para a obra em troços, procedendo-se à sua ligação através de soldaduras feitas em estaleiro da obra, sendo colocada no local com o comprimento definitivo, procedendo-se

apenas a contraventamentos ao nível dos banzos superior e inferior constituídos por treliças de cantoneiras de abas iguais L100x2.

Os alinhamentos coincidem com a localização dos carris pelo que se encontram espaçados de 1,75 m.

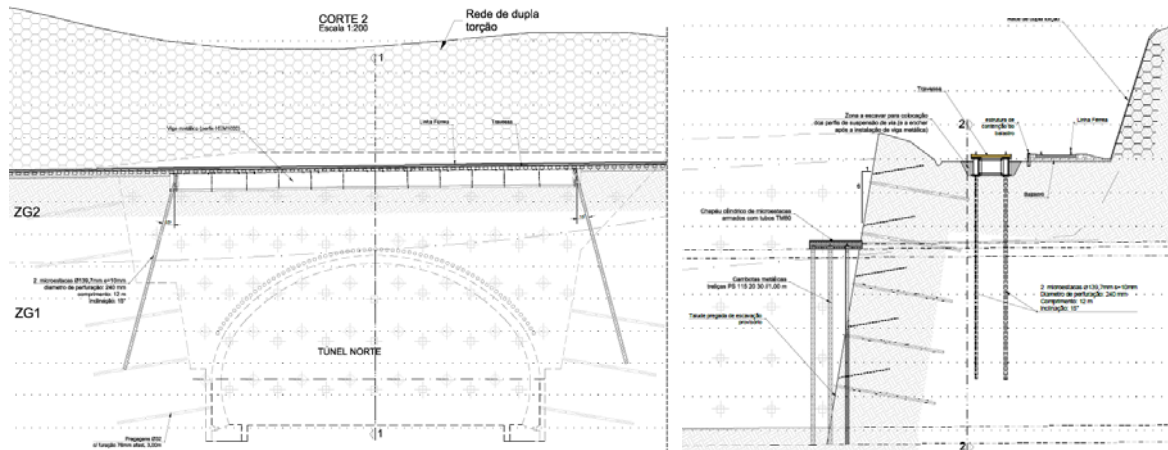


Fig. 162 – Solução técnica para suspensão de via

Para execução da suspensão seguiu-se a seguinte metodologia e faseamento:

- 1) Desvio da circulação dos comboios para uma via única (de acordo com especificações da Infraestruturas de Portugal, IET 77 e RGSXII), nomeadamente para a via mais próxima do talude rochoso, com redução da velocidade de circulação (30km/h)
- 2) Desmontagem dos carris e das travessas (a recuperar) da via mais a oeste objeto da suspensão, utilizando uma rail-route.
- 3) Execução de furos à rotopercussão de diâmetro e profundidade mínimo 240 mm e 1 m respetivamente, seguido de introdução de perfis metálicos HEB160 e selagem para execução de contenção provisória da plataforma.
- 4) Escavação com escavadora giratória para implantação das vigas metálicas e complementação da contenção provisória lateral com pranchas de madeira.
- 5) Execução das microestacas e respetivas peças metálicas de encabeçamento.
- 6) Execução de maciço de betão.
- 7) Montagem da estrutura metálica de suspensão de via.
- 8) Colocação de rede proteção de dupla torção no talude
- 9) Reaterro na zona entre a Via-Férrea e a estrutura metálica (corte de tensão durante os trabalhos).
- 10) Colocação de contenção do balastro no topo das vigas e reforço do balastro.
- 11) Reposição e fixação das travessas e dos carris da via-férrea à viga metálica da suspensão de via.
- 12) Nivelamento e inspeção final da via (linha 4) e manobras necessárias nas agulhas para que a circulação ferroviária passe a fazer-se no troço de via do lado poente, com velocidade máxima de 30km/h, ficando desativado o correspondente troço do lado nascente (linha 3).





Fig. 163 – Suspensão de via férrea executada (Félix, J.)

### 3.3.2. ESCAVAÇÃO DO TALUDE POENTE

Numa primeira fase, e devido à demora na obtenção de licenciamento para utilização de explosivos, a escavação do talude poente para alcançar a cota da calote do túnel na zona de cut & cover e emboquilhamento, foi realizada com meios mecânicos utilizando martelos pneumáticos acoplados as escavadoras para desmonte da rocha. Na fase de execução do rebaixo já foi possível efetuar o desmonte com explosivos a céu aberto.



Fig. 164 – Escavação do talude poente (Félix, J.)

Na zona do emboquilhamento, túnel em cut & cover, a escavação é efetuada por patamares, sendo compatibilizada com a execução de pregagens e betão projetado conforme definido.



Fig. 165 – Escavação do talude poente junto ao emboquilhamento

O faseamento de execução foi o seguinte:

- 1) Escavação do 1º nível de pregagens. Esta escavação é executada em geral em zona geotécnica ZG1 e ZG2, com inclinações de 1:6 (H:V) e nas zonas superficiais com inclinações 1:1 (H:V);
- 2) Execução de betão projetado C20/25 XC2(P) Cl 0.4 Dmax.10 S5 com 15 cm;
- 3) Execução de pregagens com furação diâmetro 76 mm executado por perfuradora Tamrock Ranger 700 (D7), com 6 m de comprimento e afastadas 3 m, limpeza e colocação de armadura em varão Ø32 mm A500NR galvanizado, selagem com calda de cimento e colocação das placas e porca de aperto;
- 4) Execução de geodrenos Ø50 mm com 3 m;
- 5) Continuação com a escavação compatibilizada com as pregagens e betão projetado onde necessário.

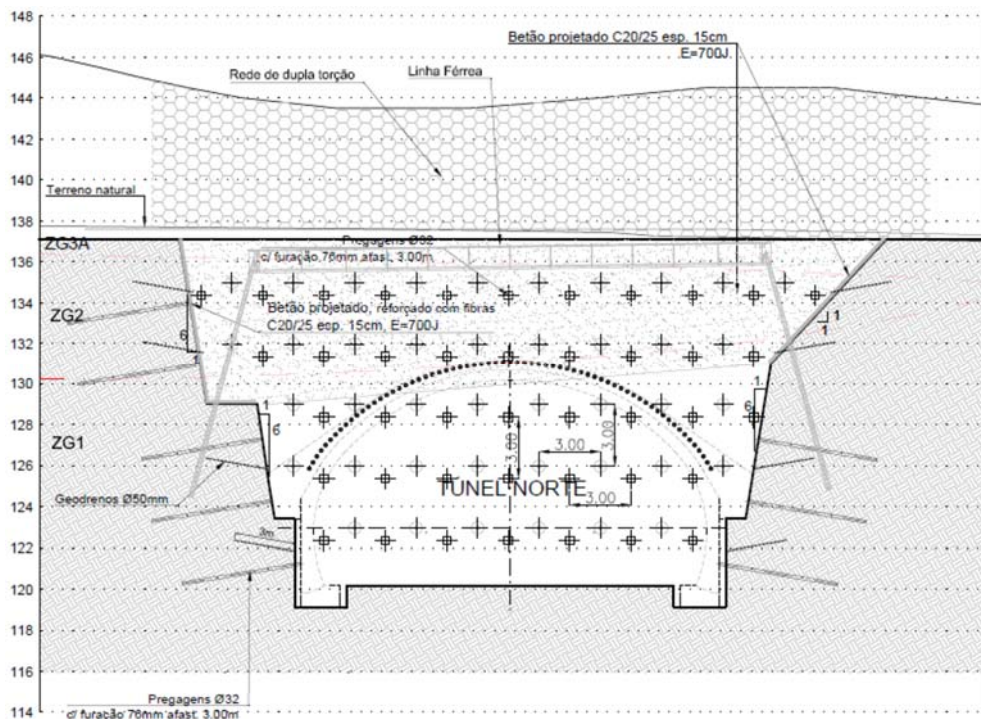


Fig. 166 – Escavação do talude no portal poente

Nos taludes adjacentes definitivos e onde a qualidade do maciço permite é colocada uma rede de dupla torção 8x10 mm.

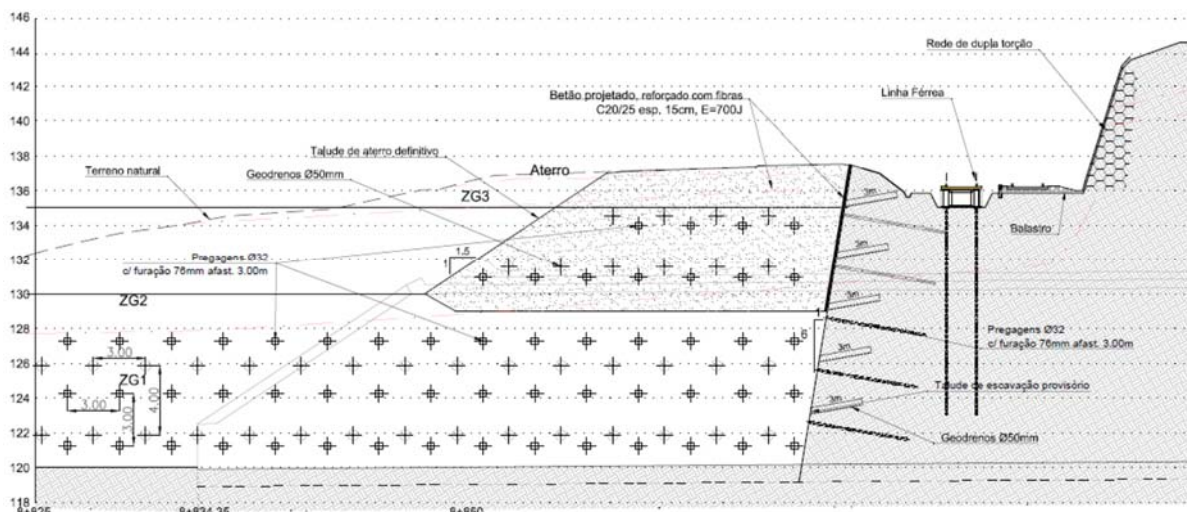


Fig. 167 – Configuração do suporte do talude adjacente no portal poente

Após conclusão da escavação do rebaixo na zona cut & cover é executado também um muro de gabiões na zona mais a sul da plataforma, “Restabelecimento 2A”, com um comprimento total de 16 m e altura variável entre 3 a 5 m. A fundação é direta com a utilização de betão de regularização com uma espessura de 20 cm.

Nos taludes de escavação provisória, depois de executado a totalidade do túnel e do falso túnel, procede-se ao aterro, no sentido de repor a topografia original, em camadas de 50 cm de espessura.



Fig. 168 – Muro de gabiões e aterro final sobre o falso túnel poente (29/03/2017)

### 3.3.3. PRÉ ANEL NO EMBOQUILHAMENTO POENTE



Antecedendo a fase de escavação do túnel mineiro executa-se um pré anel com cerca de 3 m, que funciona como proteção. Este é executado em duas fases, calote e rebaixo, tal como a escavação do túnel a partir de poente.

#### Fase 1:

- 1) Execução de chapéu cilíndrico com microestacas inclinadas  $1^\circ$ ,  $\varnothing 88,9$  mm e espessura 7,1 mm com cerca de 18 m (tubos de 3 m com bit de botão alargador no primeiro tubo), espaçadas 35 cm e deixando 3 m salientes. A furação é executada com Jumbo de 3 braços através do interior do tubo, com injeção de água para evitar o sobreaquecimento, ficando o bit alargador perdido.
- 2) Injeção do interior do tubo de aço, com manchete já incorporada, com calda de cimento injetada a 2 bar. A calda atinge toda a área livre entre o furo e o varão de aço, até sair à boca do furo. Em seguida efetua-se um rolhão com um cartão prensado.
- 3) Aplicação de cambotas treliçadas tipo PS 115 20 30 afastadas 1 m, com pé de elefante.
- 4) Aplicação de armadura superior e inferior em malhasol AQ50, e eventual rede tipo pernervometal abaixo da malha eletrosoldada baixa.
- 5) Aplicação de betão C30/37 com uma espessura de cerca de 0,50 m.

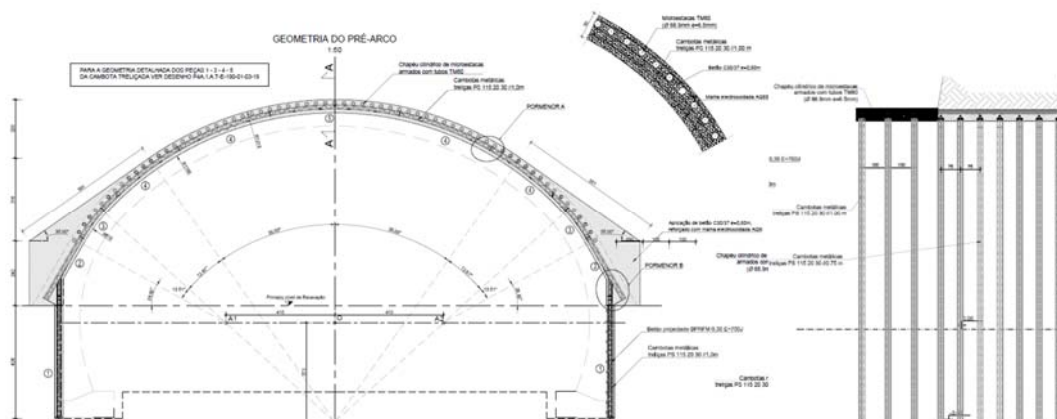
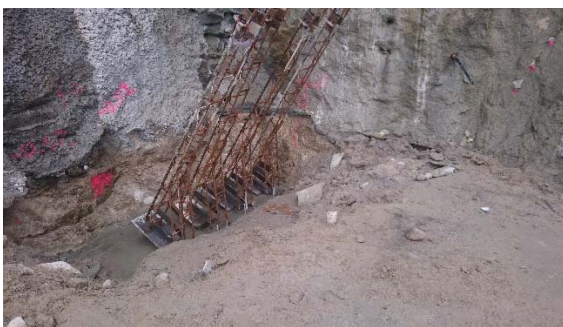


Fig. 169 – Secção tipo do falso túnel poente

Na **segunda fase**, após o início do rebaixo, são colocados os prolongamentos verticais das cambotas treliçadas.



06/04/2016



13/04/2016



20/04/2016



31/08/2016

Fig. 170 – Faseamento do falso túnel ponte

### 3.3.4. EMBOQUILHAMENTO POENTE

A escavação neste tipo de secção executa-se em duas fases, calote superior e rebaixo.



Fig. 171 – Fase 1 e fase 2 concluídas do emboquilhamento poente (15/09/2016)

#### 3.3.4.1. Fase 1 – Calote Superior

Após a execução do anel de protecção, dá-se início à escavação da zona do emboquilhamento ZG1emb, com passagem por baixo da linha férrea, prevendo-se após a instalação de um guarda-chuva de enfilagens cilíndrico, a colocação cambotas treliçadas do tipo PS 115 20 30, afastados de 0,75 m.

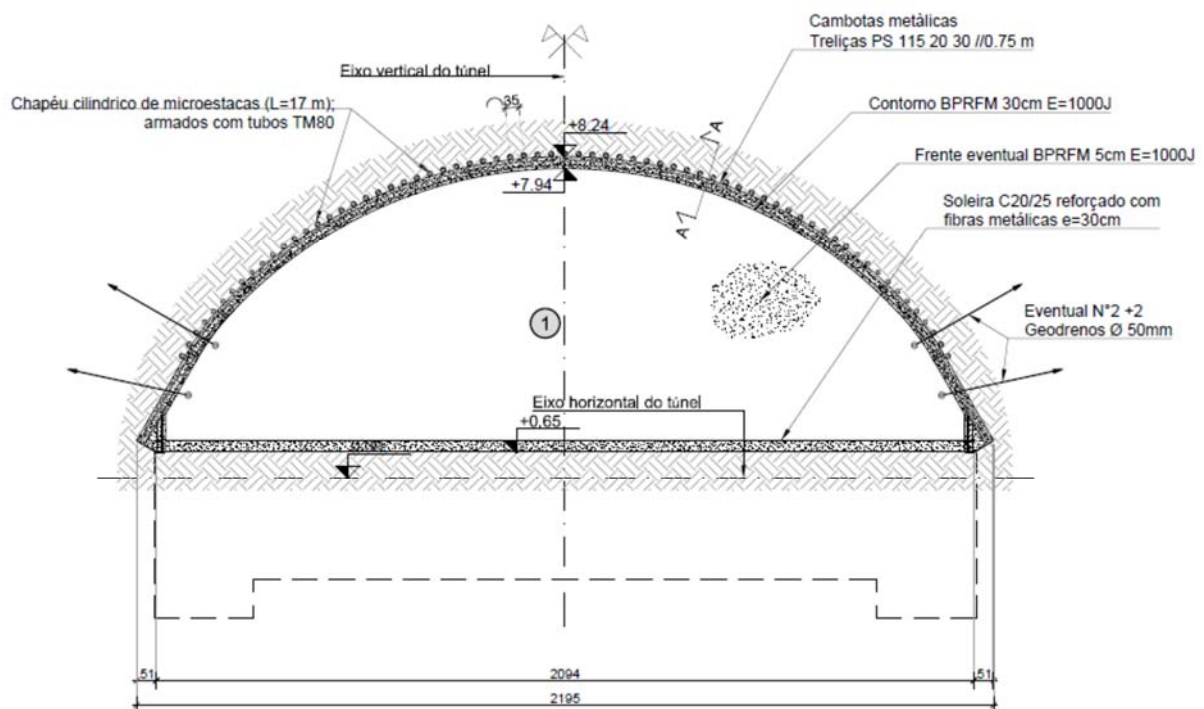


Fig. 172 – Secção tipo de suporte em ZG1emb poente – fase 1



O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Escavação da calote superior em avanços de 1.5 m (com tolerância de +/- 0.25 m);
- 2) Aplicação de betão projetado com robot, reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, nos hasteais e abóboda, com espessura de 0.05 m;
- 3) Aplicação de cambotas metálicas treliçadas tipo PS 115 20 30, afastadas 0.75 m, com pata de elefante;
- 4) Aplicação de betão projetado com robot reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, nos hasteais e abóboda, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.30 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 1);
- 5) Eventual aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C25/30 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, na soleira provisória, com uma espessura de 0.30 m;
- 6) Execução de geodrenos de 50 mm de diâmetro, com comprimento de 15 a 20 m, onde requerido, dependendo da afluência de água à escavação;
- 7) Repetir todo o procedimento do ponto 1 ao 6 durante toda a zona geotécnica ZG1 Emboquilhamento.

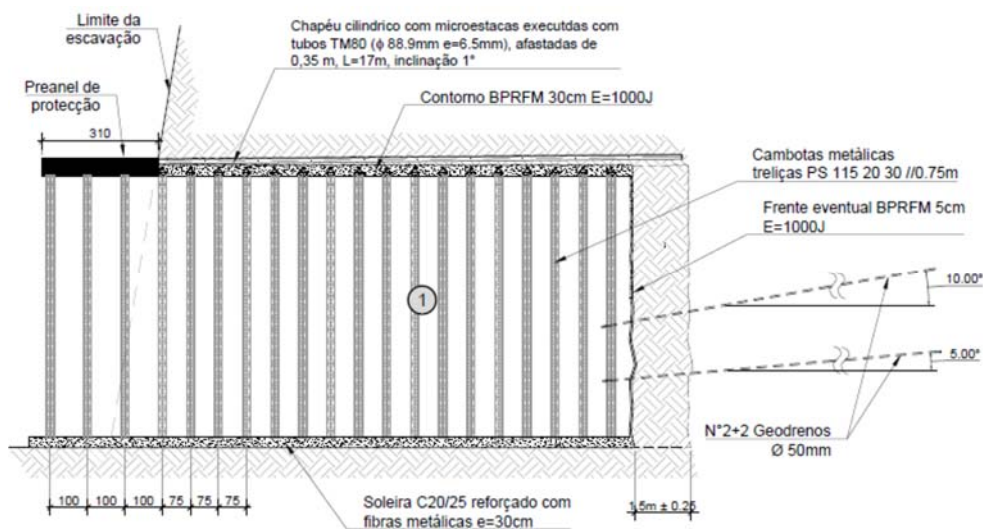


Fig. 173 – Corte longitudinal da fase 1 ZG1emb

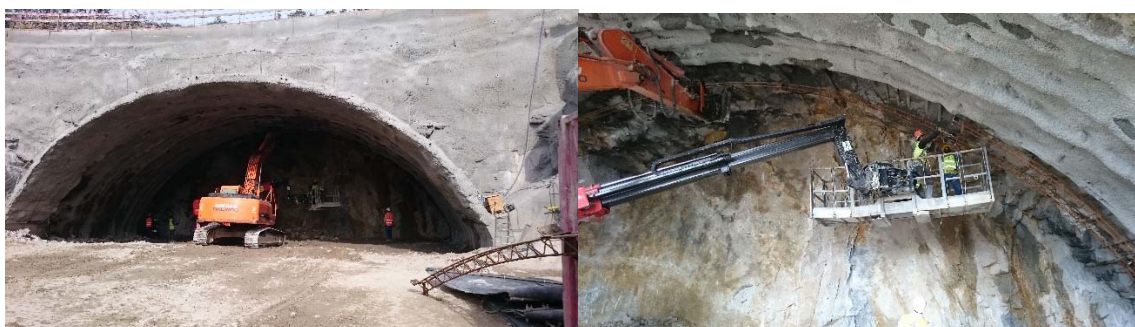


Fig. 174 – Colocação das cambotas em ZG1emb – fase 1 (04/05/2016)

### 3.3.4.2. Fase 2 – Rebaixo

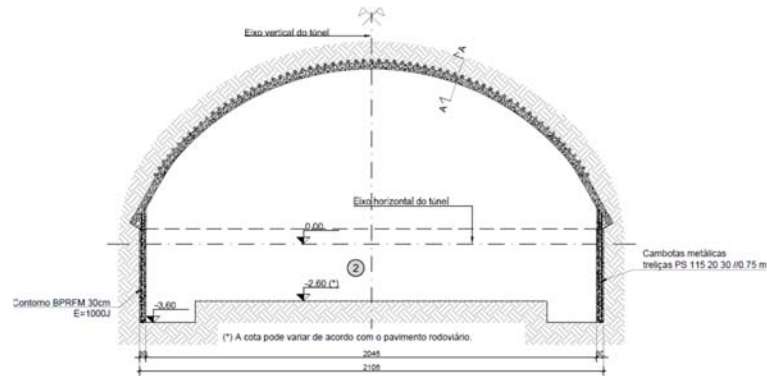


Fig. 175 – Secção tipo de suporte em ZG1 emb poente – fase 2

O faseamento é o seguinte:

- 1) Escavação de avanços até 1.5 m (com tolerância de +/- 0.25 m);
- 2) Aplicação de betão projetado com robot, reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia E=1000 J, nos hasteais, com espessura de 0.05 m;
- 3) Colocação do prolongamento das cambotas metálicas treliçadas, da fase de escavação da calote superior, afastadas 1.5 m;
- 4) Aplicação de betão projetado com robot, reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia E=1000 J, nos hasteais, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.30 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 2);
- 5) Repetir todo o procedimento do ponto 1 ao 4 durante toda a zona geotécnica ZG1 Emboquilhamento.

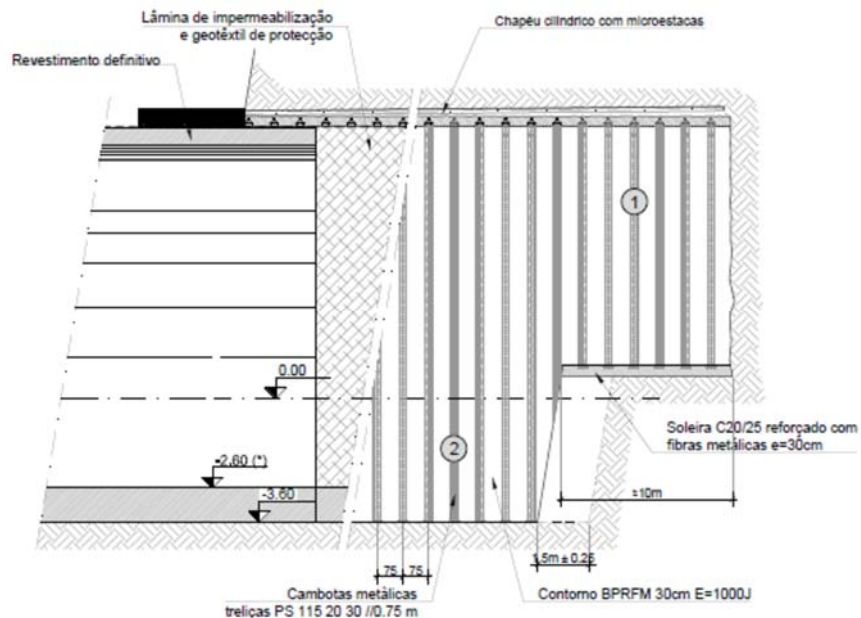


Fig. 176 – Corte longitudinal da fase 2 ZG1 emb

### 3.3.5. ESCAVAÇÃO DO TALUDE NASCENTE

No talude nascente, foi previsto realizar um diafragma de estacas secantes em betão (primários não armados e secundários armados), com diâmetro de 1.000mm e distância entre eixos de 0.85m, cobrindo a distância entre o fim do talude definitivo no PK 9+450 e a progressiva do início do túnel, no PK 9+175,00, e que sucessivamente cubra o talude frontal da frente inteira do túnel. As estacas são suportadas por meio de ancoragens com inclinações e tamanhos diferentes, executadas em diferentes níveis, garantindo assim a estabilidade da vertente norte lateralmente à intervenção, como do portal do início do túnel.

A escavação é efectuada por sucessivos rebaixos, em condições em tudo semelhantes à configuração final, com a execução das respectivas ancoragens, apresentando vantagens claras do ponto de vista da segurança na fase de execução, do controle dos assentamentos no tardoz dos diafragmas e em geral, da qualidade da execução.

Também no Emboquilhamento Nascente, optou-se por continuar com a solução de muros de suporte lateral, executando um diafragma em estacas secantes em betão (os primários não armados, e os secundários armados), com diâmetro de 1.000 mm e distância entre eixos 0.85m, oportunamente ancorados. É assim possível a escavação dos rebaixos, de modo semelhante à parede lateral até a cota 127. A esta cota, permite a realização de uma estrutura de betão armado, constituindo um túnel falso (pré arco) entre os Km. 9+175,00 e 9+183.00.

As intervenções de estabilização da frente da secção ZG3-Emboquilhamento são efetuadas durante os rebaixos. A estabilidade no lado adjacente ao portal, é obtida com taludes em socacos para o Emboquilhamento do Novo Túnel e futura execução do respectivo aterro, permitindo minimizar o eventual impacto no túnel existente. A presença de um "pé" nos hasteais, com a execução de micro estacas aumenta também a protecção da estrutura existente, evitando o seu desconfinamento.

Para a estabilidade na escavação do emboquilhamento Nascente e da zona envolvente, no topo do talude frontal existe uma rua com duas vias ladeada por edifícios e no talude lateral norte existem edifícios próximos, preconizou-se a construção de uma cortina de estacas ancorada, em forma de L.

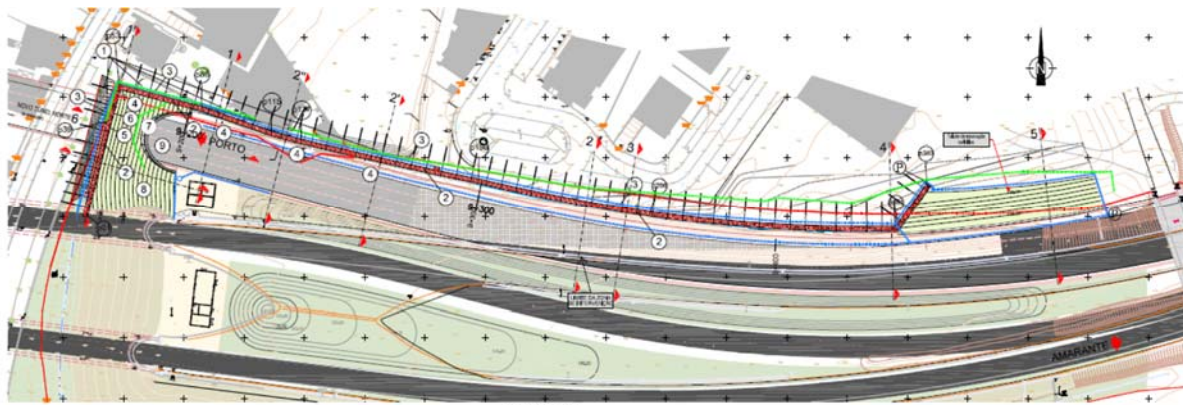


Fig. 177 – Planta do emboquilhamento nascente (cortina de estacas)

A execução da escavação na zona do emboquilhamento nascente, é realizada com meios mecânicos (escavadoras giratórias e camiões para transporte a depósito e/ou aterro na frente ponte). Segundo Júlio Félix, é executada em 4 níveis (após execução do nível da viga de coroamento), sendo que no



primeiro nível atinge-se a cota 137,85, no segundo a cota 133,85, no terceiro a cota 128,85 e no quarto a cota 124,85. As quantidades previstas nos diferentes patamares são as seguintes:

- 1º Nível (cota 137,85) – 1615 m<sup>3</sup>
- 2º Nível (cota 133,85) – 4977,31 m<sup>3</sup>
- 3º Nível (cota 128,85) – 9836,53 m<sup>3</sup>
- 4º Nível (cota 124,85) – 8032,69 m<sup>3</sup>



03/02/2016



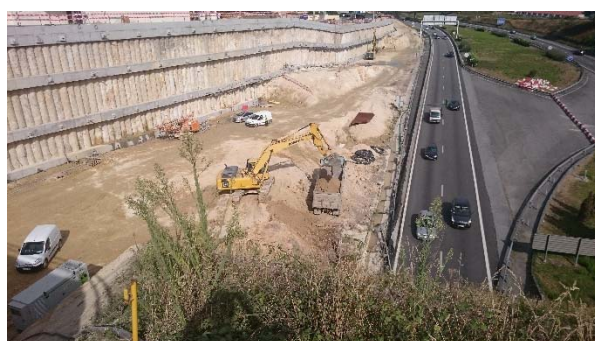
06/04/2016



Nível 1 – 01/06/2016



Nível 2 – 13/07/2016



Nível 3 – 31/08/2016



Nível 4 – 02/11/2016

Fig. 178 – Faseamento de escavação do talude nascente

O processo de construção da cortina de estacas, do Portal Nascente, será como se descreve:

- 1) Execução de estacas primárias não armadas 1000 mm de diâmetro, com fundação no topo do estrato ZG3C (valores NSPT 50-60), com uma distância entre eixos de 1.700m e recobrimento mínimo da armadura de 50 mm;
- 2) Execução de estacas secundárias armadas com diâmetro 1000 mm, colocadas entre as estacas primárias e recobrimento mínimo da armadura de 50 mm, com profundidade suficiente para garantir a sua fundação num estrato ZG2 ou pelo menos um estrato competente);
- 3) Escavação e execução da viga de coroamento em betão armado;
- 4) Escavação de 0.5 m abaixo da viga de coroamento e execução das ancoragens. O intervalo de tempo entre a betonagem e a tensionamento das ancoragens não deverá ser superior a 7 dias;
- 5) Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação definidos no plano de instrumentação e observação, em particular inclinómetros, alvos topográficos e células de carga;
- 6) Realização de ensaios de recepção em todas as ancoragens (primeiro os detalhados e só depois os simplificados), de forma a comprovar a sua eficácia para as cargas dimensionadas. Tensionamento das ancoragens e dos tirantes;
- 7) Escavação até à seguinte viga de distribuição;
- 8) Execução da viga de distribuição em betão armado;
- 9) Escavação de 0.5 m abaixo da seguinte viga de distribuição e execução das ancoragens. O intervalo de tempo entre a betonagem e a blocagem das ancoragens não deverá ser superior a 7 dias;
- 10) Instalação e zeragem dos restantes dispositivos de instrumentação definidos no âmbito do plano de instrumentação e observação, em particular células de carga;
- 11) Realização de ensaios de recepção em todas as ancoragens (primeiro os detalhados e só depois os simplificados), de modo a comprovar a sua eficácia para as cargas de dimensionamento. Blocagem das ancoragens e dos tirantes;
- 12) Execução dos restantes níveis de escavação, execução das vigas de distribuição e execução das ancoragens, segundo a metodologia descrita dos pontos 7 ao 11);

#### 3.3.5.1. Cortina de estacas

A cortina de contenção é constituída por estacas secantes com diâmetro de 1000 mm e espaçamento entre estacas de 850 mm.

As estacas primárias, realizadas em betão simples, têm que ter uma profundidade suficiente de forma a interceptar o topo da zona geotécnica ZG3 e têm como finalidade eliminar as infiltrações de água.

As estacas secundárias, realizadas em betão armado, têm que ter uma profundidade suficiente para interceptarem um estrato competente.

Na zona geotécnica ZG3 serão realizados furos de drenagem, com a finalidade de reduzir a pressão hidrostática.

A execução é levada a cabo por 2 equipas de perfuração e betonagem “in situ” das estacas. A proteção da escavação será feita através do uso de camisa metálica recuperável.

As estacas são realizadas por meio de furação por rotação com trado, utilizando uma perfuradora SOILMEC SR-70, com extração de terreno pelo topo, utilizando para tal o equipamento de furação e respetivas ferramentas.



A plataforma para execução dos trabalhos será estabelecida a cota conveniente, sendo o terreno devidamente saneado e compactado por forma a permitir a instalação dos diversos equipamentos nas melhores condições de estabilidade e garantir o bom prosseguimento dos trabalhos.

Durante a execução da escavação assegurar-se-á periodicamente a verticalidade da perfuração.

O controlo da implantação das estacas será feito por métodos topográficos associados a medições diretas das distâncias e desvios angulares entre eixos das estacas. O controlo de verticalidade dos encamisamentos será feito com fio-de-prumo que se fará descer a diferentes níveis em contacto com uma mesma geratriz. O controlo da geometria transversal do encamisamento poderá ser feito com o recurso a um quadro rígido com uma dimensão igual ao diâmetro mínimo aceitável de acordo com as tolerâncias estabelecidas, o qual descerá sem dificuldade ao longo do comprimento da estaca.

A utilização desta metodologia executiva pressupõe a realização dos seguintes passos:

- 1) Implantação através de meios topográficos do eixo da estaca;
- 2) Durante a furação da estaca, e alternadamente, serão levadas a efeito as operações de cravação dos tubos recuperáveis e de limpeza do seu interior com recurso a trado e limpadeira acoplado a vara Kelly múltipla do equipamento de furação, ate alcançar a profundidade prevista;
- 3) Cravado o primeiro troço faz-se o acoplamento de um segundo troço de tubo moldador. O comprimento dos troços de tubo moldador é definido em função do equipamento de cravação e o número a utilizar depende do comprimento de entubamento necessário para cada estaca, devendo-se deixar saliente cerca de 90 cm da superfície por motivos de segurança. Esta operação é repetida até se atingir a cota de fundação prevista em projeto. O tubo para além de sustentar as paredes do furo, servirá de guia de encaminhamento vertical da furação e de suporte para as armaduras a colocar. Será utilizado trado de rocha sempre que ocorram pedras isoladas, no atravessamento de estratos competentes não ultrapassáveis com recurso a ferramentas tradicionais e/ou seja necessário algum encastramento no terreno rochoso;
- 4) Uma vez concluída a furação procede-se a colocação da armadura no furo que já está totalmente armada junto à estaca. Esta é previamente moldada, normalmente em troços de 12 m, podendo, no entanto, ser predefinido um outro comprimento. O acoplamento entre troços é feito normalmente por sobreposição dos varões num comprimento igual ou superior ao comprimento de amarração e a sua ligação é materializada através de soldaduras podendo em alternativa ser utilizados cerra-cabos, dando-lhe a rigidez através de reforços e/ou de soldaduras dos elementos longitudinais com os varões horizontais (braçadeiras), para evitar que o conjunto da armadura se abra durante a movimentação. Para uma boa execução desta armadura, estará em obra uma base própria para a correta armação das estacas. Utilizando a máquina base e a grua, introduz-se a jaula de armadura no interior do tubo.
- 5) Pelo interior da armadura e colocada uma coluna oca de aço encimada por funil recetor de betão. Essa coluna (tubos tremie) e colocada desde o início do furo ate próximo do seu fundo. O betão fluído, fabricado em central e transportado em autobetoneira, é lançado no funil recetor (tremonha) onde é travado ate ao seu enchimento. Aberto o travão e com abastecimento imediato, sucessivo e contínuo, o betão desce ao longo da coluna, sai pela sua boca inferior e vai subindo ao longo do fuste da estaca, impedindo-se desta forma a desagregação do betão. Quando o betão atinge a superfície ou a cola necessária a um eficaz descabeçamento, esta operação considera-se terminada. A extração dos tubos de revestimento do furo e acompanhada pela subida do betão. Deve-se ter especial cuidado para que a extremidade do tubo esteja permanentemente debaixo da superfície livre do betão, para evitar a desagregação do betão.

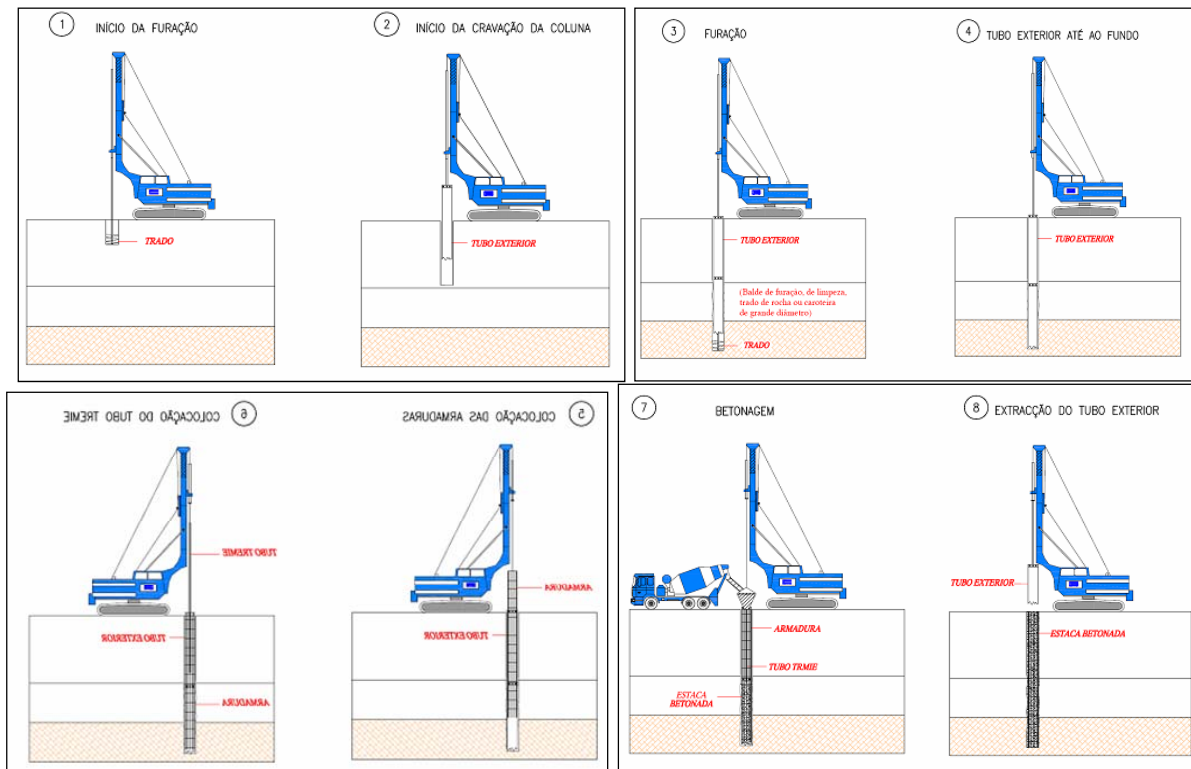


Fig. 179 – Faseamento de execução de estacas Ø1000

Executada a estaca, será necessário proceder ao seu saneamento, para libertar a cabeça da estaca de vestígios de materiais que afetem o betão. Esta atividade é executada mediante a utilização de martelos demolidores.

Posteriormente procede-se à execução das vigas de coroamento e muros, diretamente sobre o terreno, onde são deixados os negativos em tubo de pvc para execução posterior das ancoragens.

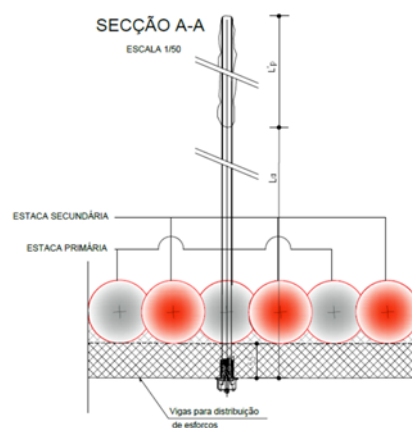


Fig. 180 – Secção tipo das estacas secantes



Fig. 181 – Execução de estacas no TAS

### 3.3.5.2. Ancoragens

Conforme projeto de execução serão executados 4 níveis de ancoragens em aço de alta resistência (cordões) 1670/1860.

As ancoragens serão definitivas, com carga de serviço de 500, 600 e 700 kN, com 5, 6 e 7 cabos e com comprimentos a variar entre os 18 e 33 m. Para a drenagem do sistema será executado geodrenos sub-horizontais, constituídos por tubo PVC perfurado e canelado com Ø80 mm, com 4 metros de comprimento.

As quantidades a executar são:

- Ancoragens de 5 cordões – 15 Un com comprimento de 440 m;
- Ancoragem de 6 cordões – 49 Un com comprimento de 1243 m;
- Ancoragens de 7 cordões – 148 Un com comprimento de 3656 m.

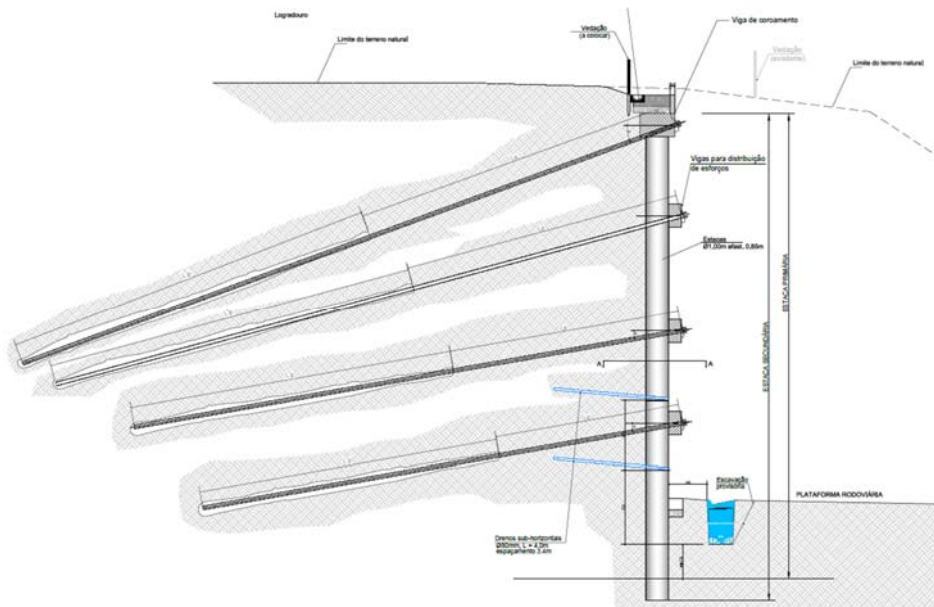


Fig. 182 – Secção tipo da estrutura de contenção em estacas e ancoragens

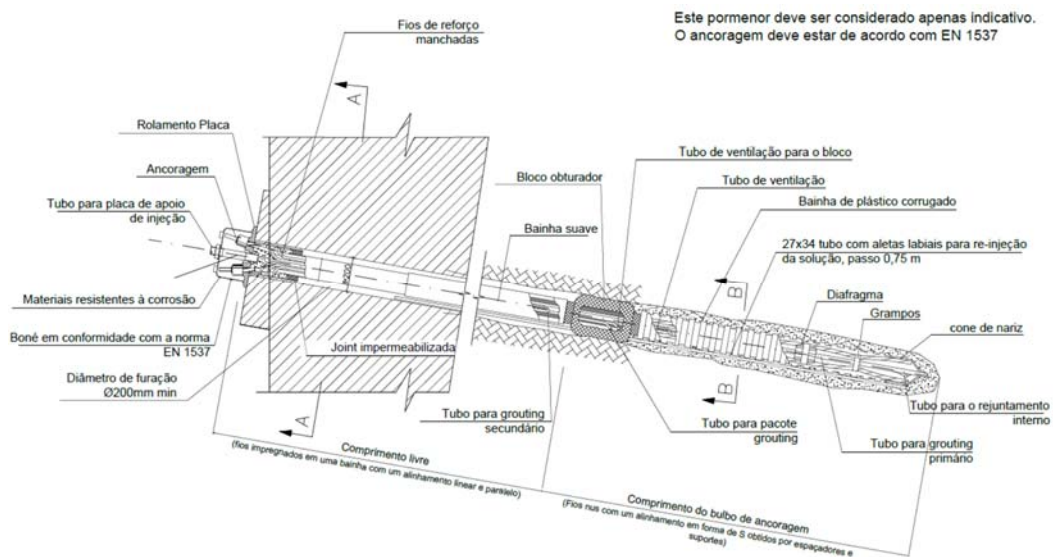


Fig. 183 – Pormenor da ancoragem



Segundo Félix, J., a sequência dos trabalhos desta atividade é a seguinte:

- Preparação das plataformas de trabalho
- Implantação dos locais das ancoragens
- Furação
- Colocação dos tramos de camisa
- Instalação da ancoragem – aplicação da armadura
- Injeção da calda de cimento
- Aplicação do pré-esforço e colocação das cabeças e respetivas cunhas de fixação

Os locais da execução das ancoragens são definidos pelos negativos deixados antes da betonagem das vigas de repartição e coroamento, conforme ancoragens definidas no projeto.

A furação Ø250 mm é efetuada com recurso a uma perfuradora com locomoção através de rastos, do tipo COMACCHIO MC12. A colocação das varas/trados efetuada manualmente, com os trabalhadores posicionados ao nível do solo., sendo os detritos da furação removidos eficientemente antes da instalação da armadura da ancoragem, através de um compressor ligado à perfuradora, tipo INGERSOLL RAND 12/235 (23.5 m<sup>3</sup>/min; 12 bar).



Fig. 184 – Execução da furação da ancoragem (TAS 06/04/2016)

Proceder-se-á ao início da furação para as ancoragens propriamente ditas, com a estabilização do equipamento de furação na plataforma de trabalho.

O processo é iniciado pela ligação roscada da 1ª vara, munida de bit adequado ao terreno, à cabeça da máquina, que imprime rotação e percussão ao conjunto. O ar que circula arrasta consigo os fragmentos de terreno desmontado. À medida que a furação vai prosseguindo vão sendo acrescentados troços de vara manualmente até atingir o comprimento previsto.

Atingida a cota desejada, e após limpeza do furo, procede-se à extração da ferramenta pela ordem inversa à da furação.

Durante a execução da furação, tem de ser garantida a conformidade do ponto de furação, a inclinação da ancoragem, a estabilidade do equipamento de furação e a resistência oferecida pelo maciço, no



sentido de evitar oscilações excessivas do equipamento, sendo executada unicamente por manobrador habilitado para o efeito.

As camisas estão depositadas o mais próximo do local da sua aplicação. A movimentação das camisas, que pesam aproximadamente 70 kg, é realizada manualmente com o apoio de 3 trabalhadores posicionados de forma equidistantes para melhor distribuição da carga, colocando o roscado macho sobre o roscado fêmea da haste fixada ao terreno, alinhando-a com a cabeça de rotação.



Fig. 185 – Colocação das camisas de furação nas ancoragens (TAS 23/03/2016)

O operador da máquina bloqueia a haste que é necessário carregar, fechando a mandíbula. O fechar da mandíbula só pode ser acionado após o manobrador confirmar visualmente que a zona se encontra livre e desimpedida, encontrando-se os membros dos trabalhadores afastados da zona de risco.

A armadura das ancoragens encontra-se definida em projeto, constituída por 5, 6 ou 7 cordões de aço 0,6'' de alta resistência (1860N/mm<sup>2</sup>), com comprimentos a variar entre 18 e 33 m, com duas barreiras de proteção contra a corrosão, constituídas por dois tubos corrugados envolvendo as armaduras na zona do bolbo. Na zona livre, os cordões de aço de pré-esforço são protegidos por massa lubrificante especial (núcleo incluído), anticorrosiva, não aderente. Nesta zona livre, os cordões de pré-esforço são envolvidos, por sua vez, numa bainha de polietileno individual e por tubo corrugado exterior.

A zona do bolbo de selagem inclui separadores interiores e centralizadores exteriores, em PVC. Os tubos de injeção que formam as ancoragens são de PEAD, com os diâmetros 20 mm (< 30 atm. de pressão de rotura), e servem para efetuar as injeções com caldas de cimento.

Os cordões da armadura possuem um comprimento previsto para a ancoragem especificado no projeto, acrescidos de cerca de 100 cm, para permitir a colocação do macaco hidráulico de pré-esforço.

O cabo de pré-esforço da ancoragem tem um comprimento máximo de 33 m e um peso máximo de 287 kg. Os cabos são fornecidos em rolo com os comprimentos definidos, pelo que não se procederá ao seu corte em obra.

O transporte dos cabos de pré-esforço até ao local da respetiva ancoragem, é efetuado por intermédio de escavadora de rastos, que os transporta dentro do balde da giratória, ou camião grua onde são transportadas na caixa do camião grua, em cima de barrotes de madeira devidamente acondicionadas, que fará a descarga do rolo dos cabos da ancoragem, para a plataforma de trabalho, onde 2 operários desengatam as correntes ou cintas após o rolo estar completamente pousada em cima de dois barrotes de madeira, junto do local de aplicação.

Os cabos de pré-esforço encontram-se protegidos por bainhas de PVC ao longo do comprimento correspondente ao seu comprimento livre que servem para evitar o contacto entre a calda de injeção primária e o varão de modo que os cordões se deformem livremente. Já na zona correspondente ao bolbo de selagem, os cabos não possuem qualquer proteção de modo a que possa haver ligação dos varões à calda. Na extremidade dos cabos encontra-se uma ponteira cónica que facilita a sua progressão no furo, minimizando a desagregação das suas paredes.

A introdução do cabo de ancoragem no furo é efetuada a um ritmo lento e contante, evitando-se, tanto quanto possível, encurvaduras da armadura que possam danificar os elementos da injeção e proteção anticorrosiva.

Para além dos cabos, é inserido um tubo de PVC no interior dos furos que permitirá a injeção e, uma vez munido de válvulas (ou manchetes) na zona correspondente ao bolbo de selagem, afastadas entre si de 1 m a 1,5 m, que se abrem sobre pressão, permitindo a saída para o terreno da calda de cimento injetada após a selagem do furo.

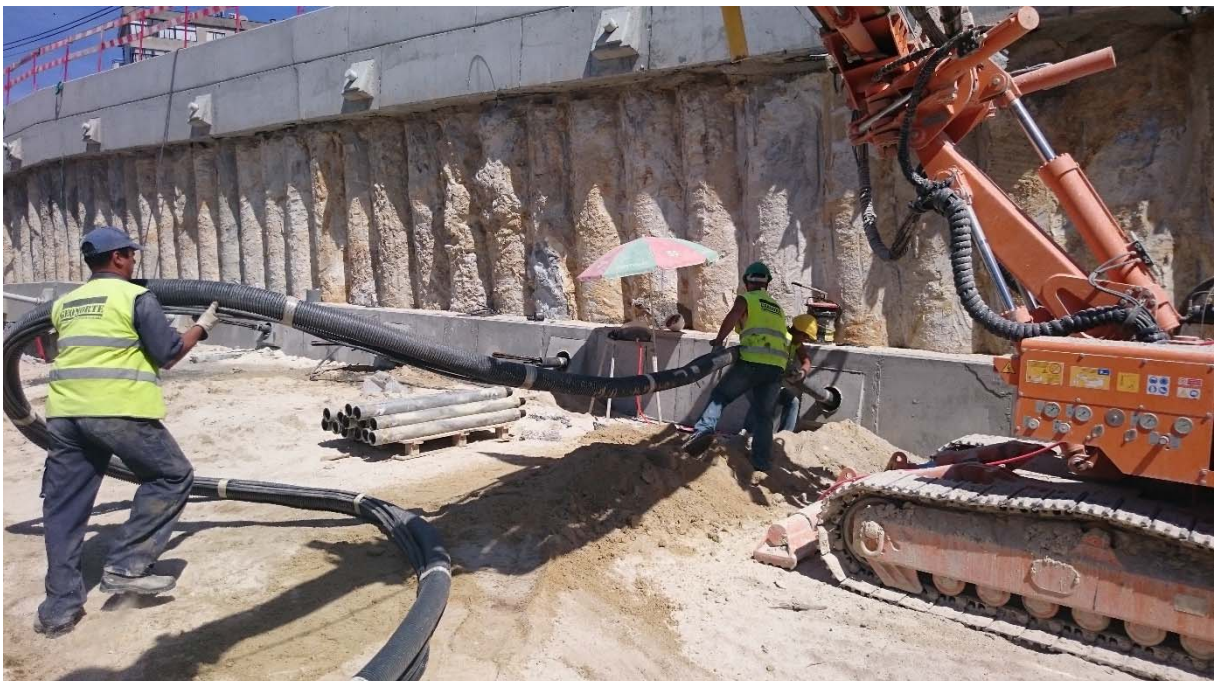


Fig. 186 – Introdução das ancoragens no furo (TAS 03/08/2016)



As ancoragens serão solidarizadas às vigas de repartição e de coroamento por injeção com calda de cimento nos furos.

É introduzido o tubo condutor de calda de selagem até ao fundo do furo, sendo introduzida calda de cimento, no sentido ascendente, através do injetor até ao preenchimento total do furo. A selagem termina quando a calda aflui à boca do furo. Esta fase do processo pretende preencher os vazios do terreno e o espaço entre a ancoragem e as paredes do furo e ainda providenciar às armaduras proteção contra a corrosão.

A calda de cimento será preparada e injetada por equipamento de preparação e injeção de calda. Os encastramentos/cravações e juntas das mangueiras de alta pressão deverão ser visualmente inspecionadas pelo encarregado da frente de trabalho, com periodicidade diária.

É efetuada uma primeira injeção (selagem) através de tubo de injeção preenchendo o espaço anelar compreendido entre a parede do primeiro tubo corrugado e os cabos de ancoragem. Posteriormente é preenchido o espaço anelar entre os dois tubos corrugados. Finalmente é efetuada a injeção do espaço anelar entre as paredes do furo e os tubos corrugados. Todas estas operações serão executadas desde o fundo do furo para o topo do mesmo.

No dia seguinte a estas injeções são iniciadas as injeções com calda de cimento através dos tubos de injeção com manchetes para materializar o comprimento de bolbo definido.

A injeção com calda de cimento é efetuada a pressões de injeção, controladas através de manómetros de pressão apropriados para o efeito, colocados á saída da boca do tubo de injeção.



Fig. 187 – Injeção das ancoragens (TAS 23/03/2016)

Após a injeção, serão realizados tensionamentos das ancoragens com recurso a macaco hidráulico.

Todas as ancoragens terão, obrigatoriamente, que ser tencionadas, independentemente do seu tempo de vida útil ou das tensões exigíveis ao nível do projeto.

Assim que a calda possua uma resistência igual ao valor definido em projeto, procede-se ao tensionamento dos cabos de pré-esforço, que mediante a localização/constituição da ancoragem irá variar entre 500KN e 700KN.

A operação de tensionamento far-se-á com um macaco hidráulico numa posição lateral ao alinhamento da ancoragem, assim como as leituras no defletómetro e a da pressão aplicada. O defletómetro está junto à ancoragem, exigindo proximidade de quem faz as leituras, e o manómetro de pressão está junto à bomba, afastado da ancoragem.

O peso do macaco hidráulico é de 165 Kg, sendo o peso total do conjunto após a montagem de todos os acessórios, aproximadamente de 200 kg.

Nesta fase são cortadas as bainhas dos cabos de pré-esforço e as mangueiras de injeção de calda.

As operações de corte das pontas de cabos ou barras que fiquem em excedente, após o tensionamento das ancoragens, cujo comprimento dependerá do sistema de pré-esforço, será efetuado com recurso à utilização de rebarbadoras devidamente equipadas com discos de corte, estando proibido o uso de maçarico, para não enfraquecer a estrutura do aço.

Posteriormente introduz-se a cabeça de ancoragem e respetiva placa metálica, introduzindo-se seguidamente as cunhas metálicas que travam os cabos de pré-esforço para que fique instalada a tensão necessária.

Finda esta operação, o tensionamento será efetuado, com recurso bomba e macaco hidráulico, que dá início ao ciclo de carga.

Durante o tensionamento, o operador efetua leituras no manómetro da bomba e no manómetro do macaco para aferir a carga aplicada.



Fig. 188 – Aplicação de pré-esforço com macaco hidráulico nas ancoragens (TAS 04/05/2016)

### 3.3.6. PRÉ ARCO NO EMBOQUILHAMENTO NASCENTE

O pré arco do emboquilhamento poente, consiste na execução de um falso túnel, entre PK 9+175 e PK 9+183.00 com cerca de 8 m, em betão armado com 10 cambotas metálicas duplas 2IPN200 afastadas 0,80 m.

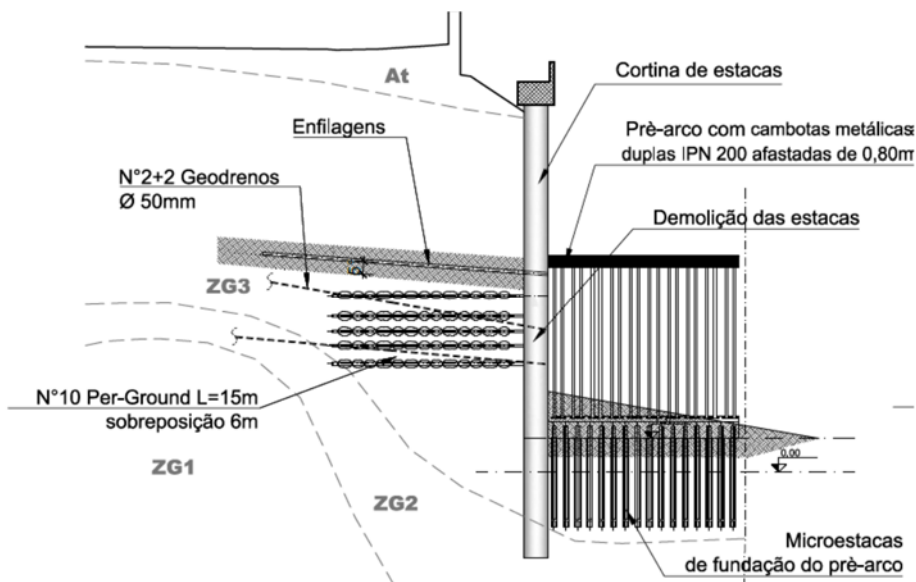


Fig. 189 – Secção tipo do falso túnel no emboquilhamento nascente

Este é executado em 2 fases.

#### 3.3.6.1. Fase 1 – base do pré arco e enfilagens

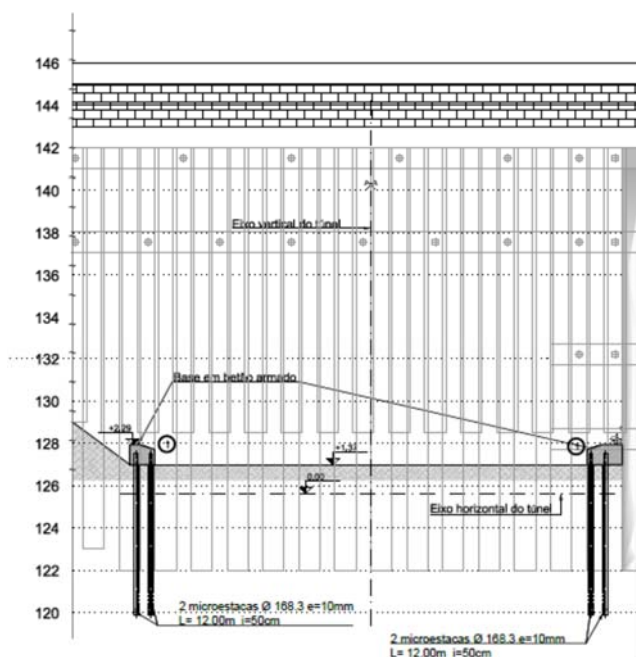


Fig. 190 – Secção tipo da fase 1 – base do pré arco no emboquilhamento nascente



O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Execução de chapéu cilíndrico com microestacas inclinadas 5°, Ø88,9 mm e espessura 7,1 mm com cerca de 12 m (tubos de 3 m com bit de botão alargador no primeiro tubo), espaçadas 35 cm e deixando 1 m salientes. A furação é executada com Jumbo de 2 braços através do interior do tubo, com injeção de água para evitar o sobreaquecimento, ficando o bit alargador perdido;
- 2) Injeção do interior do tubo de aço, com manchete já incorporada, com calda de cimento injetada a 2 bar. A calda atinge toda a área livre entre o furo e o varão de aço, até sair à boca do furo. Em seguida efetua-se um rolhão com um cartão prensado;
- 3) Execução de duas filas, separadas por 0.7 m, de micro estacas verticais armadas com tubos de 168.3 mm de diâmetro e espessura de 10 mm, afastadas 0.5 m, com 12 m de profundidade. A furação é executada com perfuradora Tamrock Ranger 700 (D7);
- 4) Execução de duas fundações para o pré arco em betão armado;



Microestacas 27/07/2016

Fundações e enfilagens 24/08/2016

Fig. 191 – Fase 1 – base do pré arco e enfilagens (TAS)

### 3.3.6.2. Fase 2 – pré arco

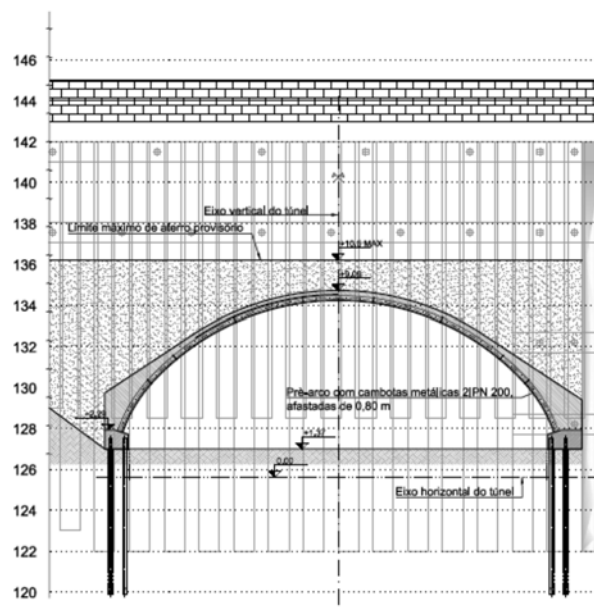


Fig. 192 – Secção tipo da fase 2 – pré arco no emboquilhamento nascente

O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Colocação de 10 cambotas metálicas de duplo perfil IPN 200, afastadas 0.8 m, conectadas com espaçadores;
- 2) Aplicação de malha electrossoldada, tipo AQ 50, na parte exterior e interior das cambotas. Posteriormente aplicar nervometal na malha electrossoldada que se encontra na parte interior da cambota;
- 3) Betonagem do pré arco com betão C30/37;
- 4) Eventualmente aterrar provisoriamente a parte superior do falso túnel até à cota +10.50 m.



Cambotas 31/08/2016



Pré arco 15/09/2016

Fig. 193 – Fase 2 – pré arco no emboquilhamento nascente (TAS)

### 3.3.7. EMBOQUILHAMENTO NASCENTE

Após a execução do pré arco, dá-se início à escavação do emboquilhamento em ZG3emb, em 5 fases.

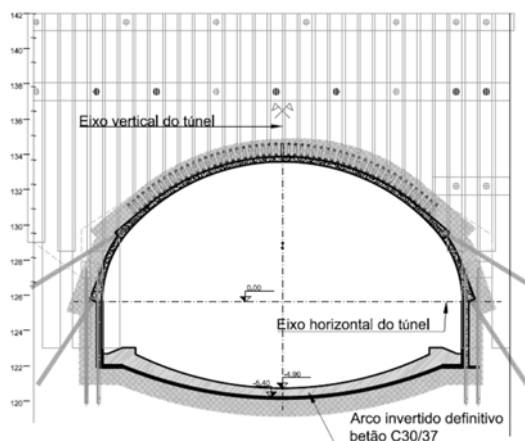


Fig. 194 – Secção tipo em ZG3emb

#### 3.3.7.1. Fase 1 – pré suporte da face e calote superior

O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Execução (a primeira fase executada no falso túnel) de chapéu cilíndrico com microestacas inclinadas 5°, Ø88,9 mm e espessura 7,1 mm com cerca de 12 m (tubos de 3 m com bit de botão alargador no primeiro tubo), espaçadas 35 cm e deixando 1 m salientes. A furação é

- executada com Jumbo de 2 braços através do interior do tubo, com injeção de água para evitar o sobreaquecimento, ficando o bit alargador perdido;
- 2) Execução na frente de escavação de 10 elementos estruturais, em fibra de vidro, com resistência à tracção >400 kN, com comprimento de 15 m, utilizando a tecnologia de P.E.R. Ground, ou equivalente, com 6 m de sobreposição;
  - 3) Execução de geodrenos de 50 mm de diâmetro, cada 15 m de escavação com comprimento de 20 m, onde requerido, dependendo da afluência de água à escavação;
  - 4) Demolição de 12 estacas não armadas com martelo hidráulico;
  - 5) Demolição de 13 estacas armadas com giratória equipada com tesoura hidráulica para eliminar a continuidade e evitar fissuração, podendo o resto ser demolido com martelos e escavadora. Se necessário utilizar maçarico ou rebarbadora para cortar as armaduras;
  - 6) Repetição de 1 e 2 a cada 9 m.

### 3.3.7.2. Fase 2 – escavação da calote superior

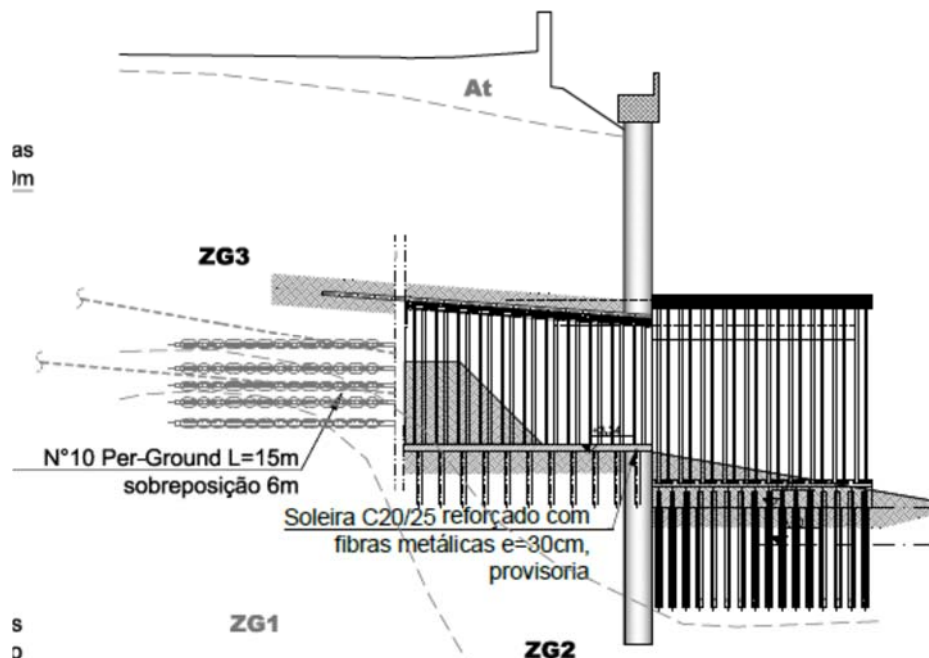


Fig. 195 – Fase 2 – escavação da calote superior em ZG3emb

O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Escavação em avanços de 0,80m, deixando um núcleo central de uma altura de 3,00m e largura 7,50 m para a estabilização da frente, que deverá ser removido a uns 5m da frente de escavação;
- 2) Aplicação de betão projetado C20/25, reforçado com fibras metálicas com espessura  $e=5\text{cm}$  no contorno e na frente;
- 3) Colocação de cambotas metálicas duplas IPN 200 afastadas de 0,80m, com pata de elefante;
- 4) Aplicação de betão projetado C20/25, com espessura máxima de 5cm por camada nos hasteais e abóbada reforçado com fibras metálicas, até se obter uma espessura final  $e=30\text{cm}$ ;



- 5) Eventual aplicação de betão C20/25  $e=30\text{cm}$  na soleira provisória, reforçado com fibras metálicas;
- 6) Aplicação de 1+1 microestacas de pé de cambota ( $L=6\text{ m}$ ); armadas com tubos TM80 na área em que o núcleo central foi removido;
- 7) Repetição de 1 a 6 até ao fim do campo de chapéu (9m).



Fig. 196 – Fase 2 – escavação da calote superior em ZG3emb – colocação da 1ª cambota (TAS 21/09/2016)

### 3.3.7.3. Fase 3 – escavação 36 m – conclusão da calote superior

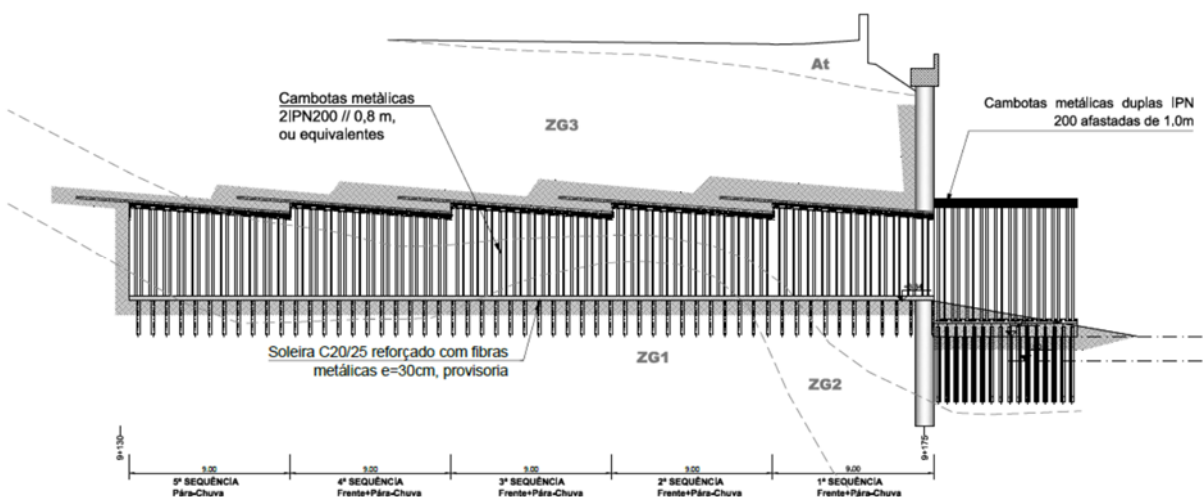


Fig. 197 – Fase 3 – escavação 36 m da calote superior em ZG3emb

O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Execução do guarda-chuva de enfilagens referente ao próximo avanço e repetição dos passos da Fase 2 para cada avanço;
- 2) Escavação da última fase (secção tipo ZG3 sem elementos de varão de fibra de vidro), revestimento primário da calote superior e eventual conclusão da soleira provisória, completando 45 m de túnel, até o PK 9+130.



Fig. 198 – Fase 3 – escavação 36 m da calote superior em ZG3emb – enfilagens do 2º avanço 9 m (TAS 06/10/2016)

#### 3.3.7.4. Fase 4 – escavação da calote inferior

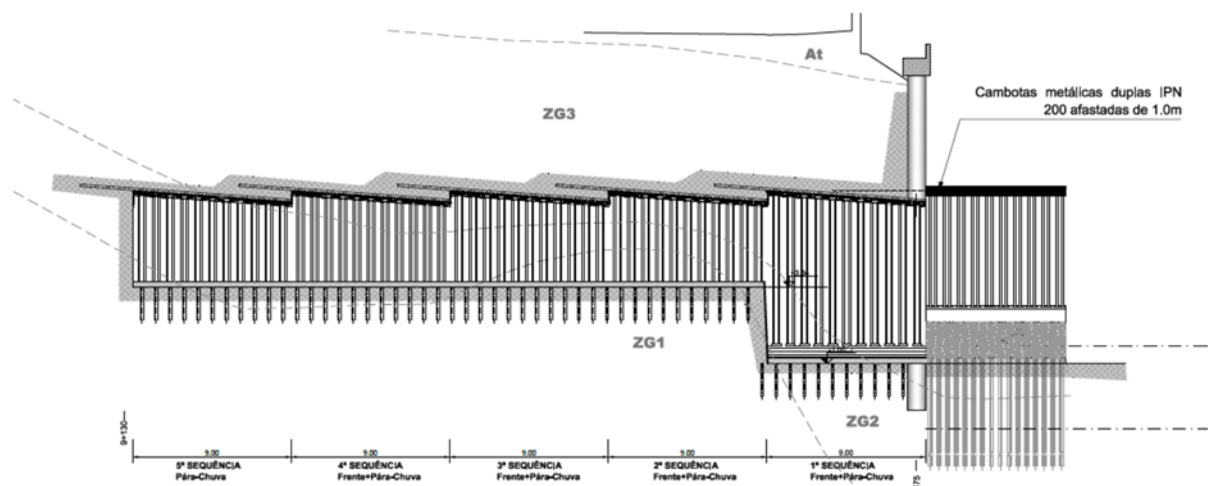


Fig. 199 – Fase 4 – escavação da calote inferior em ZG3emb

O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Demolição das estacas com recurso a martelo hidráulico em escavadora;
- 2) Escavação do alargamento lateral esquerdo do rebaixo (3a) em avanços de até 0,80m;
- 3) Aplicação de betão projetado C20/25, reforçado com fibras metálicas em espessura  $e=5\text{cm}$ ;
- 4) Prolongamento das cambotas metálicas da calote 2IPN 200, afastadas de 0,80m;



- 5) Aplicação de betão projetado C20/25, com espessura máxima de 5cm por camada nos hasteais e abóbada reforçado com fibras metálicas, até se obter uma espessura final  $e=30\text{cm}$ ;
- 6) Eventual aplicação de betão C20/25  $e=30\text{cm}$  na soleira provisória, reforçado com fibras metálicas;
- 7) Aplicação de 1+1 microestacas de pé de cambota ( $L=6\text{ m}$ ), armadas com tubos TM80 necessário apenas se na fase de rebaixo se intercetar a classe geotécnica ZG3;
- 8) Enchimento, com betão projetado, da zona de pé da cambota;
- 9) Repetição de 2 a 7 até ao fim do campo de chapéu (9m);
- 10) Repetição dos passos anteriores (2 a 8) para o alargamento lateral direito do rebaixo (3b).



Fig. 200 – Fase 4 – demolição de estacas – escavação da calote inferior em ZG3emb (TAS 26/10/2016)

### 3.3.7.5. Fase 5 – escavação 36 m – conclusão da calote inferior - rebaixo

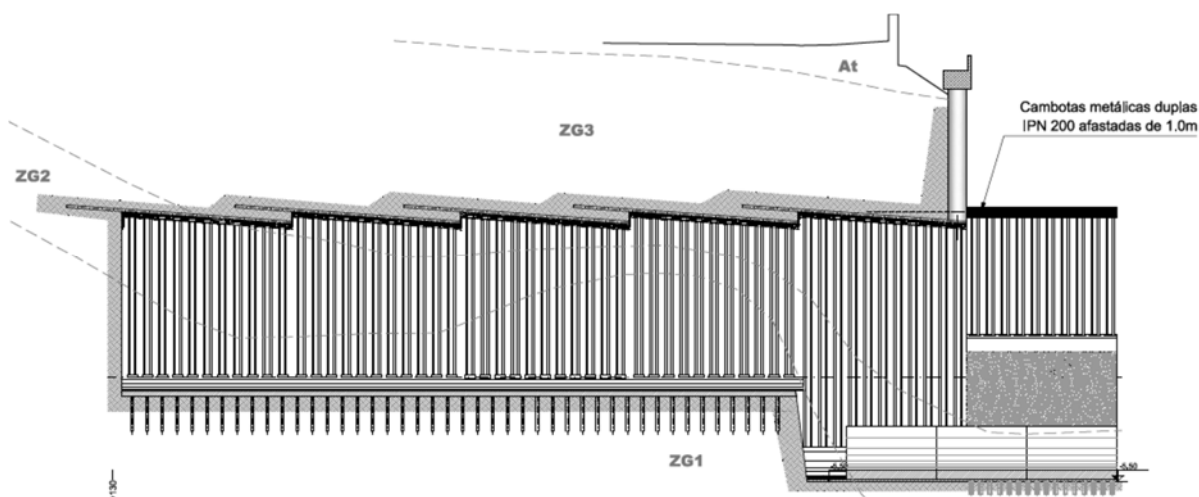


Fig. 201 – Fase 5 – escavação 36 m – conclusão da calote inferior em ZG3emb

O faseamento de execução é o seguinte:

- 1) Conclusão da escavação da calote inferior até o PK 9+130;

- 2) Escavação do alargamento lateral esquerdo do rebaixo (4a) e de metade do arco invertido, em avanços de até 0,80 m;
- 3) Aplicação de betão projetado C20/25, reforçado com fibras metálicas em espessura  $e=5\text{cm}$ ;
- 4) Prolongamento das cambotas metálicas da calote 2IPN 200, afastadas de 0,80 m;
- 5) Aplicação de betão projetado C20/25, com espessura máxima de 5cm por camada nos hasteais e abóbada reforçado com fibras metálicas, até se obter uma espessura final  $e=30\text{cm}$ ;
- 6) Repetição de 2 a 5, 6 vezes;
- 7) Repetição dos passos anteriores (2a 6) para o alargamento lateral direito do rebaixo e do arco invertido (4b);
- 8) Aplicação de betão projetado C20/25, com espessura de 10cm;
- 9) Execução do arco invertido definitivo até à frente de escavação com juntas de betonagem afastadas de 4.8 m;
- 10) Repetição dos passos anteriores (1 a 9) até o PK 9+130.

### 3.3.8. ESCAVAÇÃO E SUPORTE PRIMÁRIO DO TÚNEL

Para minimizar o impacto nos edifícios e no tráfego dos túneis em operação, foi previsto executar a escavação em rocha nas zonas ZG1 e ZG2 em duas fases, reduzindo-se o número de detonações e as fases construtivas. A primeira fase em calota até comunicar com a frente oposta, seguida do rebaixo em segunda fase. No entanto verificou-se uma alteração de geologia na frente poente (que estava mais avançada) ao PK9+141 antes de comunicar com a frente nascente, pelo que se passou a efetuar o rebaixo partindo da frente poente.

No Portal Poente, como referido anteriormente, a secção de escavação dos primeiros 14 metros (ZG1-Emb) é realizada com a execução de um guarda-chuva cilíndrico de proteção feito de micro estacas, tendo em consideração o baixo recobrimento de terreno e a presença da via férrea, garantindo assim assentamentos adequados à sua função.

Na frente de escavação desde o Portal Nascente em ZG3, como uniformização da escavação nos primeiros 9+36 m, de acordo com o referido para ZG1 e ZG2, apresenta vantagens quer na intervenção como um todo quer quanto ao nível mais baixo de assentamentos à superfície, já que combina a obtenção de uma frente inicial de escavação estável com a possibilidade de realizar enfilagens nos primeiros metros, guarda-chuva, com micro estacas afastadas de 350mm, comprimento de 12 m e sobreposição de 3 m e aplicação de barras de fibra de vidro injetadas com tecnologia P.E.R. Ground. O aterro parcial do talude frontal simultaneamente com a cortina de estacas ancorada no talude, permite reduzir os impactes na superfície e contribui para um efeito estabilizador

#### 3.3.8.1. Escavação em ZG1

A escavação neste tipo de secção executa-se em duas fases, calote superior e rebaixo.

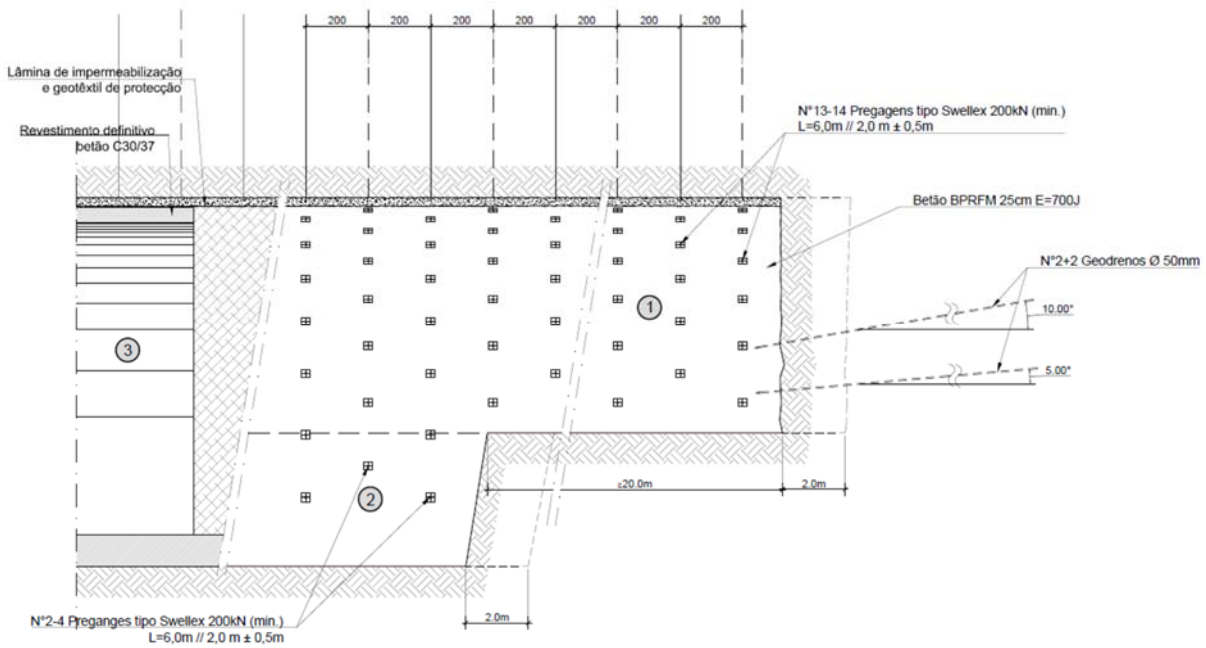


Fig. 202 – Corte longitudinal fase 1 e 2 – escavação e suporte primário em ZG1

### Fase 1 – Calote Superior

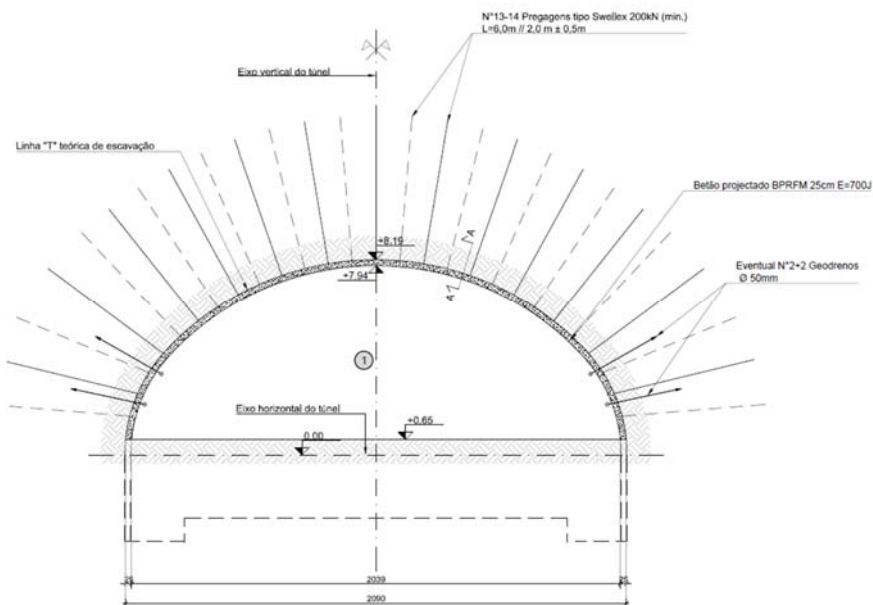


Fig. 203 – Secção tipo da fase 1 – escavação e suporte primário em ZG1

Faseamento:

- 1) Escavação de avanços até 2 m, com recurso a explosivos (Técnica de Smooth Blasting);

- 2) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, nos hasteais e abóboda, com espessura de 0.05 m;
- 3) Execução de pregagens tipo Swellex com 200 kN (mínimo), ou equivalente, com 6.0 m de comprimento e afastadas 2.0 m em malha em quincôncio;
- 4) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, nos hasteais e abóboda, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.25 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 2);
- 5) Execução de geodrenos de 50 mm de diâmetro, com comprimento de 15 a 20 m, onde requerido, dependendo da afluência de água à escavação;
- 6) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 5, até à conclusão da escavação da calote superior.

## Fase 2 – Rebaixo

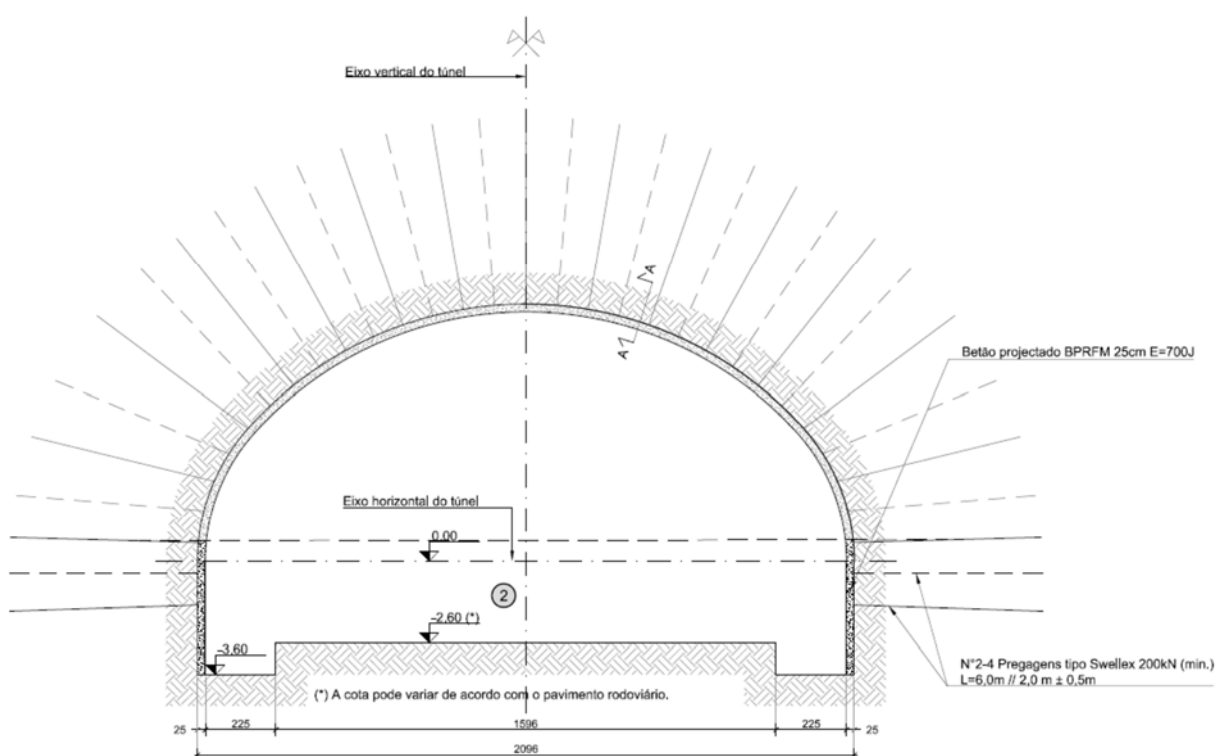


Fig. 204 – Seção tipo da fase 2 – escavação e suporte primário em ZG1

### Faseamento:

- 1) Escavação de avanços até 2 m, com recurso a explosivos (Técnica de Smooth Blasting);
- 2) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, nos hasteais, com espessura de 0.05 m;
- 3) Execução de pregagens tipo Swellex com 200 kN (mínimo), ou equivalente, com 6.0 m de comprimento e afastadas 2.0 m em malha em quincôncio;
- 4) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, nos hasteais, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.25 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 2);

5) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 4, até à conclusão da escavação do rebaixo.

### 3.3.8.2. Escavação em ZG2

A escavação em ZG2 é executada em 2 fases.

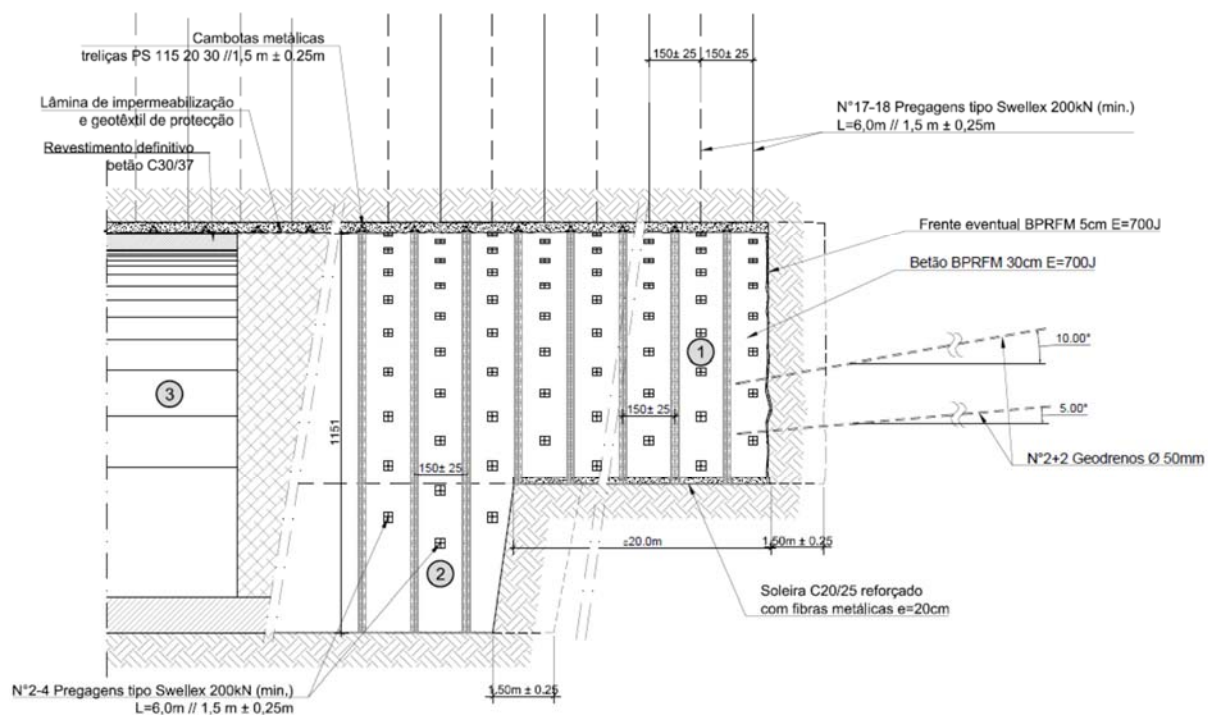


Fig. 205 – Corte longitudinal fase 1 e 2 – escavação e suporte primário em ZG2



## Fase 1 – Calote Superior

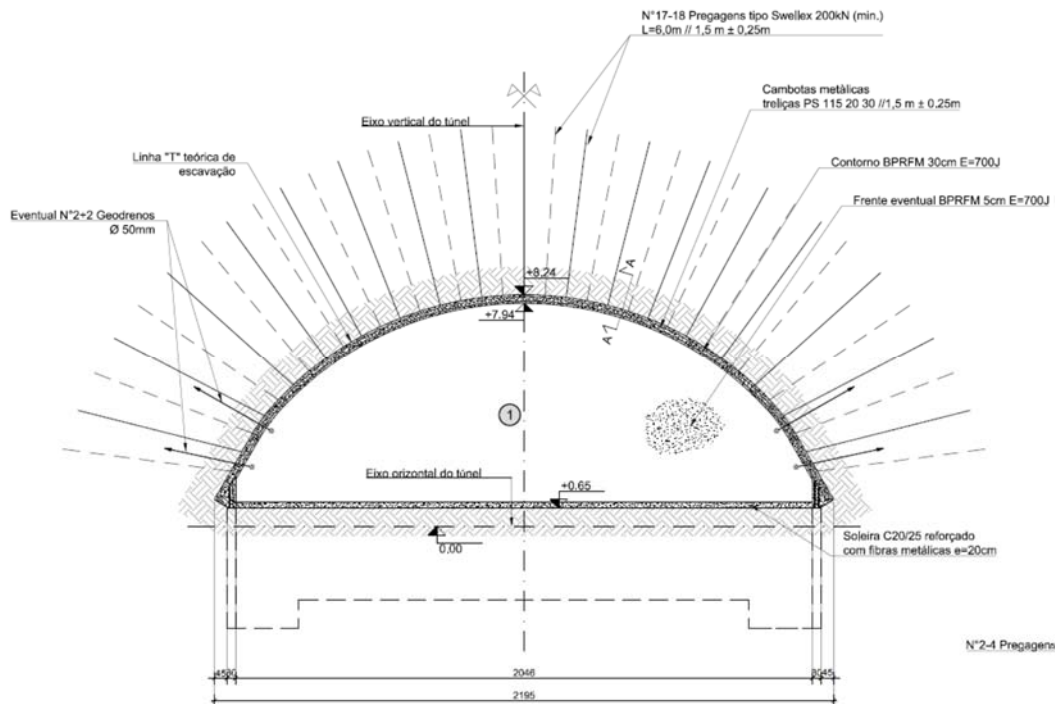


Fig. 206 – Seção tipo da fase 1 – calote superior - escavação e suporte primário em ZG2

### Faseamento:

- 1) Escavação de avanços até 1.5 m (com tolerância de +/- 0.25 m), com recurso a explosivos (Técnica de Smooth Blasting);
- 2) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, nos hasteais e abóboda, com espessura de 0.05 m;
- 3) Execução de pregagens tipo Swellex com 200 kN (mínimo), ou equivalente, com 6.0 m de comprimento e afastadas 1.5 m +/- 0.25 m em malha em quincôncio;
- 4) Aplicação de cambotas metálicas treliçadas tipo PS 115 20 30, afastadas 1.5 m (com tolerância de +/- 0.25 m), com pata de elefante;
- 5) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, nos hasteais e abóboda, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.30 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 2);
- 6) Eventual aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C25/30 e valor de absorção de energia  $E=700$  J, na soleira provisória, com uma espessura de 0.20 m;
- 7) Execução de geodrenos de 50 mm de diâmetro, com comprimento 20 m a cada 15 m, onde requerido, dependendo da afluência de água à escavação;
- 8) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 7, até à conclusão da escavação da calote superior.



## Fase 1 – Pré-suporte da Calote Superior

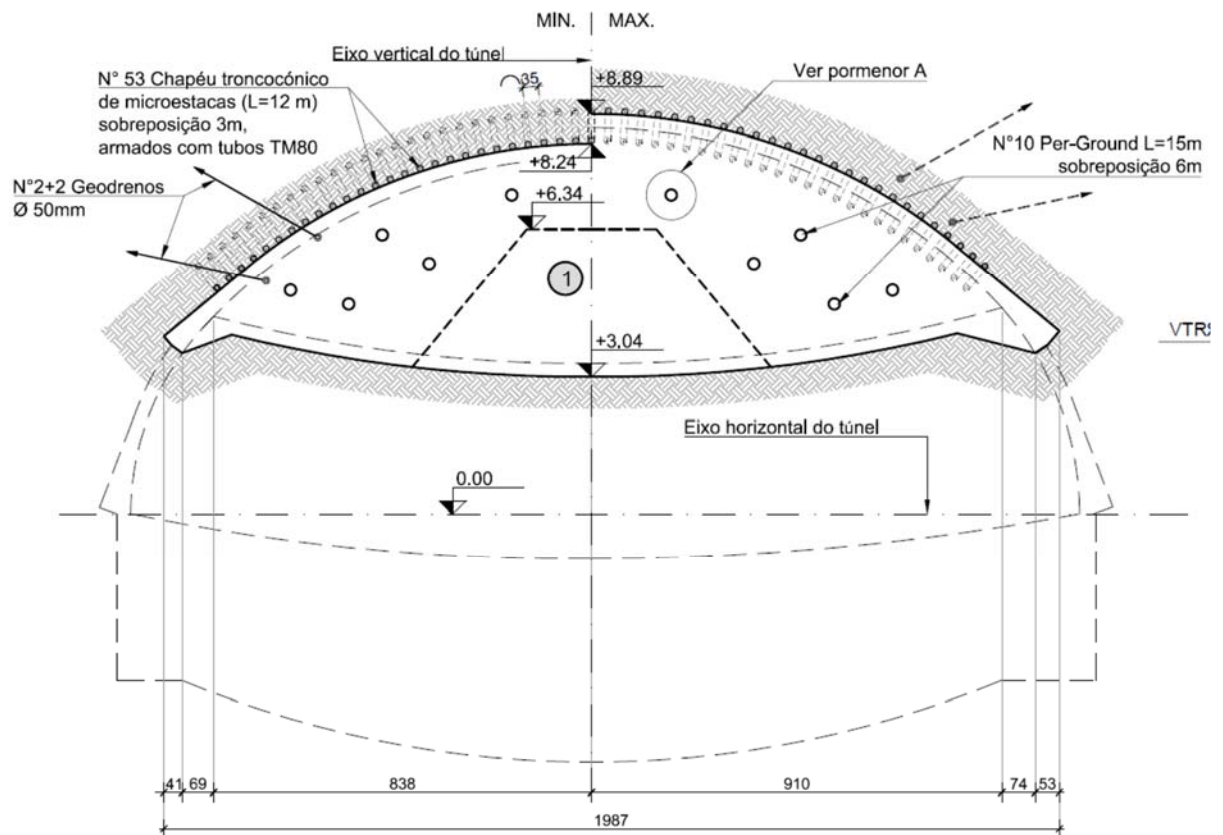


Fig. 208 – Seção tipo da fase 1 – pré-suporte da calote superior - escavação e suporte primário em ZG3

## Faseamento:

- 1) Execução de chapéu troncocônico com micro estacas (enfilagens), executadas com tubos TM 80 (diâmetro 88.9 mm e espessura de 7.1 mm), afastadas de 0.35 m radialmente. O comprimento das enfilagens é de 12 m com sobreposição de 3 m.
- 2) Execução na frente de escavação de 10 elementos estruturais, em fibra de vidro, com resistência à tracção >400 kN, com comprimento de 15 m, utilizando a tecnologia de P.E.R. Ground, ou equivalente, com 6 m de sobreposição;
- 3) Execução de geodrenos de 50 mm de diâmetro, com comprimento de 20 m, a cada 15 m de escavação, onde requerido, dependendo da afluência de água à escavação;
- 4) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 3, a cada 9 m, após a conclusão do ciclo de procedimentos da fase 2.

## Fase 2 – Calote Superior

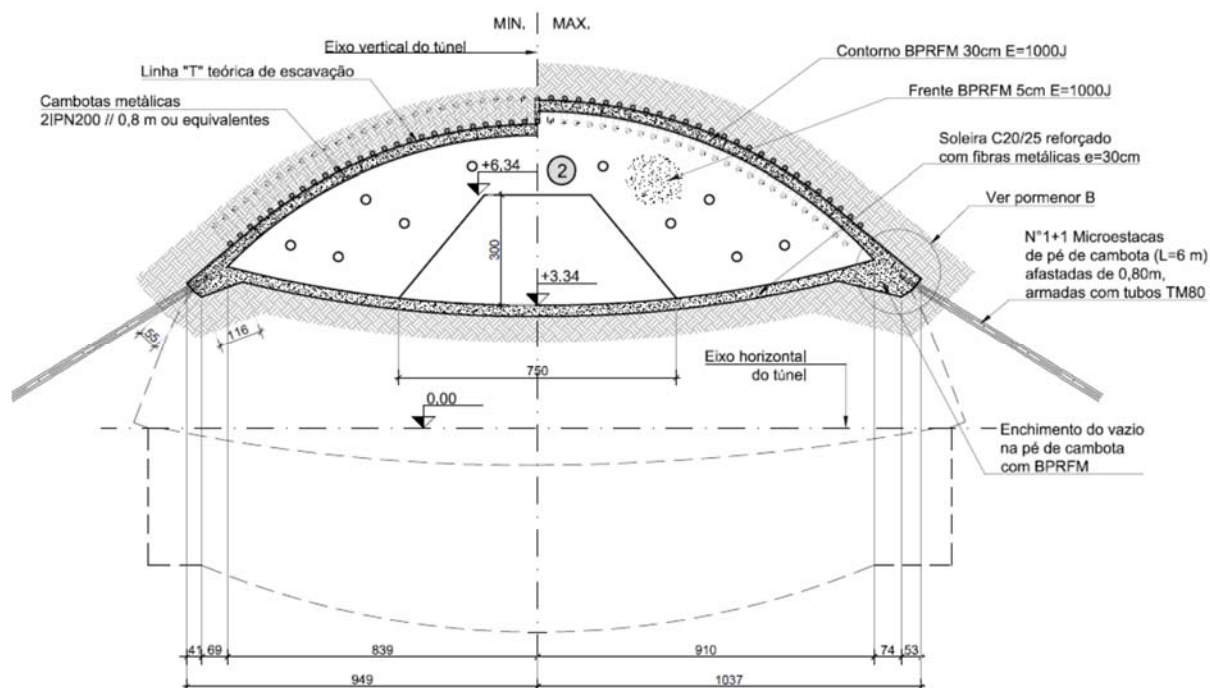


Fig. 209 – Secção tipo da fase 2 – calote superior - escavação e suporte primário em ZG3

### Faseamento:

- 1) Escavação em avanços de 0,80 m, deixando um núcleo central de 3,0 m de altura e 7,5 m de largura, para garantir a estabilidade da frente de escavação, que deverá ser removida a 5 m da frente de escavação, aproximadamente;
- 2) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, no contorno e na frente de escavação, com espessura de 0,05 m;
- 3) Colocação de cambotas metálicas de duplo perfil IPN 200, afastadas 0,80 m, com pata de elefante;
- 4) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, nos hasteais e abóboda, em camadas de 0,05 m até perfazer 0,30 m (incluindo a primeira camada de 0,05 m do ponto 2);
- 5) Aplicação de 1+1 micro estacas no pé das cambotas, com um comprimento de 6 m e afastadas 0,80 m, armadas com tubos metálicos TM 80, na área em que o núcleo central foi removido;
- 6) Enchimento com betão projetado C20/25 S5 e fibras metálicas, na zona do pé da cambota;
- 7) Eventual aplicação de betão projetado com fibras metálicas C20/25 S5 com 30 cm na soleira provisória;
- 8) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 7, até ao fim do campo do chapéu (9 m).

## Fase 3 – Calote Inferior

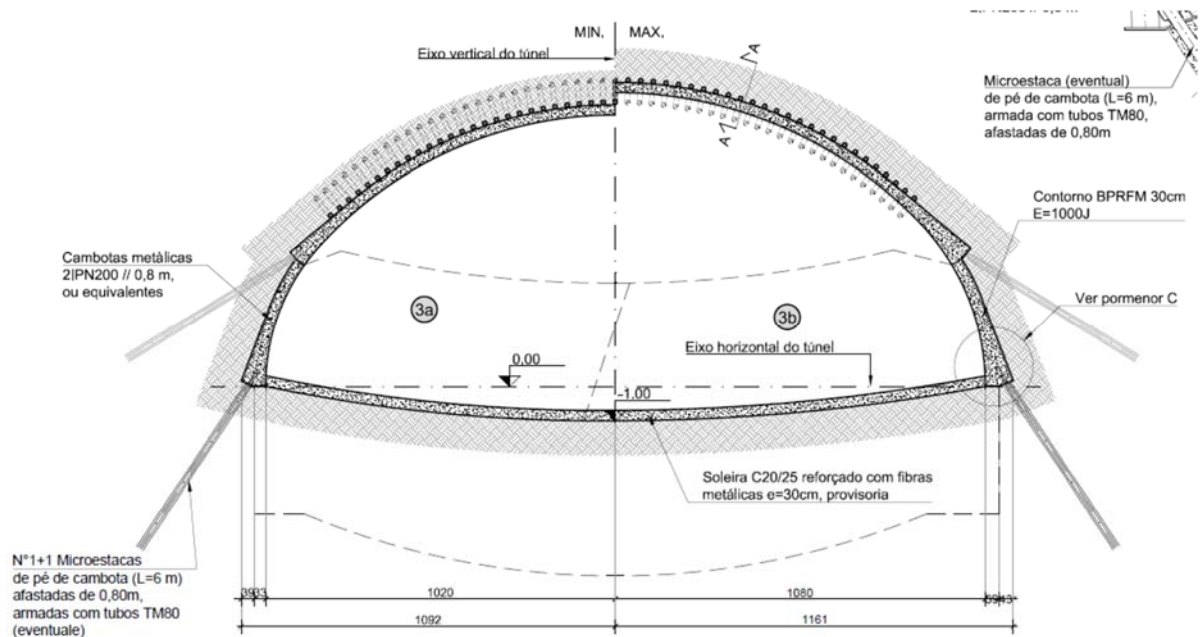


Fig. 210 – Seção tipo da fase 3 – calote inferior - escavação e suporte primário em ZG3

## Faseamento:

- 1) Escavação da metade lateral esquerda (3a) da calote inferior, em avanços de 0.8 m;
- 2) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, no hastel, com espessura de 0.05 m;
- 3) Colocação do prolongamento das cambotas metálicas de duplo perfil IPN 200, da fase de escavação da calote superior, afastadas 0.80 m;
- 4) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, no hastel, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.30 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 2);
- 5) Aplicação de 1+1 microestacas no pé das cambotas, com um comprimento de 6 m e afastadas 0.80 m, armadas com tubos metálicos TM 80, necessário apenas se na fase de rebaixo (fase 4) intercalar zona geotécnica ZG3;
- 6) Enchimento com betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, na zona do pé de cambota;
- 7) Eventual aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, na soleira provisória;
- 8) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 7, até ao fim do campo do chapéu ( 9 m);
- 9) Repetir o mesmo procedimento, do ponto 1 ao 7, para a escavação da metade lateral direita (3b) da calote inferior.



## Fase 4 – Rebaixo

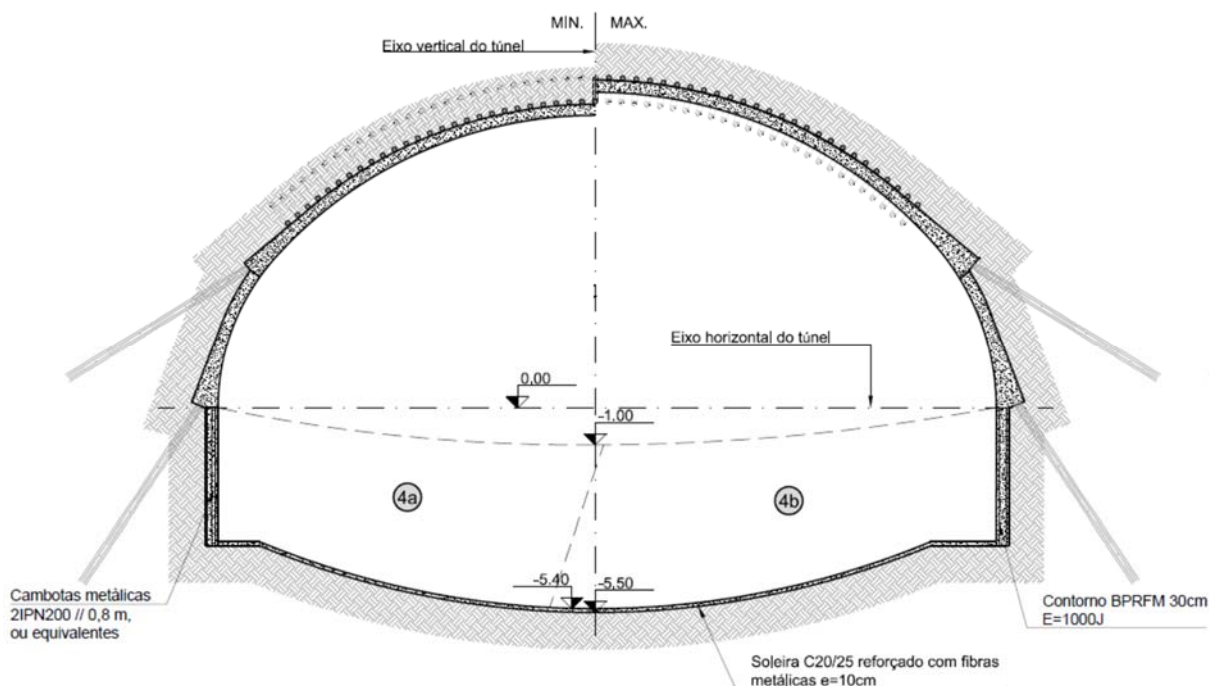


Fig. 211 – Seção tipo da fase 4 – rebaixo - escavação e suporte primário em ZG3

### Faseamento:

- 1) Escavação da metade lateral esquerda (4a) do rebaixo e de metade do arco invertido, em avanços de 0.8 m;
- 2) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, no hasteal, com espessura de 0.05 m;
- 3) Colocação do prolongamento das cambotas metálicas de duplo perfil IPN 200, da fase de escavação da calote inferior, afastadas 0.80 m;
- 4) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, no hasteal, em camadas de 0.05 m até perfazer 0.30 m (incluindo a primeira camada de 0.05 m do ponto 2);
- 5) Repetição de 1 a 4, 6 vezes;
- 6) Repetição dos passos anteriores (1 a 5) para o alargamento lateral direito do rebaixo e do arco invertido (4b);
- 7) Aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, classe C20/25 S5 e valor de absorção de energia  $E=1000$  J, na soleira com 10 cm;
- 8) Execução do arco definitivo invertido até a frente de escavação com juntas de betonagem afastadas de 4.8 m;
- 9) Repetir este procedimento, do ponto 1 ao 9.

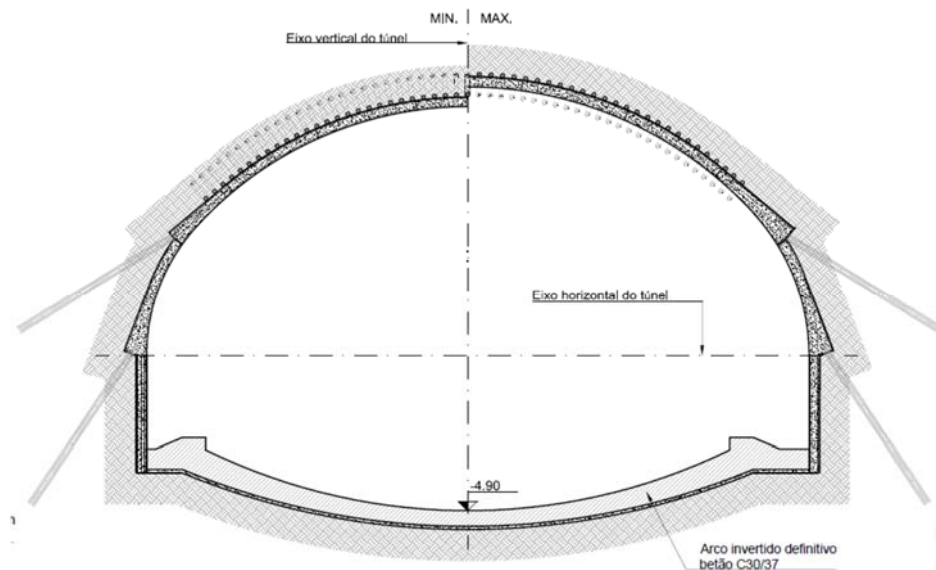


Fig. 212 – Seção tipo da fase 4 – rebaixo – arco invertido em ZG3



Fig. 213 – Execução do arco invertido em ZG3 (TAS 15/02/2017)

#### 3.3.8.4. Sequência de escavação, plano de fogo tipo e explosivos

Na abertura de grande parte do túnel, ZG1 e ZG2, foi necessário recorrer à utilização de explosivos, recorrendo-se a planos de fogo definidos de forma a minimizar os efeitos negativos da explosão sobre as características resistentes do maciço rochoso. Para tal utilizou-se a técnica de “Smoth-blasting” com furos e tiros de recorte no contorno da secção e utilização de sequências de tempos adequados a cada situação. Para reduzir a carga instantânea recorreu-se à utilização de detonadores eletrónicos,

garantindo um grau de previsibilidade da pega de fogo, possibilitando temporizações de retardo mais precisas minimizando as vibrações, permitindo a dessincronização de frequências induzidas por pega.

Com o avanço das escavações, os planos de fogo foram sendo ajustados e otimizados durante o decorrer da obra, em função dos resultados dos ensaios, estudos de vibrações e tendo em conta o comportamento do maciço rochoso. Pela primeira vez na execução de um túnel, foram utilizados detonadores eletrônicos e não elétricos simultaneamente.

Na escavação realizada com meios mecânicos em zona de material brando ZG3, é utilizada a giratória munida com balde, ripper e/ou martelo demolidor.

O faseamento da escavação em avanços com explosivos, foi efetuado de acordo com o método NATM, com ciclos entre 14 e 17 horas, com 1 a 3 turnos:

- 1) Marcação da pega e perfuração. A marcação da furação é feita com apoio de um laser instalado no hasteal do túnel que dá o alinhamento ao Jumbo, sendo a pega programada no computador do equipamento. A furação é executada pelo Jumbo, com Ø45 mm nos furos para explosivos e Ø102 mm nos furos caldeiro. Na frente poente recorreu-se a um Jumbo BOOMER XL3C de 3 braços, e na frente nascente a um BOOMER L2C, da Atlas Copco.
- 2) Carregamento dos furos. Para carregamento dos furos são utilizados escadotes e um multifunções plataforma elevatória com cesto tipo MANITOU MRT 1432. Os planos de fogo, elaborados sempre na véspera são efetuados atendendo às condições geotécnicas observadas. Os explosivos são transportados no próprio dia pelo fornecedor com as quantidades definidas, evitando-se assim a existência e licenciamento de um paiol em obra. A colocação é efetuada por operadores de explosivos credenciados.
- 3) Detonação dos furos. Previamente à detonação é efetuado o corte da A4 e das vias adjacentes no portal nascente, e realizado todos os procedimentos de segurança previstos, nomeadamente a evacuação de todo o pessoal da zona de risco, e desligado o sistema elétrico do túnel.
- 4) Ventilação do túnel. A ventilação é efetuada por um ventilador ZITRON ZVN 1-14-45/6 de Ø1400 mm e 45 kw, colocado na boca poente do túnel, para renovar o ar e fazer com que as poeiras resultantes da detonação sejam expelidas para o exterior.
- 5) Remoção de escombros para vazadouro. A carga do escombros é efetuada por pá carregadora VOLVO L150F e/ou escavadora giratória KOMATSU PC210.
- 6) Saneamento e observação da frente de escavação, mecânico e/ou manual. Efetuado por escavadora KOMATSU PC210.
- 7) Suporte primário.
  - a. Enfilagens com furação executada pelo Jumbo e injeção utilizando uma central UNIGROUT FLEX M da Atlas Copco
  - b. Betão projetado com fibras metálicas efetuado por robot PUTZMEISTER PM 500. O betão fabricado em central, fornecido e transportado pela Betão Liz, é descarregado diretamente na tremonha do robot.
  - c. Cambotas metálicas colocadas com escavadora e multifunções
  - d. Pregagens swellex SP 24 (240 KN) com 6 m da Atlas Copco, sendo o furo Ø51 mm executado pelo Jumbo, e a injeção hidráulica por uma bomba de swellex PSP300 da Atlas Copco



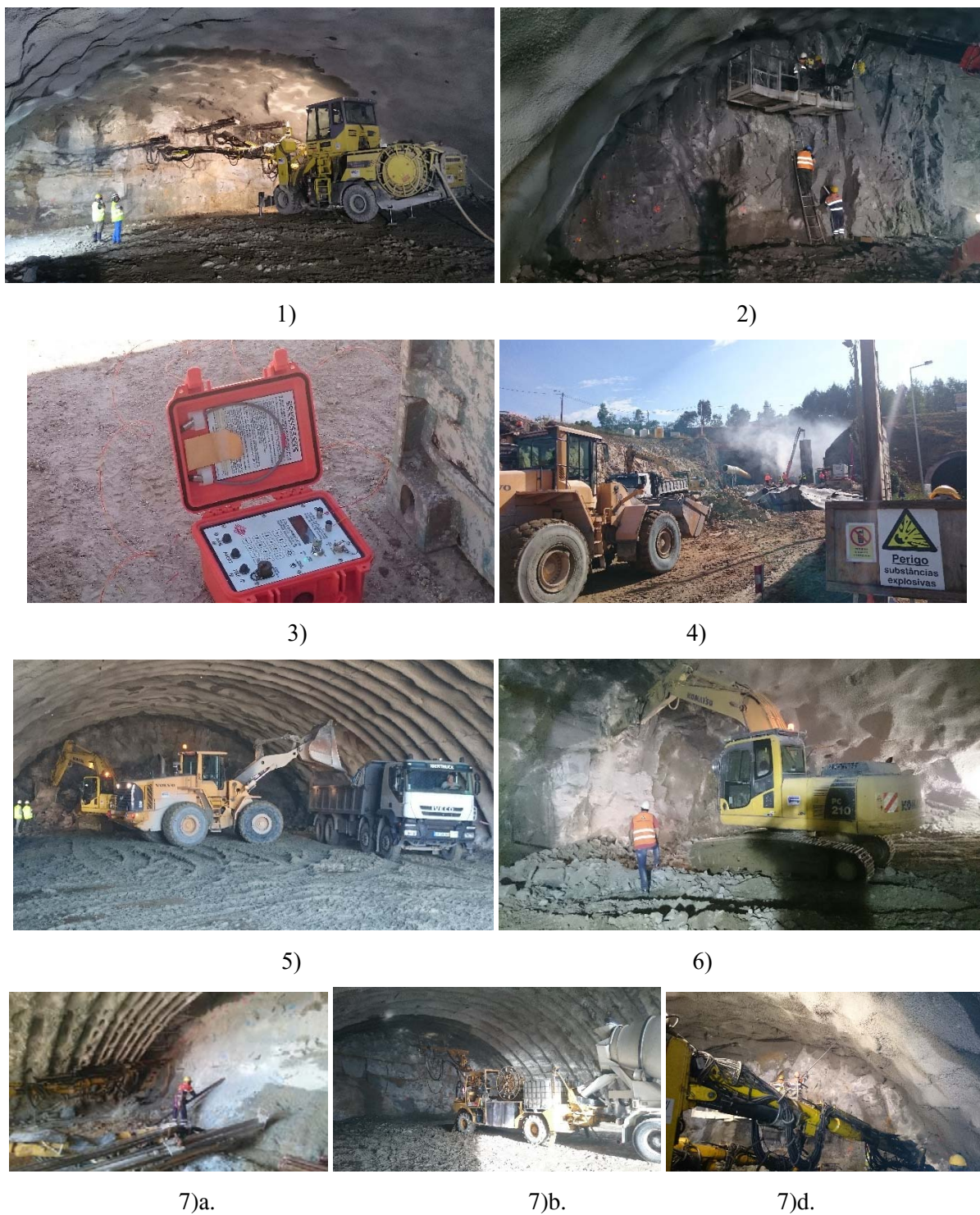


Fig. 214 – Ciclo de escavação mineira (TAS)

Como explosivos foram utilizadas emulsões fornecidos por Moura, Silva & Filhos, S.A.:

- GEMULIT SUPER 100 em cartuchos com 32x550 mm e velocidade de detonação de 5400 m/s, no caldeiro, destroça e sapateiras;

- GEMULIT EXTRA ROUGE em cartuchos 25x240 mm e velocidade de detonação 5500 m/s, nos furos de recorte, juntamente com cordão detonante de 80 g/m, previamente colocados em canas.

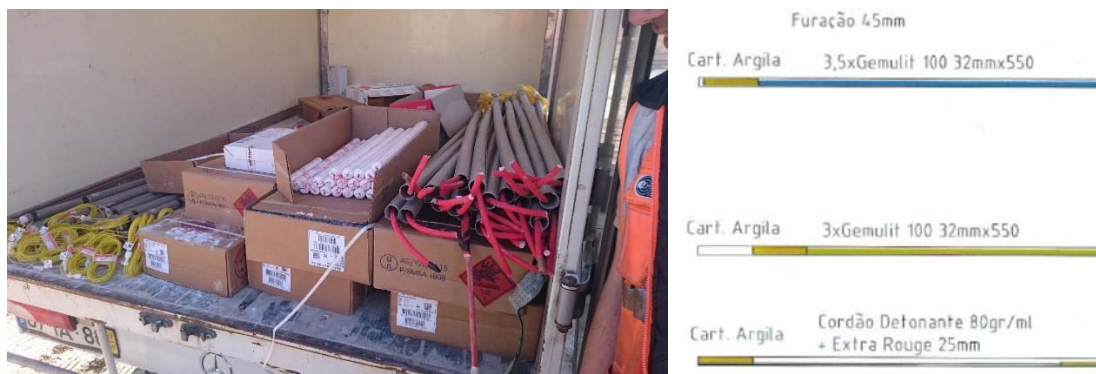


Fig. 215 – Tipo de explosivos utilizados no TAS (emulsões e cordão detonante)

Como detonadores foram utilizados:

- Detonadores não elétricos de retardo longo RIONEL LP, e detonadores de retardo milissegundo não elétricos RIONEL MS, da Maxam;
- Detonadores elétricos para início da pega com temporizador eletrónico E\*STAR da Austin Powder.



Fig. 216 – Detonadores elétricos e não elétricos utilizados no TAS



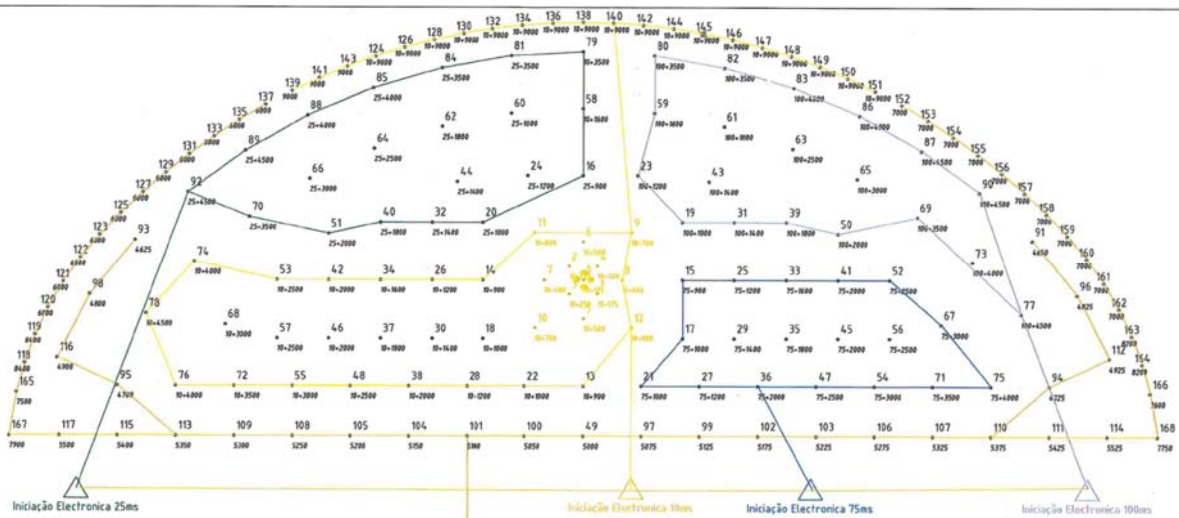


Fig. 217 – Diagrama de fogo tipo utilizado na calote superior ZG1 ao Pk 8+904 no TAS

Quadro 43 – Plano de fogo tipo utilizado na calote superior ZG1 ao Pk 8+904 no TAS

**LOCALIZAÇÃO**

Emboquilhamento Poente - Secção ZG1 - Calote	Pk: 8+904,00 a 8+906,00
--	-------------------------

**1 - DADOS**

DIÂM. DO FURO	AVANÇO	AFASTAMENTO/ESPAÇAMENTO		EFICIÊNCIA PREVISTA	AVANÇO PREVISTO	SEÇÃO	NÚMERO DE FUROS
45,00 mm	2,25 m	0,76	0,76 m	0,90 %	2,02 m	119,50 m²	169,00 UN
COMPRIMENTO TOTAL PERFURADO	VOLUME TOTAL ROCHA		NÚMERO FUROS VAZIOS	DIAM. FUROS VAZIOS	COEFICIENTE DE PERFURAÇÃO		
389,25 m	241,96 m³		4,00 un.	102 mm	1,61 m/m³		

**2 - CARREGAMENTO**

**2.1 - EXPLOSIVO CARGA DE FUNDO E COLUNA**

Gemulit super 100/32		
Peso / cartucho (*)	Diametro Nominal	Comprimento do Cartucho
0,54 Kg	32 mm	55,00 cm
PESO TOTAL DAS CARGAS		RAZÃO DE CARGA
215,45 kg		0,89 kg/m³
CARGA MÁXIMA/RETARDO (SITUAÇÃO + DESFAVORÁVEL)		
4,86 kg	3.500 ms	

**2.2 - EXPLOSIVO CARGA DE FUNDO CONTORNO**

Gemulit Extra Rouge 25		
Peso / cartucho (*)	Diametro Nominal	Comprimento do Cartucho
0,14 Kg	25 mm	24,00 cm
2.3 - CORDÃO DETONANTE		
Tipo 80 gr	Total aplicar	100,00 m 8,00 kg
CARGA MÁXIMA/RETARDO (SITUAÇÃO + DESFAVORÁVEL)		
5,76 kg	9.000 ms	

TIPO de FURO	QUANTID. de FUROS	COMPRIMENTO P/ FURO	CARGA de FUNDO		CARGA de COLUNA		TIPO de EXPLOSIVO	ATAC.	CARGA TOTAL	Detonadores (**), (***)				
			1,00	0,54	1,35	1,33				3,5	TIPO	NÚMERO	Tempo (ms)	
Caldeiro	13	2,25	1,00	0,54	1,35	1,33	3,5	Ctx Gemulit 100/32	0,35	24,39	RIONEL		125	800
Contorno	47	2,25	1,00	0,14	2,25	0,17	1	Ctx Gemulit Extra R./25 + C.Det. 80Gr	0,30	14,58	E'Star		6.000	900
Destroça	90	2,25	1,00	0,54	1,09	1,08	3,0	Ctx Gemulit 100/32	0,61	145,72	RIONEL		900	4.925
Sapatelras	19	2,25	1,00	0,54	1,09	1,08	3,0	Ctx Gemulit 100/32	0,61	30,76	E'Star		5.000	5.525
SUB-TOTAL	169	m	un.	kg	m	kg			m	215,45 kg			ms	ms

**3.3.9. REVESTIMENTO DEFINITIVO DO TÚNEL**

O revestimento final do túnel é constituído pelas seguintes fases:

- Execução das sapatas laterais da abóbada em betão armado;

- Colocação da impermeabilização e drenagem da abóbada com geodreno Ø200, geotêxtil com 500 g/m<sup>2</sup> e membrana de PVC com 2 mm;
- Execução do arco em betão armado.

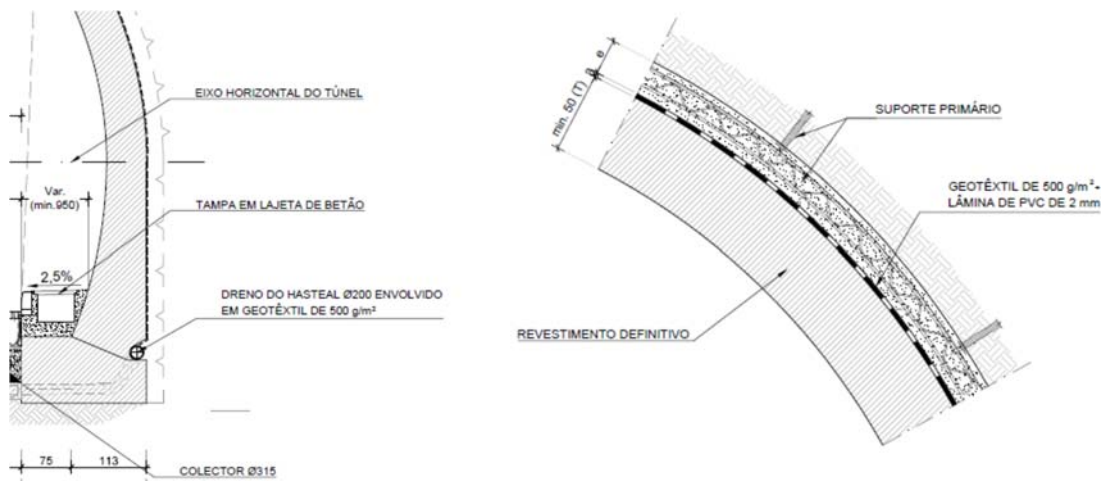


Fig. 218 – Pormenor do revestimento definitivo no TAS

### 3.3.9.1. Sapatas laterais em betão armado

As armaduras em aço A500 NR SD, vêm já cortadas e dobradas do fornecedor, de acordo com o projeto, sendo efetuada a armação em estaleiro por tramos de 12 m e transportadas para o túnel por camião grua. Durante esta fase são deixadas as armaduras de espera para execução da abóbada.

O betão fornecido pela Betão Liz em camiões betoneira, descarrega diretamente sobre a sapata, e em locais como os nichos, utiliza-se balde em escavadora ou camião grua. A cofragem é constituída por painéis metálicos e placas de contraplacado revestido com fenólico.



Fig. 219 – Montagem e transporte das armaduras (TAS)



Fig. 220 – Betonagem das sapatas (TAS 10/2016)

### 3.3.9.2. Sistema de impermeabilização e drenagem

Para execução da impermeabilização, após colocação do geodreno no fundo do hasteal, é necessário recorrer a um carro de andaime sobre carris, cuja movimentação é efetuada por cabos engatados ao multifunções ou outro equipamento disponível.



Fig. 221 – Movimentação do carro de andaimes de colocação de geotêxtil e geomembrana (TAS 25/01/2017)





Fig. 222 – Colocação do sistema de impermeabilização (TAS 22/02/2017)

O dreno a aplicar no tardo da armadura são varas de 6 m com peso aproximado de 6 kg. A sua aplicação será feita manualmente ao nível do solo com auxílio de um trabalhador que posicionado na zona da junta da armadura fará passar a ponta do tubo e o irá empurrando. Para executar a união dos tubos o trabalhador estará posicionado junto da armadura, bastando para tal fazer passar as mãos entre a armadura.



Fig. 223 – Colocação do dreno (TAS 22/02/2017)

Seguidamente procede-se à colocação do geotêxtil.

Para maior proteção da camada impermeabilizante, entre o suporte primário e a lâmina de PVC, será instalada uma camada de geotêxtil de polipropileno GEOLAND MC 500, de 500g/m<sup>2</sup> fornecido em rolos, em que cada rolo de Ø0,60 por 3,3 m de comprimento, pesa aproximadamente 99kg.

O rolo de geotêxtil é cortado em tramos de 30m e desenrolado parcialmente, com auxílio de dois trabalhadores, para permitir a fixação inicial ao eixo do túnel e posteriormente será deixado “cair” e o seu desenrolar será feito por gravidade.

A fixação da manta de geotêxtil à parede do revestimento primário do túnel é feita através da cravação de pregos de anilha larga. A quantidade de fixações é a necessária para se obter um correto posicionamento das mantas de geotêxtil, de forma que estas não fiquem em tensão ao ajustar-se à superfície de contacto do sistema de impermeabilização. Esta fixação é reforçada posteriormente aquando da aplicação das rondelas, do mesmo material da geomembrana, para suspensão da própria geomembrana. Após colocação do geotêxtil de proteção, inicia-se a colocação das rondelas, que serão fixadas ao betão projetado por meio de pregos de disparo e anilha ajustáveis à cavidade existente na própria rondela. A quantidade e posicionamento das rondelas, conforme figura seguinte, poderá ser diferente no teto, nos hasteais e de zona para zona, em função das irregularidades da superfície de contacto do sistema de impermeabilização, bem como da geometria da mesma, admitindo-se duas a quatro unidades por metro quadrado, prevendo-se normalmente uma densidade superior na abóbada, e inferior nos hasteais à medida que se desce para a base deste. Após a fixação do primeiro rolo de geotêxtil será desenrolado o segundo rolo, que se sobreporá ao primeiro cerca de 0,50 m.

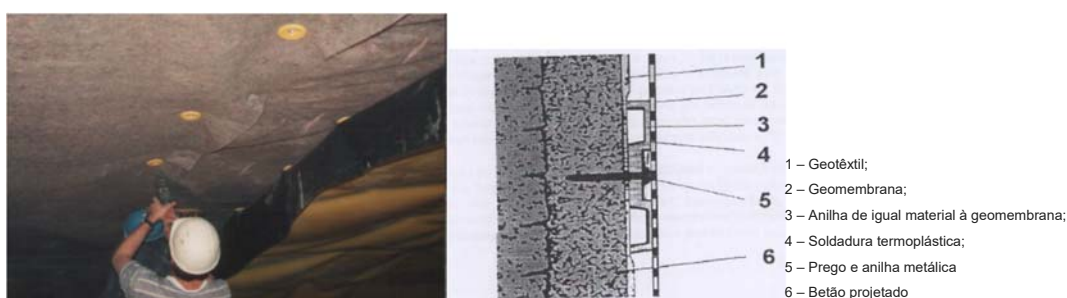


Fig. 224 – Aplicação de rondelas do mesmo material da geomembrana (Félix, J.)

Seguidamente, será instalado o primeiro rolo de geomembrana FLAGON BSL 2.0 com 2 mm de espessura, promovendo a sua termo soldadura às rondelas, conforme figura seguinte, mediante a utilização de aparelhos manuais de ar quente.



Fig. 225 – Termo soldadura da geomembrana às rondelas e aspeto da ligação entre ambas (Félix, J.)

Cada rolo de geomembrana de 20x2,1m, com Ø 30cm pesa aproximadamente 109 kg. O rolo será desenrolado parcialmente, com auxílio de dois trabalhadores, para permitir a fixação inicial ao eixo do túnel e posteriormente será deixado “cair” e o seu desenrolar será feito por gravidade.

Nas zonas de sobreposição da geomembrana e respetiva soldadura serão removidas as cintas de travamento da armadura de espera previamente colocada nas sapatas, para permitir o posicionamento e funcionamento da máquina de soldar.

Depois de aplicado o primeiro painel de geomembrana, será colocado o segundo, e assim consecutivamente, procedendo-se de igual modo e garantindo uma sobreposição da ordem dos 8 a 15



cm (esta sobreposição poderá variar em função da uniformidade da superfície na zona onde se localize esta sobreposição e do equipamento utilizado), contando que será colocada com face sinalizadora para o interior do túnel. Na presente situação a impermeabilização deverá ser realizada sempre em todo o contorno do perímetro dos hasteais e abóbada, até ao dreno que será envolvido por esta.

Para executar a dupla termo soldadura entre os painéis da geomembrana, (à temperatura controlada de até  $\pm 560^{\circ}\text{C}$ ), são utilizadas máquinas automáticas de termo soldadura dupla a jato de ar quente, conforme figura seguinte. Antes de cada sessão de termo soldaduras, os equipamentos são testados através de ensaios destrutivos expeditos, em pequenos troços de geomembrana do mesmo tipo, afim de se proceder às correções e ajustes necessários.



Fig. 226 – Equipamento de dupla soldadura simples e dupla (Félix, J.)

As termo soldaduras simples serão testadas visualmente complementado com o sistema mecânico de verificação por haste metálica, sendo que as termo soldaduras duplas serão testadas por pressão através da injeção de ar no canal de prova e submetido a uma pressão de 2 Bar, conforme figura seguinte. A termosoldadura testada será considerada apta se durante cerca de cinco minutos o abaixamento da pressão não ultrapassar os 20 %.



Fig. 227 – Ensaio de soldaduras duplas (Félix, J.)

Após marcação e furação do sistema de impermeabilização será realizado um furo no suporte primário (diâmetro cerca de 20 mm e profundidade ajustada às necessidades do suporte) com recurso a berbequim, no qual se instalará um varão de  $\varnothing 20\text{mm}$ , selado com resina de epóxi de presa rápida.



Fig. 228 – Colocação de “trumpets” (Félix, J.)

Posteriormente será introduzido no varão uma peça especial “trumpet” que irá ser termo soldada à geomembrana de PVC e será apertada ao varão com auxílio de duas abraçadeiras inox e selada com mástique de base poliuretano, para um remate estanque.

### 3.3.9.3. Execução do arco em betão armado

Para o revestimento final do túnel foi utilizado um betão fornecido e fabricado pela Betão Liz, C30/37 S4 XC4 (P) D22 CI0,4 (BRIE), com incorporação de fibras de polipropileno SIKA CRACKSTOP com Ø<18 micron para minimizar a fendilhação, na dosagem de 1.0 kg/m<sup>3</sup>, cujo principal requisito especificado é a obtenção da resistência mínima de 14 Mpa às 12h de idade, com a preocupação de apresentar um betão com boa trabalhabilidade e facilidade na bombagem, características por vezes antagónicas com elevadas resistências iniciais do betão. Com esta solução foi possível obter ciclos de 9/10 h com a resistência solicitada.

**Betão Liz, S.A.**

**COMPOSIÇÕES DE BETÃO**

Centro de Produção de: Rio Tinto / Senhora da Hora      Obra: Túnel de Águas Santas - Maia.      Data: 2016/11/14  
 Cliente: RRC / Conduril / Amândio Carvalho.

Comp. N.º	Designação do Betão	Ligante (kg)	Cimento (kg)	C.V. (kg)	Areia F (kg)	Areia M (kg)	Brita 0 (kg)	Brita 1 (kg)	Brita 2 (kg)	Água (kg)	Plast. (kg)	Super. (kg)	Esp. (kg)	Razão A/L Eq.	Obs.
848242360	C30/37.S4.XC4(P).D22.CI0.4(BRIE)	360	360	0	640	0	430	330	450	165	1,08	2,16	1,00	0,52	

a) Código: 182371414844  
 b) Cumpre também a Classe de Exposição Ambiental XC3(P);  
 c) Consistência avaliada antes da adição de Fibras pelo Cliente.

Composições para um metro cúbico de betão, calculadas com os agregados saturados com a superfície seca.      NP EN 206-1: 2007

Observações:  
 Adenda ao Relatório n.º 534/15  
 Relatório n.º 684/16

Elaborado / Verificado por: António A. Rodrigues

Cimento: CEM II/A-L 42.5 R - Cimpor, Souselas  
 C.V.: Cinzas Volantes  
 Plast.: Adjuv. Plastificante Sikament 414 PT - Sika [0,2% a 1,0%]  
 Super.: Adjuv. Superplastificante SikaPlast 811 - Sika [0,4% a 1,0%]  
 Esp.: Adjuv. Master X - Seed 130 - BASF

Aprovado por: José C. Marques

LAB.03.1

Fig. 229 – Composição do betão C30/37 BRIE do revestimento final (TAS)

As armaduras vêm previamente cortadas e moldadas do fornecedor, conforme projeto. Ao contrário das sapatas, e devido à dimensão, os vários elementos de aço são montados por armadores de ferro no local da betonagem. Para a sua colocação é também usado um carro de andaime sobre carris semelhante ao da impermeabilização, mas com 14 m.

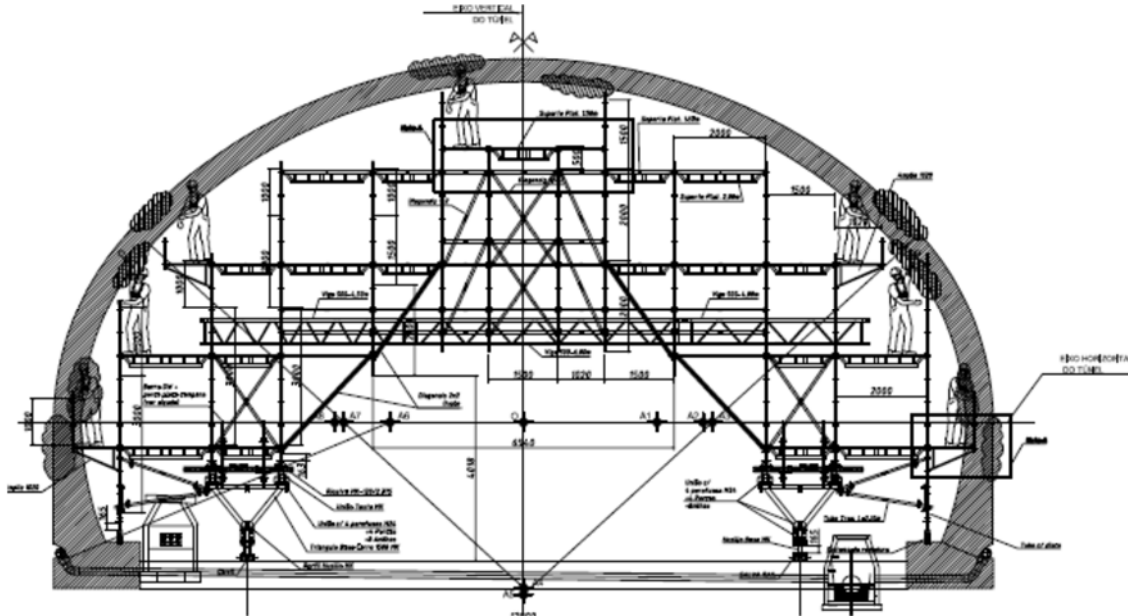


Fig. 230 – Secção tipo do carro de andaimes para montagem das armaduras



Fig. 231 – Carro de andaimes sobre carris para montagem das armaduras no falso túnel poente (TAS 04/01/2017)



O revestimento definitivo tem processos diferentes de execução no túnel mineiro e no falso túnel, uma vez que o falso túnel tem a cofragem adicional da abóbada e do arranque do “Bico de Pato”. O processo é iniciado no Falso túnel no emboquilhamento Poente em duas fases para cada tramo, a 1.<sup>a</sup> fase caracteriza-se pela betonagem dos hasteais até 3m de altura e a 2.<sup>a</sup> fase será a conclusão da betonagem do revestimento da abóbada. Esta divisão visa simplificar a execução da 2.<sup>a</sup> fase, dado que posteriormente a zona betonada servirá como base de sustentação à cofragem do tramo seguinte.

No falso túnel poente, a betonagem é dividida em 3 tramos, um com 13 m (do bico de pato) e 2 de 12 m.

No 1º tramo, com duas fases:

- Betonagem com 13 m de comprimento, zona correspondente ao “bico de pato” com cofragem lateral. Para a cofragem lateral serão utilizados 6 painéis de cofragem metálica com dimensões 3,00 x 2,40 m, unidos lateralmente por caranguejos.
- Betonagem da abóbada com carro de cofragem. Para preenchimento do espaçamento entre a cofragem metálica e a parede do maciço rochoso será aplicada manualmente cofragem em madeira com recurso a tábuas e barrotes.

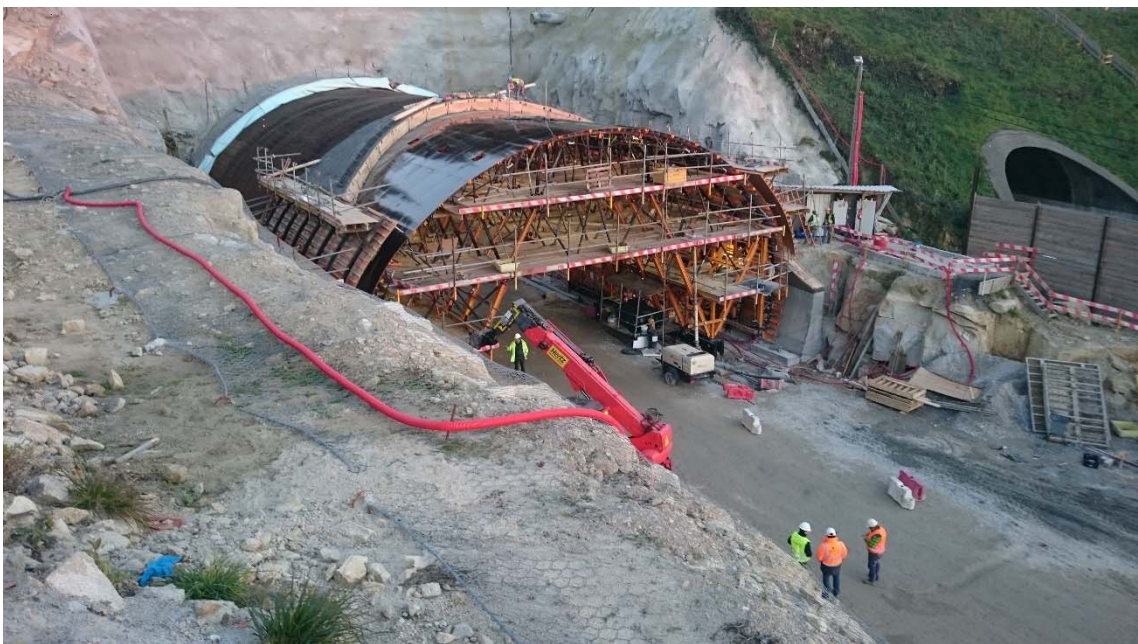


Fig. 232 – Betonagem da abóbada do 1º tramo (TAS 18/01/2017)

No 2º e 3º tramos, com duas fases:

- Betonagem de 1.<sup>a</sup> fase com 12 m de comprimento contra o terreno adjacente, utilização apenas de um painel de cofragem metálica frontal com dimensão 3,00 x 2,40 m;
- Betonagem da abóbada com carro de cofragem.

O carro de cofragem fornecido pela ULMA, uma estrutura de 12 m de comprimento, que dispõe de 14 cilindros de carga (7 de cada lado), 4 são para nivelar o carro e 8 cilindros de aperto (4 de cada lado) e 4 rodas de avanço, sendo 2 motorizadas mediante motores de acionamento hidráulico.

As fases previstas para o ciclo de movimentação, descida, avanço e ajuste do Carro, são movimentos realizados por um circuito com uma central hidráulica com 4 linhas de trabalho acondicionadas com grupos de válvulas independentes.

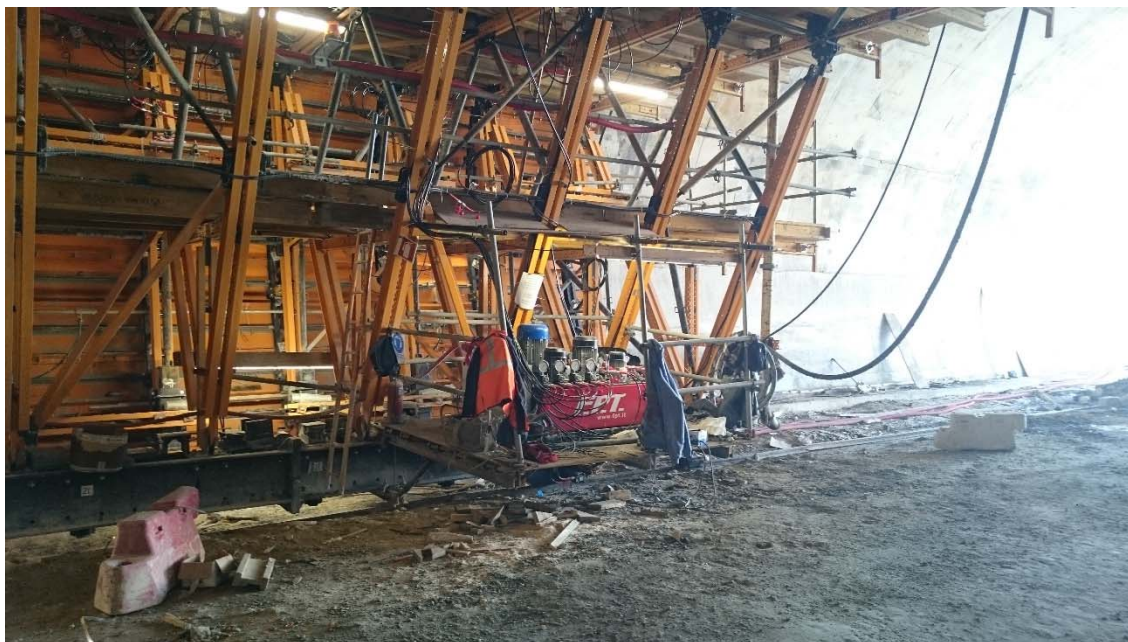


Fig. 233 – Sistema de comando hidráulico do carro de cofragem (TAS 25/01/2017)

Para a betonagem, o camião betoneira posicionar-se á junto do lado direito do carro, na proximidade da bomba de betão que estará ligada à rede de tubagem e válvulas de betonagem do carro de cofragem. A betonagem é efetuada e controlada através das janelas existentes no próprio carro de cofragem. As válvulas vão sendo abertas e fechadas consoante o nível de betonagem vai subindo. A vibração do betão será realizada com recurso à unidade pneumática instalada no próprio carro de cofragem.

### 3.4. ASPETOS RELACIONADOS COM A GESTÃO DE OBRA

#### 3.4.1. ESCAVAÇÃO DO TÚNEL MINEIRO COM EXPLOSIVOS

Através do controlo da atividade e rendimentos aferimos os seguintes dados:

- A escavação ocorreu entre 21/04/2016 e 03/02/2017 (199 dias úteis de trabalho)
- O rendimento de avanço obtido por dia útil de trabalho foi de 1,54 m/dia
- A abertura de passagem entre a frente poente e nascente ocorreu no dia 13/12/2016
- Foram utilizadas cerca de 52 toneladas de explosivos em emulsão e cordão detonante, com uma taxa de 0,86 kg/m<sup>3</sup>
- Do valor de custo de produção de 35€/m<sup>3</sup> da escavação, cerca de 32% do preço, refere-se ao uso dos explosivos implicando custos adicionais com policiamento e corte de via e o uso de detonadores eletrónicos com preço 6x superior aos não elétricos



- 80% da escavação em ZG1, 7% em ZG2 e 13% em ZG3

A frente nascente avançou cerca de 20 m em túnel mineiro, tendo a frente poente avançado 286,15 m e efetuado todo o rebaixo do túnel

Com um total teórico de escavação mineira 60.307,45 m<sup>3</sup>, correspondendo um volume real medido de 62.416,15 m<sup>3</sup>, obteve-se um valor de sobre escavação de 3,50%



Fig. 234 – Betonagem do 7º tramo de 12 m (TAS 01/02/2017)

Na bombagem de betão foi utilizada uma bomba estacionária PUTZMEISTER BSA 2110 HP D, com capacidade de bombagem 102 m<sup>3</sup>/h e 220 bar.

No final foi efetuado a injeção do tardoz da abóbada com calda de cimento para preencher os vazios, utilizando uma central de injeção UNIGROUT FLEX M da Atlas Copco, através de injetores colocados durante a betonagem.



Fig. 235 – Abertura da passagem entre a frente poente e nascente (TAS 13/12/2016)

Quadro 44 – Rendimentos de escavação obtidos

Gastos	Unidade	Quantidade Prevista	Total Previsto	Acumulado diário	Rendimento	Unidades
<b>N.º DE DIAS</b>	dias			199		
<b>Mão de Obra</b>						
Operador de jumbo e mecânico	horas			1.440,00	0,02	h/m3
Operador de jumbo	horas			1.449,00	0,02	h/m3
Operador de jumbo e mecânico	horas			675,00	0,01	h/m3
Manobrador II (Retroescavadora)	horas			0,00	0,00	h/m3
Manobrador III (Robot)	horas			2.016,00	0,03	h/m3
Manobrador III (Robot)	horas			1.674,00	0,03	h/m3
Manobrador I (Multifunções)	horas			1.428,40	0,02	h/m3
Manobrador I (Multifunções)	horas			1.159,00	0,02	h/m3
Pedreiro 1ª	horas			1.961,00	0,03	h/m3
Pedreiro 2ª	horas			1.967,00	0,03	h/m3
Marteleiro 2ª	horas			2.031,00	0,03	h/m3
Servente	horas			2.098,00	0,03	h/m3
<b>Materiais</b>						
Betão projetado 5 cm + 25 cm	m2			3.488,31	0,26	m3/m2
C25/30 D10 S5 (BETAOLIZ)	m3			909,00		
Fibras sintética SIKAFIBER T60 (6 kg/m3)	kg			0,00		
Fibras metálicas SIKAFIBER CHO 65/35 (30 kg/m3)	kg			27.270,00		
Aditivo SIGUNIT EP2 AF PT Granel (6% do cimento - 24kg/m3)	kg			21.816,00		
<b>Explosivos</b>	kg			51.981,14	0,86	kg/m3
Explosivo tipo E 1.1D Gemulit Super 100 32x550 mm (0,5435kg/un; caixa de 25kg e 46 cartuchos)	kg			49.550,00	0,95	kg/kg
Explosivo tipo E 1.1D Gemulit Super 100 32x170 mm (0,1489kg/un; caixa de 3,1267 e 21 cartuchos)	kg			28,14	0,00	kg/kg
Explosivo tipo E 1.1D Gemulit Extra Rouge 25x240 mm (0,1389kg/un; caixas de 2,5kg e 18 cartuchos)	kg			515,00	0,01	kg/kg
Explosivo a granel emulsão GEMUGRANEL	kg			0,00	0,00	kg/kg
Detonador elétrico E*STAR CU 4m CU 2x0,6	un			11.772,00	0,23	un/kg
Detonador n/elétrico Nonel LP e MP Primadet 6m	un			23.908,00	0,46	un/kg
Detonador n/elétrico Nonel Unidet, NPED U475 4,8m	un			111,00	0,00	un/kg
Cordão detonante 80gr (bobines 50 m) - tiros de contorno	m			23.400,00	0,45	m/kg
Cordão detonante 5gr - iniciação de pega	m			3.200,00	0,06	m/kg
Fio de ligação M35 / P.U. 0,30	m			21.900,00	0,42	m/kg
Conector Nonel Unidet, NPED SL17/SL25/SL42 3,6m	un			192,00	0,00	un/kg
Placa conectora E*Star Clip	un			180,00	0,00	un/kg
Bunch conector nonel Unidet, NPED SLO - 4, 8-6m	un			5.366,00	0,10	un/kg
Cord. Loop for Bunch	un			5.366,00	0,10	un/kg
Encargos adicionais	kg			51.981,14	1,00	kg/kg
Taxas transporte	un			242,00	0,00	un/kg
Taxa de devolução	un			82,00	0,00	un/kg
Taxa PSP por kg explosivo comprado	kg			51.981,14	1,00	un/kg
Rastreabilidade explosivos	kg			50.093,14	0,96	kg/kg
Rastreabilidade cordão detonante	m			26.600,00	0,51	m/kg
Rastreabilidade detonadores e placas	un			36.163,00	0,70	un/kg
Colocação de explosivos EXPLORENORTE (6 homens+multifunções de aluguer)	mês			9,23	0,00	mês/kg
<b>CORTE DE VIA GNR (varia por semana, total=143,857,97€)</b>	pega			242,00	0,00	pega/m3
<b>Gásleo (gerador+multifunções+retroescavadora) HPx0,14x0,848</b>	lt			210.953,02	3,50	lt/m3
<b>HP</b>						
Escavadora tipoKOMATSU PC 210 (21t / 116kw / 156 HP / 1,68 m3) - CONDURIL	horas			2.538,00	0,04	h/m3
Camião tipo IVECO TRAKKER 410 8x4 (12m3/12t/301,5kw) - T.ALZIRA (3 camiões)	horas			6.210,00	0,10	h/m3
Retroescavadora tipo HITACHI FB110 (8,3t / 79,2kw)	horas			1.147,00	0,02	h/m3
Multifunções tipo MANITOU MRT 1432 (14m / 74,5kw / 101 HP) - HERTZ	horas			1.428,40	0,02	h/m3
Camião grua tipo MAN (com manobrador) - FIELMURO (tudo incluído)	horas			866,00	0,01	h/m3
Jumbo tipo ATLAS COPCO XL3C (3 braços) - FCC	horas			1.395,00	0,02	h/m3
Jumbo tipo ATLAS COPCO L2C (2 braços) - FCC	horas			684,00	0,01	h/m3
Gerador tipo GREEN POWER GP 560 (500kva / 641CV / 478kw / 81L/h) - COMMINGERSOL	horas			2.547,00	0,04	h/m3
Pá carregadora tipo VOLVO L150F (3,1m3/209kw) - CONDURIL	horas			2.142,00	0,04	h/m3
Robot de projecção PUTZMEISTER SIKA PM 500 PC - FCC	horas			2.070,00	0,03	h/m3
Ventilador ZVN 1-14-45/6 - MAQUINTER	horas			1.854,00	0,03	h/m3
Trator com jopper	horas			593,00	0,01	h/m3
Central de injeção UNIGROUT FLEX M (aluguer ATLASCOPCO 740€/mês)	horas			9,00	0,00	h/m3
<b>MEDIÇÃO</b>						
Escavação ZG1	m3			48.398,12	80,25%	m3
Escavação ZG2	m3			3.996,41	6,63%	m3
Escavação ZG3	m3			7.912,92	13,12%	m3
Total furação	m			91.776,68	1,52	m/m3
Área	m2			28.745,09		
Avanço (90% do comprimento do furo)	m			631,59		
Nº de furos (Ø45)	un			35.378,00	0,59	un/m3
Comprimento do furo	m			705,89		
Nº de furos vazios caldeiro (Ø102)	un			760,00		
FURAÇÃO EM TÚNEL (306,15 m)	m			306,15	1,54	m/dia
<b>TOTAL ESCAVAÇÃO ZG1</b>	<b>m3</b>			<b>48.398,12</b>	<b>243,21</b>	<b>m3/dia</b>
<b>TOTAL ESCAVAÇÃO ZG2</b>	<b>m3</b>			<b>3.996,41</b>	<b>20,08</b>	<b>m3/dia</b>
<b>TOTAL ESCAVAÇÃO ZG3</b>	<b>m3</b>			<b>7.912,92</b>	<b>39,76</b>	<b>m3/dia</b>
<b>TOTAL ESCAVAÇÃO</b>	<b>m3</b>			<b>60307,45</b>	<b>303,05</b>	<b>m3/dia</b>

## 3.4.2. BETONAGEM DO ARCO DE REVESTIMENTO FINAL

Através do controlo da atividade e rendimentos aferimos os seguintes dados:

- A betonagem dos 31 tramos ocorreu entre 18/01/2017 e 03/02/2017 (55 dias úteis de trabalho), de poente para nascente
- O rendimento de avanço obtido por dia útil de trabalho foi de 6,67 m/dia, correspondendo a 31,90 m<sup>3</sup>/h
- Foram utilizadas cerca de 454 toneladas de aço A500 NR SD
- Com um total teórico de betão 6.845,12 m<sup>3</sup>, correspondendo um volume real medido de 10.325 m<sup>3</sup>, obteve-se um valor de sobreconsumo de 51%
- O custo de produção (sem encargos, indiretos ou margem) foi de cerca de 193€/m<sup>3</sup>

Quadro 45 – Rendimentos de betonagem obtidos

Gastos	Unidade	Total Previsto	Acumulado diário	Rendimento	Unidades
<b>Mão de Obra</b>					
N.º DE DIAS	Tramo dias		55		
Manobrador II (Retrosavadora)	horas		0,00	0,00	h/m <sup>3</sup>
Manobrador I (Multifunções)	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
Manobrador I (Multifunções)	horas		0,00	0,00	h/m <sup>3</sup>
Pedreiro 1ª	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
Pedreiro 2ª	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
Marteleiro 2ª	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
Servente	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
<b>Materials</b>					
Betão C30/37.S4.XC4(P).D22.C10,4 (BRIE para poder incorporar fibras CRACK-STOP) (BETAOLUZ)	m <sup>3</sup>		10.325,00	1,51	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Fibras polipropileno SikaCrackStop Fiber (1kg/m <sup>3</sup> )	kg		10.325,00	1,51	kg/m <sup>3</sup>
Aço A500 (FEPRONOR)	kg		407.477,95	59,53	kg/m <sup>3</sup>
Arame Recozido N.º 18	kg				
Aço A 500NR Dn 8	kg				
Aço A 500NR Dn 10	kg				
Aço A 500NR Dn 12	kg				
Aço A 500NR Dn 16	kg				
Aço A 500NR Dn 20	kg				
Aço A 500NR Dn 25	kg				
Aço A 500NR Dn 32	kg				
Aço A 500NR Dn 40	kg				
Corte e dobragem	kg				
VILAPLAND (Montagem aço pré-moldado)	kg				
Gásleo [gerador+multifunções+retrosavadora] HPx0,14x0,848	Lt		80.773,53	11,80	Lt/m <sup>3</sup>
<b>Equipamento</b>					
Bomba de betão PUTZMEISTER BSA 2110 HP D (102m <sup>3</sup> /h; 330KW/443HP; 150/220bar; tubagem Ø125) - RRC	horas		660,00	0,10	h/m <sup>3</sup>
Bomba de betão PUTZMEISTER BSA 2110 HP D (102m <sup>3</sup> /h; 330KW/443HP; 150/220bar; tubagem Ø125) - RRC	m <sup>3</sup>		10.325,00	1,51	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Compressor ATLAS COPCO XAS136 56kw D (8,1m <sup>3</sup> /min; 56KW/75HP; 7bar) - SGSV	horas		660,00	0,06	h/m <sup>3</sup>
Grua torre LIEBEHRR 45EC (L=24m; h=20m; 4ton/14m; 3ton/20m; 33Kva) - JANEIRO	horas		660,00	0,00	h/m <sup>3</sup>
Carrinho de cofragem ULMA (12m de comprimento x 32,176m de perímetro de cofragem)	horas		660,00	0,10	h/m <sup>3</sup>
Carrinho de colocação de armadura ULMA (14m de comprimento x 32,176m de perímetro de armadura)	horas		660,00	0,10	h/m <sup>3</sup>
Grua móvel tipo LTM1030 (35t) - Gruas Gama - Para montar/desmontar os carrinhos admite-se 2 semanas cada	horas		120,00	0,01	h/m <sup>3</sup>
Grua móvel tipo LTM1070 (70t) - Gruas Gama - Para montar/desmontar os carrinhos admite-se 2 semanas cada	horas		120,00	0,01	h/m <sup>3</sup>
Multifunções tipo MANITOU MRT 1432 (14m / 74,5kw / 101 HP) - HERTZ	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
Camião grua tipo MAN (com manobrador) - FIELMURO (tudo incluído)	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
Gerador tipo GREEN POWER GP 560 (500kva / 641CV / 478kw / 811/h) - COMMINGERSOL	horas		495,00	0,07	h/m <sup>3</sup>
<b>Subempreitadas</b>					
VILAPLAND (Colocação de betão)	m <sup>3</sup>		10.325,00	1,51	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
VILAPLAND (Colocação de cofragem)	m <sup>2</sup>		11.969,47	1,16	m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>
VILAPLAND (Montagem e desmontagem do carro)	vg		1,00	0,00	vg/m <sup>3</sup>
<b>MEDIÇÃO</b>					
Betão teórico	m <sup>3</sup>		6.845,12	100,00%	m <sup>3</sup>
Betão real	m <sup>3</sup>		10.325,00	150,84%	m <sup>3</sup>
Cofragem (teórico)	m <sup>2</sup>		11.969,47	1,75	m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>
Aço (teórico)	kg		407.477,95	59,53	kg/m <sup>3</sup>
<b>TOTAL COMPRIMENTO DO TÚNEL (31 betonagens)</b>	<b>m</b>		<b>366,90</b>	<b>6,67</b>	<b>m/dia</b>
<b>TOTAL BETÃO REAL</b>	<b>m<sup>3</sup></b>		<b>10.325,00</b>	<b>187,73</b>	<b>m<sup>3</sup>/dia</b>
<b>TOTAL BETÃO TEÓRICO</b>	<b>m<sup>3</sup></b>		<b>6845,12</b>	<b>124,46</b>	<b>m<sup>3</sup>/dia</b>

### 3.4.3. MONITORIZAÇÃO

Durante a execução dos trabalhos, procedeu-se à monitorização diária dos dispositivos de instrumentação instalados. Após cada detonação efetuaram-se leituras de convergências e de sismógrafos.

Os dados obtidos, indicaram um comportamento adequado da obra com assentamentos máximos de cerca de 55 mm no emboquilhamento poente, 42 mm no nascente, e, deslocamentos verticais máximos de 18 e 35 mm respetivamente.

As velocidades máximas de vibração das partículas medidas nas estruturas vizinhas não ultrapassaram os limites fixados no projeto e regulamentação.

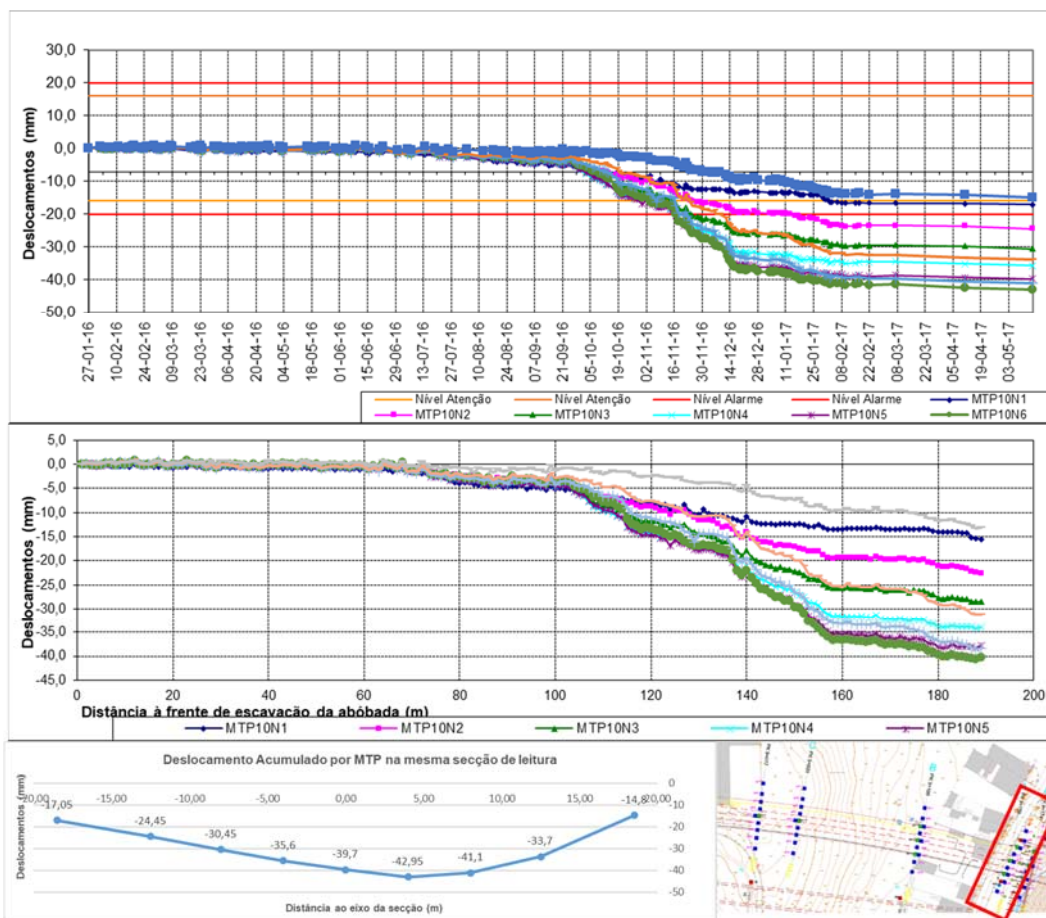


Fig. 236 – Leituras de Marcas Topográficas de Precisão (P10N) no emboquilhamento nascente Pk9+162,40

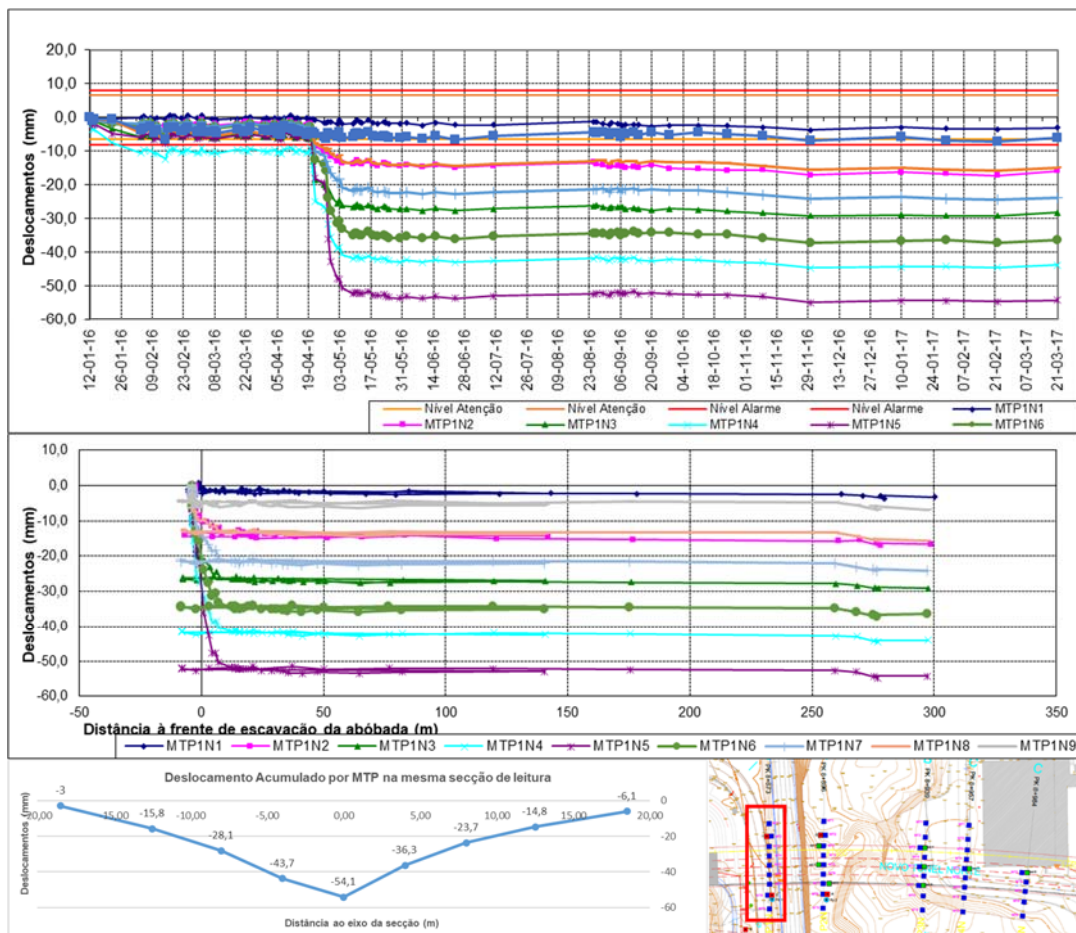


Fig. 237 – Leituras de Marcas Topográficas de Precisão (P1N) no emboquilhamento nascente Pk8+872,50

### 3.5. ANÁLISE DO DESENVOLVIMENTO DA EMPREITADA

A empreitada “túnel de Águas Santas” é uma obra de conceção construção executada em Consórcio cuja participação é de acordo com as seguintes percentagens:

- Ramalho Rosa 40%
- Conduril Engenharia 40%
- Amândio Carvalho 20%



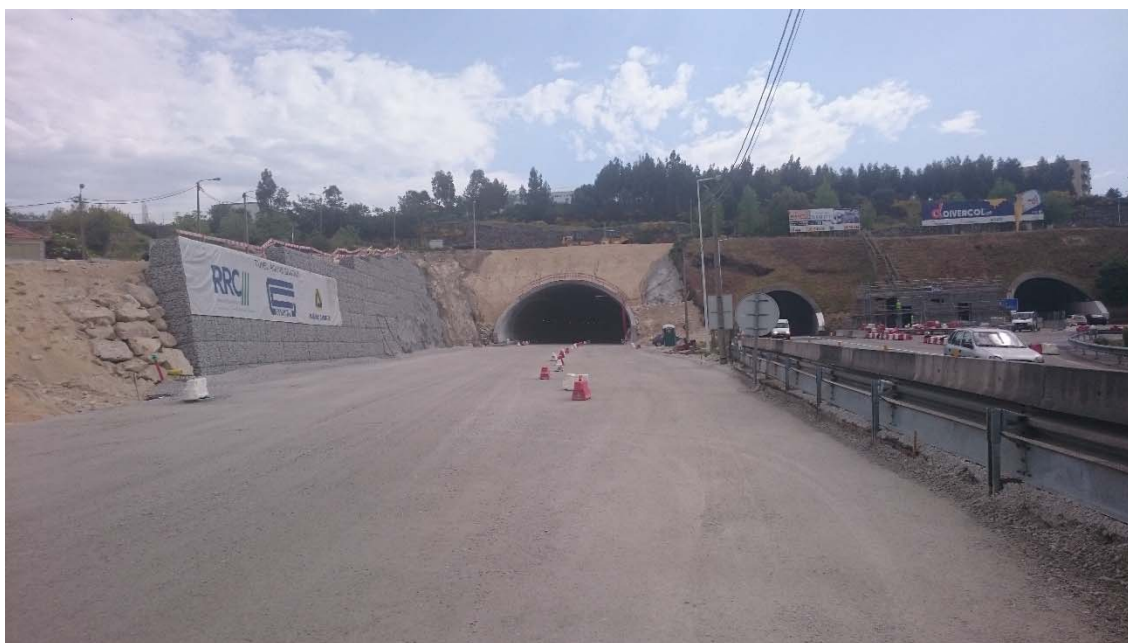


Fig. 238 – Portal ponte com obra em fase de acabamentos (TAS 19/04/2017)

A liderança do consorcio é assumido pela RRC. Os trabalhos são realizados de forma integrada, sem repartição específica pelas consorciadas, sendo que cada uma se obriga a contribuir financeiramente para os custos e despesas do consorcio na proporção da respetiva participação.

O prazo da execução da empreitada é 22 meses contados, a partir de 16 julho 2015 data de consignação.

Segundo Félix, J., Engenheiro residente em obra e responsável pela frente nascente, e compreendendo as várias fases da empreitada e imprevistos foram salientados os seguintes aspetos na análise da programação dos trabalhos:

- Sendo a empreitada em regime de consorcio, no inicio foi necessário uniformizar processos e criar regulamentos de funcionamento. Este facto originou alguns condicionalismos no arranque dos trabalhos. Ultrapassado isso, com o desenvolvimento dos trabalhos foram surgindo, os problemas naturais de uma obra desta dimensão e complexidade, mas também alguns imprevistos que pela sua natureza criaram condicionantes e atrasos na empreitada;
- Demora do arranque da atividade da execução das estacas devido ao processo de contratação e aprovação do procedimento segurança;
- Avaria de uma das máquinas de Furação de estacas sendo necessário proceder à sua substituição;
- Necessidade de desvio do serviço afetado da conduta das águas de Portugal que obrigou à elaboração de solução com projeto próprio;
- Atrasos nos trabalhos de escavação da Frente Poente devido ao fato de não existir licença para uso explosivos, que obrigou a que todo o desmanche de rocha tenha sido realizado com recurso a escavadoras com martelo demolidor;
- Atraso na aprovação dos procedimentos construtivos das vigas (coroamento, travamento);
- Aprovação do 2º Turno para a escavação Túnel na Frente Poente;

- Na escavação poente verificou-se alteração da geologia ao Pk 9+141, sendo necessário estabilizar a frente de escavação. Para se prosseguir com a escavação mudou-se a estratégia e deu-se início à execução do rebaixo;
- Na Frente Nascente:
  - Foi necessário realizar ensaios prévios no local de implantação das Ancoragens, para atestar as opções tomadas em fase de projeto e avaliar os métodos construtivos na sua materialização. Este fato originou um diferendo com a Brisa, inicialmente na definição dos locais para a realização dos ensaios, depois no procedimento adotado para a sua realização e ainda na interpretação dos resultados obtidos. Somente após aprovação dos ensaios prévios das ancoragens eram validados os comprimentos das ancoragens e só assim era possível realizar a respetiva encomenda das ancoragens. Esta indefinição condicionou o arranque e o desenvolvimento desta atividade, que sendo crítica originou atrasos significativos;
  - A ancoragem A84 e a ancoragem A195 não apresentaram resultados satisfatórios, sendo necessário executar novas ancoragem ((84A e 195A);
  - Na escavação Mineira da Frente Nascente verificou-se de forma progressiva alteração da geologia do terreno de ZG3 para ZG2. Este fato fez com que os rendimentos baixassem nesta frente de escavação. Assim alterou-se o método e a estratégia de escavação, optou-se por continuar a escavação pela Frente Poente com explosivos, apesar da condicionante de existir um Lar de idosos junto à D. Afonso Henriques, uma vez que foi necessário desalojar os residentes durante o período de escavação.
- Colapso da Abobada na Frente Poente provocando a suspensão dos trabalhos e atrasos nas atividades subsequentes nomeadamente da impermeabilização e revestimento definitivo;
- Erro na trajetória de 3 ancoragens da 2ª viga (sobre o falso Túnel), provocando interferência / conflito dos bolbos destas com a abóboda da escavação mineira. Este acontecimento levou à suspensão dos trabalhos de escavação mineira com explosivos durante duas semanas;
- Obrigatoriedade de homologação / certificação do sistema de cofragem metálica (carro de cofragem) para a execução do revestimento definitivo em betão armado.
- Esmagamento do tubo dreno da drenagem no tardo dos hasteais do Túnel. A solução inicial para resolver o problema não resultou (furação dirigida). Foi apresentada e implementada nova solução que consistiu na execução junto ao passeio de um coletor de 200 mm ligados às caixas /nichos através de carotes.



Fig. 239 – Ancoragens de substituição 89ª e 195ª (à esquerda) (TAS 20/10/2016)

Estes acontecimentos obrigaram ações e tomadas de decisão, no sentido de se cumprir com os pressupostos contratuais estabelecidos.

Para recuperar os desvios verificados foram reforçados os meios de ação nas respetivas frentes de trabalho e implementado o 2º turno de escavação na Frente Poente. No entanto importa atender aos acontecimentos ocorridos, para que seja alvo da correspondente análise e com isso aproveitar o conhecimento pela experiência adquirida, de forma a prevenir eventuais situações análogas futuras.

Com as ações implementadas foi conseguido recuperar os atrasos ocorridos. No entanto a entrada em funcionamento do novo túnel depende da execução de parte dos trabalhos objeto da “Empreitada para a construção do Alargamento e Beneficiação para 2x4 vias e Reabilitação dos Atuais Túneis de Águas Santas, no Sublanço Águas Santas/Ermesinde, da A4 – Autoestrada Porto/Amarante” relativamente à qual a conclusão do procedimento, para a respetiva contratação, esteve pendente de decisão de processo de contencioso pré-contratual em tribunal, pelo que a Brisa deu instruções para suspender uma série de atividades. Entretanto resolvido o processo, a empreitada de alargamento tem início neste mês de julho de 2018, tendo sido atribuída a este mesmo consórcio, classificado em 2º lugar no concurso público.

O valor de adjudicação inicial de 13.514.951,00€, sendo as atividades suspensas no valor 254.647,93€.



Fig. 240 – Portal nascente do túnel com obra concluída (TAS 17/05/2017)

# 4

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal desta dissertação é transmitir conhecimentos sobre métodos construtivos associados a túneis e técnicas de execução inovadoras, partindo do fator de extrema importância que é a caracterização geotécnica dos solos, a partir da qual são definidos os parâmetros de projeto e execução quanto ao método escavação e suporte primário ou definitivo. É intenção também transmitir a terminologia e nomenclatura usada, o tipo de equipamentos, etapas e custos no processo de execução, pois foi uma das dificuldades que senti ao ingressar no mundo de trabalho, lendo e ouvindo pela primeira vez terminologias e processos com menor relevância no plano de estudos da especialização em vias de comunicação, mas extrema importância principalmente para que vai para obra e orçamentação.

No primeiro capítulo é efetuado um resumo histórico dos túneis, destacando-se as referências:

- A construção de túneis que remonta à antiguidade, sendo o registo mais antigo do século XXII a.C., na Babilónia sob o rio Eufrates, pelo método Cut & Cover
- A construção da rede de túneis pelos romanos no século VI a.C., utilizando o aquecimento por fogo e arrefecimento rápido com água para quebra de rocha (técnica ancestral Egípcia 2000 a.C. utilizada na mineração)
- O estímulo no século XVII com a proliferação de canais de navegação e no século XIX com os caminhos-de-ferro na Europa e na América
- A utilização da pólvora pela primeira vez na construção do canal do Midi em 1679
- A utilização de nitroglicerina no túnel de Hoosac, em 1867 no Massachussets, ano de descoberta da dinamite
- O desenvolvimento de tuneladoras de hoje, com origem no escudo de tunelamento desenvolvido pelo Engenheiro Brunel, para escavação de túnel sob o rio Tamisa em 1824
- Referências a túneis notáveis tais como Seikan (escavação mineira), túnel sob o canal da Mancha (tuneladora) e túnel de São Gotardo (tuneladora e escavação mineira)

No segundo capítulo é feita referência aos critérios de seleção e métodos de escavação, bem como a definição de equipamentos diretos e indiretos e processos de análise com extrema importância no planeamento duma obra como um túnel:

- Critérios de escavabilidade segundo Franklin e Kirsten
- Referência a frentes de escavação
- Classificação dos maciços segundo os principais métodos (RQD, RMR, Q e Littl/ISRM)
- Métodos mecanizados de escavação com vários tipos de tuneladoras TBM, com referência para o túnel rodoviário e ferroviário de Shanghai sob o rio Yangtze, que poderá servir de exemplo para um futuro túnel sem igual em Portugal
- Métodos convencionais tais como falso túnel ou cut and cover e método mineiro NATM, com referência aos principais equipamentos utilizados como roçadoras, jumbos de perfuração de 1

a 4 braços, tipos de explosivos e detonadores, diagramas de fogo, tipos de suporte primário ou provisório, bem como pormenores de extrema importância como os ciclos de escavação, a sobre escavação originado um sobre consumo no revestimento final de betão de um túnel com um peso elevado no custo de execução a considerar, a ventilação, abastecimento de água e elétrico e monitorização

No terceiro capítulo é efetuada uma descrição do enquadramento, projeto e execução do túnel de Águas Santas, com relevo para:

- Métodos e faseamentos construtivos de emboquilhamentos, pré anel, escavação mineira, suspensão de via como serviços afetados, contenção com cortina de estacas ancoradas
- Diagramas de fogo, onde foi utilizado pela primeira vez a combinação de detonadores eletrónicos e não elétricos para controlo das vibrações
- A execução de ancoragens de até 33 m
- Tipos de suporte primário como enfilagens, betão projetado, pregagens swellex e cambotas metálicas
- Revestimento definitivo a céu aberto e em túnel com recurso a carro de cofragem
- Na parte final são indicados rendimentos dos principais trabalhos de escavação mineira e revestimento definitivo, sendo feita uma análise ao desenvolvimento da empreitada e dificuldades encontradas

Tem também particular relevo, e referido no capítulo 3:

- A utilização de uma técnica de escavação com explosivos inovadora com recurso a uma combinação de detonadores eletrónicos e não elétricos
- Anomalias detetadas após a execução de alguns trabalhos, que poderão ser objeto de estudo e correção em futuros projetos na construção de túneis, tais como o esmagamento do tubo de drenagem do tardo do túnel



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, J., Gómez, J., Herbert, J. (2013). *Perforación y Voladura de Rocas en Minería*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Alves, R. (2017). *Contributos para o Dimensionamento e Verificação das Condições de Segurança de Rolhões Naturais em Obras Hidráulicas Subterrâneas*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Barton N.R., Lien R. e Lunde J. *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. In *Rock Mechanics*, VOL6 ,PP189-236 (1974).
- Barton, N., Lien, R. Lunde, J. (1982). *Estimation of Support Requirements for Underground Excavations*. Society of Mining Engineering. W. A. Hustrulid editor. pp. 1540-1555.
- Bastos, M. (1998). *A Geotecnia na Concepção, Projecto e execução de Túneis em Maciços Rochosos*. Dissertação de Mestrado, UTL, IST.
- Bieniawski Z. *Engineering rock mass classifications*. 1a ed. Wiley- Interscience, 1989, pp. 51–72. ISBN: 0-471-60172-1.
- Bieniawski, Z. (1974). *Estimating the Strength of Rock Materials*. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. Março 1974, pp. 312-320.
- Bieniawski, Z. (1984). *Rock mechanics design in mining and tunneling*. Ed. A.A. BALKEMA. p. 272.
- Bieniawski, Z. (1990). *Tunnel Design by Rock Mass Classifications*.
- Bieniawski, Z. Determining Rock Mass Deformability, Experience from case Histories. In *Int. J. Rock Mech. and Min. Science Geomech.* (1978), pp. 237–247.
- Bieniawski, Z. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. In *Transaction of the South African Institution of Civil Engineers 15* (1973), pp. 342–351.
- Bieniawski, Z., Nicholson, G. A Non-Linear Deformation Modulus Based on Rock Mass Classification. In *Int. J. Min. and Geol. Eng.* (1990), pp. 181–202.
- Chapman, D., Metje, N., Stärk, A. (2010) *Introduction to Tunnel Construction*. CRC Press.
- Comissão Portuguesa de Túneis e Obras Subterrâneas. (2014). *Túneis em Portugal*. Pistone, R., Cunha, A., Lisboa.
- Costa, B. (2012). *Ferramenta Informática de Apoio à Escavação de Túneis*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Deere, D., Deere, D. (1989). *Rock quality designation (RQD) after twenty years*. U.S. Department of commerce national technical information service springfield, 1989.
- Deere, D., Hendron, A., Patton, F., Cording, E. (1967). *Design of Surface and Near Surface Construction in Rock*. In *Failure and Breakege of rock, proc.8th U.S. Symposium on Rock Mechanics* (1967). New York, Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers.
- DER/SP. (2005). *Projeto de Túnel*. Secretaria dos Transportes, São Paulo.
- Estefanía, S. (1997). *Revestimiento con hormigón y dovelas*. Manual de túneles y obras subterrâneas. Ed. C. López Jimeno. Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 625-652.

European Federation of National Associations Representing for Concrete (EFERNAC), (2005). *Specification and Guidelines for the use of specialist products for Mechanised Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock*, Reino Unido.

Félix, J. (2017). *Relatório da Empreitada – Empreitada para Conceção / Construção do Novo Túnel Norte de Águas Santas, do Sublanço Águas Santas / Ermesinde, da A4 - Auto-estrada Porto / Amarante*. Ramalho Rosa Cobetar, Sociedade de Construções, S.A./Conduril – Engenharia, S.A./Empresa de Construções Amândio Carvalho, S.A.

Geodata Engineering (2015). *Projeto de Execução – Empreitada para Conceção / Construção do Novo Túnel Norte de Águas Santas, do Sublanço Águas Santas / Ermesinde, da A4 - Auto-estrada Porto / Amarante*. Ramalho Rosa Cobetar, Sociedade de Construções, S.A./Conduril – Engenharia, S.A./Empresa de Construções Amândio Carvalho, S.A.

Grimstad, E., Barton, N. (2002). *Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39 (2002) pp. 185 – 216.

Hapgood, F. (2004). *The History of the Tunnel Boring Machine*. Fall 2004 Issue of American Heritage of Invention and Technology, Brighton, Boston, MA, EUA.

<http://geojuanjo.blogspot.pt>, 2018

<http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es>, 2018

<http://slideplayer.es>, 2018

<http://www.ghh-fahrzeuge.de/en/products/lhd/diesel-lhds/lf-12h/>. 17/06/2018.

<http://www.insuppa.com/Products.aspx?SayfaID=7>, 2018

<http://www.oil-electric.com/2015/07/>, 2018.

<http://www.portomaravilha.com.br/>, 2018

<http://www.victoriatrenchlessolutions.com.au.com>, 2018

<https://mundoestranho.abril.com.br/tecnologia/como-foi-construido-o-eurotunnel/>. 25/05/2018.

<https://oglobo.globo.com>, 2018

<https://pt.wikipedia.org/wiki/Eurot%C3%BAnel>. 25/08/2018.

[https://pt.wikipedia.org/wiki/T%C3%BAnel\\_de\\_base\\_de\\_S%C3%A3o\\_Gotardo](https://pt.wikipedia.org/wiki/T%C3%BAnel_de_base_de_S%C3%A3o_Gotardo). 25/05/2018.

<https://structurae.net/structures/channel-tunnel>. 25/05/2018.

[https://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel\\_manual.pdf](https://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel_manual.pdf), 2018

<https://www.herrenknecht.com>, 2018

<https://www.herrenknecht.com>, 2018.

<https://www.herrenknecht.com/en/references/case-studies/gotthard-base-tunnel.html>. 25/05/2018.

Jimeno, C., Jimeno E., García, P.. (2003). *Manual de Perforación y Voladura de Rocas*. López Jimeno, Madrid.

Lima, V. (2016). *Aplicação do Método NATM na Execução de Túnel em Rocha*. Dissertação de Título de Engenheiro Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- Little, A. (1969). *The engineering classification of residual tropical soils*. In 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1969, Mexico City, p. 1-10.
- Lopes, S. (2014). *Procedimentos Construtivos – Empreitada para Conceção / Construção do Novo Túnel Norte de Águas Santas, do Sublanço Águas Santas / Ermesinde, da A4 - Auto-estrada Porto / Amarante*. Ramalho Rosa Cobetar, Sociedade de Construções, S.A./Conduril – Engenharia, S.A./Empresa de Construções Amândio Carvalho, S.A.
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, W., Herrenknecht, M. (2008). *Hard Rock Tunnel Boring Machines*. Ernst & Sohn, Berlim, Alemanha.
- Marangon, M. (2007). *Unidade 06 – Noções sobre Escavações Subterrâneas. Túneis*. [http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot\\_Unid06EscavacoesTuneis-2007.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid06EscavacoesTuneis-2007.pdf), 19-05-2018.
- Martinho, J. (2012). *O uso de Explosivos na Escavação de Túneis: Implementação do Dimensionamento de Diagramas de Fogo em Folhas de Cálculo*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Mascarenhas, A. (2014). *Estudo de Caso: Escavação e Tratamento para Emboque de Túnel em Rocha Utilizando o Método NATM – Região Portuária, Centro do Rio de Janeiro/RJ*. Dissertação de Título de Engenheiro Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Melâneo, F. (1994). *Suportes provisórios e definitivos*. Seminário de Túneis Rodoviários. IST, Lisboa, 31 de Janeiro a 3 de Fevereiro de 1994, Lisboa. pp. 109-124, IST, Lisboa.
- Moreira, C. (2006). *Túneis, uma Herança Ancestral Rumo ao Futuro*. <https://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/1886/1/92-115.pdf>, 19-05-2018.
- Nôro, A. (2014). *Análise da Construção de Túneis com Tuneladoras*. Dissertação de Mestrado, FCTUC.
- Pelizza, S. (2011). *Overview on Tunnel Boring Machines*, Politecnico di Torino, Turim, Itália.
- Pistone, R., Ferreira, S., Gonçalves, R. (2017). *Túneis e outras Obras Geotécnicas. Túnel de Águas Santas: Novo Túnel Norte*. Construção Magazine, 24-10-2017, páginas 18 a 25, Júlio, E., Sousa, J., Porto.
- Sá, R. (2017). *Túneis Superficiais em Solo - Análises 2D e 3D de uma Estação de Metro*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Serafim, J., Pereira, J. Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski. In *Int.Sym Eng. Geol. Under. Const. Voll*, Lisboa. (1983), pp. II.33–II.42.
- Sousa, J. (2005). *Projecto de Túneis*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- [www.dot.ca.gov](http://www.dot.ca.gov), 2018
- [www.epiroc.com](http://www.epiroc.com), 2018
- [www.liebherr.com](http://www.liebherr.com), 2018
- [www.mining-technology.com](http://www.mining-technology.com), 2018
- [www.pinterest.pt](http://www.pinterest.pt). 2018
- [www.princess.com](http://www.princess.com), 2018
- [www.rocktechnology.sandvik](http://www.rocktechnology.sandvik), 2018

[www.rocscience.com/documents/hoek/corner/12\\_Rock\\_mass\\_properties.pdf](http://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/12_Rock_mass_properties.pdf). 06/06/2018.

www.ulmaconstruction.pt, 2018





