



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Túnel do Marão – Conceção/Construção

RUI FERNANDO LUÍS
(Licenciatura em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientador:

Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto de Almeida Vasques

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Licenciado Manuel Augusto Gamboa

Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto de Almeida Vasques

Novembro de 2020

A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.

~Oliver Wendell Holmes Sr.

i. Resumo

O Túnel do Marão será indubitavelmente uma obra de referência de Portugal no século XXI, quer pela sua complexidade, quer pela dificuldade de execução da empreitada, quer pela fulcral importância em servir a população fustigada pelos acidentes mortais no IP4, entre vários outros motivos.

Este trabalho pretende dar a conhecer e analisar, o processo que permitiu concretizar esta importante infraestrutura no panorama nacional, desde as condicionantes que levaram ao lançamento da obra, passando pela caracterização do enquadramento geológico, descrevendo as soluções de projeto e sobretudo a execução da obra nos seus aspetos técnicos, sem deixar de ter em conta o enquadramento político e as sucessivas paragens e recomeços. Abordar-se-á ainda a dificuldade acrescida devida a uma alteração de circunstância no decorrer da empreitada e os desafios ultrapassados para garantir a entrada em serviço da obra dentro do prazo.

Para mais fácil apresentação da enorme quantidade de informação recolhida e aqui analisada, a dissertação será dividida em cinco grandes capítulos: apresentação do empreendimento, enquadramento geológico e projeto, execução da obra, alteração de circunstância e acompanhamento técnico em obra. Pretende-se assim apresentar a infraestrutura em todas as suas fases; desde o concurso público, projeto, obra e acompanhamento técnico.

Por último será recolhida, consultada e apresentada toda a bibliografia científica associada a esta obra que logrou também inúmeros artigos na comunicação social.

ii. Palavras-chave

Túnel, NATM, Serra do Marão, Escavação Subterrânea.

iii. Abstract

The Marão tunnel will undoubtedly be a reference work in 21st century of Portugal. It is due to its complexity of engineering solution, the difficulty of doing the work, or the importance of serving the population fated by fatal accidents in the IP4. It's a work of engineering. It's the result of the will of men.

This work intends to show all the work done to concretize this important infrastructure in the national panorama. From the conditions that led to the launch of the work, the geological aspects, the project solutions and the execution of the work in its technical aspects. The political framework, the successive stops and new beginnings. It will also be described the increased difficulty due to the change of circumstance during the work and the challenges overcome to ensure the entry into service of the Tunnel on time.

For an easy understanding of the enormous amount of information gathered and presented, the thesis will be divided into five main chapters: presentation of the project, geological and project design, execution of the work, alteration of circumstance and technical follow-up. The aim is to present the infrastructure in all its phases; since the government tender, project, work and technical support.

Finally, all the scientific bibliography associated with this work will be collected, consulted and presented, as well as numerous articles in the media.

iv. Keywords

Tunnel, NATM, Marão Mountain Ridge, Underground Excavation.

v. Agradecimentos

Agradeço em primeiro lugar à família sempre presente. Pai, Mãe e Irmão. Sempre acreditaram e confiaram.

À E.P.O.S. – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A., por me acolherem e ensinarem a arte. Em especial ao Eng.º Carlos Russo que depositou em mim toda a sua confiança.

A todos os meus amigos cavernícolas da AESDA. Pelo sonho. Pelo querer. Pelo fazer. Melhor era impossível.

Agradeço ao IP – Infraestruturas de Portugal, S.A, TPF – Consultores e ao Consórcio Teixeira Duarte/ EPOS pela autorização concedida na divulgação dos elementos que constam no presente documento.

Este trabalho não seria possível sem os obreiros do Túnel do Marão. A todos eles, homens e mulheres, projetistas, engenheiros das mais variadíssimas especialidades, geólogos, jumbistas, gunitadores, chefes de equipa, encarregados, manobreadores, mecânicos, eletricitas, técnicos de segurança, empregados de limpeza, pálistas, carregadores de fogo, serventes, etc., o meu obrigado.

À gente do Marão. Àqueles que vivem na envolvente da serra e que viveram a obra como se fosse deles. Na realidade é deles. Foi para eles, os transmoutanos, que a obra se ergueu. Para eles o meu profundo obrigado pela hospitalidade, pela capacidade empreendedora, pelo engenho, pela esperteza e perícia. Trás-os-Montes é uma região de pessoas genuínas.

vi. Dedicatória

Aos meus filhos, Ana e Xavier, pela ingenuidade em compreender as ausências do pai.

vii. Índice geral

1.	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objetivo da dissertação.....	2
1.3	Estrutura da dissertação	3
2	Apresentação do empreendimento (1ª fase da obra).....	4
2.1	Localização	4
2.2	Enquadramento Geológico	5
2.2.1	Prospecção Geofísica	7
2.3	Descrição Geral	10
2.4	Definições Geométricas	10
2.5	Cronologia histórica até paragem da obra (1ª fase de obra).....	13
2.6	Enquadramento político.....	22
2.7	Condicionantes no lançamento do novo concurso público	22
2.8	Solução adotada.....	23
2.9	Definição do modelo conceção/construção.....	24
3	Enquadramento geológico e projeto (2ª fase da obra)	25
3.1	Introdução.....	25
3.2	Geologia e geotécnica.	25
3.3	Revestimentos primários e faseamentos executivos.....	27
3.4	Drenagem, impermeabilização e revestimentos secundários	34
3.5	Instrumentação.....	39
3.6	Definições finais	40
4	Execução da Obra	43
4.1	Cronologia histórica após novo concurso (2ª fase de obra).....	43
4.2	Principais condicionantes.....	53
4.2.1	Organização.....	53
4.2.2	Meios.....	54
4.2.2.1	Mão-de-obra	54
4.2.2.2	Equipamentos	55
4.2.2.3	Materiais	59
4.2.3	Atividades preparatórias.....	62
4.2.3.1	Estaleiro.....	62
4.2.3.2	Ventilação	63
4.2.3.3	Topografia	65
4.2.3.4	Planos de fogo.....	65
4.2.3.5	Sistema de cofragem.....	67

4.3	Principais atividades.....	68
4.3.1	Escavação e revestimento primário, definitivo e impermeabilização.....	68
4.3.1.1	Introdução.....	68
4.3.1.2	Túnel norte.....	69
4.3.1.3	Túnel Sul.....	69
4.3.1.4	Galerias de ligação entre túneis.....	71
4.3.1.5	Falso túnel.....	71
4.3.1.6	Principais quantidades e evolução dos trabalhos.....	71
4.3.2	Acompanhamento geológico.....	73
4.3.3	Infraestruturas (drenagem e caleiras técnicas).....	73
4.3.4	Pavimentação e sinalética.....	74
4.3.5	Sinalização e segurança.....	75
4.3.6	Sistemas e equipamentos de segurança ativa.....	75
5	Alteração de Circunstância (derrocada).....	77
5.1	Introdução.....	77
5.2	Acontecimento.....	77
5.3	Caracterização Geotécnica.....	78
5.4	Fundamentação do evento.....	80
5.5	Solução encontrada.....	81
5.5.1	Introdução.....	81
5.5.2	Monitorização do suporte primário.....	81
5.5.2.1	Introdução.....	81
5.5.2.2	Estabilização.....	81
5.5.2.3	Estabilização do escombros.....	81
5.5.2.4	Estabilização do túnel norte.....	81
5.5.2.5	Estabilização do túnel sul.....	81
5.5.2.6	Prospecção.....	82
5.5.2.7	Consolidação do escombros.....	82
5.5.2.8	Progressão na escavação.....	83
5.5.2.9	Revestimento Definitivo.....	84
5.5.2.10	Instrumentação.....	85
5.5.3	Implicações no planeamento da empreitada.....	86
5.5.3.1	Introdução.....	86
5.5.3.2	Situação dos trabalhos à data do acontecimento.....	86
5.5.3.3	Análise ao planeamento à data do acontecimento.....	87
5.5.3.4	Efeito previsível no plano geral de trabalhos.....	88
5.5.3.5	Medidas Mitigadoras adotadas.....	90
5.5.3.6	Plano de trabalhos realizado (agosto a dezembro 2015).....	92

5.5.3.7	Efeito das atividades de escavação e revestimento definitivo	92
5.5.3.8	Efeito global da empreitada	94
6	Projeto e acompanhamento técnico em obra	95
6.1	Caracterização geológica e geotécnica	95
6.2	Instrumentação	97
7	Conclusões	101
8	Bibliografia	105

viii. Índice de figuras

(cap. 2.1) - Figura 1 - Implantação do Túnel do Marão sobre carta geológica a 1:50000, folha 10-C, Peso da Régua. O (verde escuro) – Ordovícico; X (verde claro) – Complexo Xisto-grauváquico; S (azul) – Silúrico; YX (rosa) – Granito porfiroide; YEP – filão haplítico.....	4
(cap. 2.1) - Figura 2 - Localização do Túnel do Marão com inclusão dos pk's de início e fim da empreitada.....	4
(cap. 2.2) - Figura 3 - Mapa geológico esquemático no flanco sul da serra do Marão. Traçado do túnel a vermelho.....	5
(cap. 2.2) - Figura 4- Corte geológico interpretativo A-B, transversal ao túnel, ao PK16+200.....	6
(cap. 2.2) - Figura 5- Corte geológico interpretativo C-D, transversal ao túnel, ao PK17+000.....	6
(cap. 2.2.1) - Figura 6 - Perfil de resistividade elétrica. Adaptado de: (Cruz, Tareco, Rocha, Andrade, & Cruz, 2008).....	7
(cap. 2.2.1) - Figura 7- Horizontes de reflexão e sistema de falhas segundo o perfil longitudinal do túnel (Poente - Ordovícico) – (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009).....	8
(cap. 2.2.1) - Figura 8 - Horizontes de reflexão e sistema de falhas segundo o perfil longitudinal do túnel (Nascente - Câmbrico) – (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009).....	8
(cap. 2.2.1) - Figura 9 - Perfil sísmico segundo a longitudinal do túnel e possível litologia. Zona Ponte até falha da Manta. (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009).....	8
(cap. 2.2.1) - Figura 10- Perfil sísmico segundo a longitudinal do túnel e possível litologia. Zona Nascente parcial. (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009).....	9
(cap. 2.3) - Figura 11 - Esquema geral do arranjo dos túneis.....	10
(cap. 2.4) - Figura 12 - Secção transversal tipo.....	10
(cap. 2.4) - Figura 13- Perfil longitudinal H=1:10 000; V=1: 1 000. Recobrimento máximo de 510 metros.....	11
(cap. 2.4) - Figura 14- Secção transversal da passagem de peões e veículos.....	11
(cap. 2.4) - Figura 15 Secção transversal da passagem de peões.....	12
(cap. 2.4) - Figura 16 - Laserscan do emboquilhamento nascente. Trabalho executado durante a paragem prolongada da obra - Geotrilho 2014.....	12
(cap. 2.4) - Figura 17 - Laserscan do emboquilhamento poente. Trabalho executado durante a paragem prolongada da obra - Geotrilho 2014.....	13
(cap. 2.4) - Figura 18 – Laserscan da vista geral dos túneis. Geotrilho 2014.....	13
(cap. 2.5) - Figura 19 - Mapa espaço/tempo da escavação dos tuneis nascente à data da paragem dos trabalhos.....	20
(cap. 2.5) - Figura 20 – Esquema com estado da escavação dos túneis no momento da paragem prolongada. Ficaram por escavar 3962 metros.....	21
(cap. 2.7) - Figura 21 - Localização do troço de escavação em falta, a vermelho, sobre a folha 10 C à escala 1750000 da carta geológica de Portugal. (Monteiro & Azevedo, 2016).....	22
(Cap. 3.1) - Figura 22 – Organograma funcional da equipa de projeto.....	25
(cap. 3.2) - Figura 23 - Pormenor do perfil geológico da zona a travessar. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	26
(cap. 3.3) - Figura 24 - Desenho do suporte SP1. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	28
(cap. 3.3) - Figura 25 - Desenho do suporte SP2. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	28

(cap. 3.3) - Figura 26 - Desenho do suporte SP3 sem arco invertido. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	29
(cap. 3.3) - Figura 27 - Desenho do suporte SP3 com arco invertido. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	29
(cap. 3.3) - Figura 28 - Faseamento executivo tipo I. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	30
(cap. 3.3) - Figura 29 - Faseamento executivo tipo I. Planta. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	30
(cap. 3.3) - Figura 30 - Faseamento executivo tipo II. Abóbada. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	31
(cap. 3.3) - Figura 31 - Faseamento executivo tipo II. Destroça. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	32
(cap. 3.3) - Figura 32 - Faseamento executivo tipo II. Planta. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	32
(cap. 3.3) - Figura 33 - Faseamento executivo tipo III sem arco invertido. Abóbada. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	33
(cap. 3.3) - Figura 34 - Faseamento executivo tipo III sem arco invertido. Destroça. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	33
(cap. 3.3) - Figura 35 - Faseamento executivo tipo III sem arco invertido. Planta. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	34
(cap. 3.4) - Figura 36 - Sistema de impermeabilização e drenagem dos túneis. Secção tipo. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	34
(cap. 3.4) - Figura 37 - Sistema de impermeabilização e drenagem. Pormenor A. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	35
(cap. 3.4) - Figura 38 - Sistema de impermeabilização e drenagem. Pormenor B. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	35
(cap. 3.4) - Figura 39 - Sistema de impermeabilização e drenagem. Pormenor C. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	36
(cap. 3.4) - Figura 40- Ligação do hasteal à sapata existente. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	37
(cap. 3.4) - Figura 41 Rótula estrutural da ligação hasteal à sapata. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	37
(cap. 3.4) - Figura 42 - Suporte tipo RD1/RD2. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	38
(cap. 3.4) - Figura 43 - Suporte tipo RD3 com arco invertido. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	38
(cap. 3.5) - Figura 44 - Perfil de instrumentação em secção tipo SP3. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)	39
(cap. 3.6) - Figura 45 - Definição final da secção corrente dos túneis. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)	41
(cap. 3.6) - Figura 46 - Corte transversal na passagem de peões. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)	41
(cap. 3.6) - Figura 47 - Perspetiva do emboquilhamento nascente, Vila Real. Pormenor 3d para compatibilização das especialidades. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)	41
(cap. 3.6) - Figura 48 - Planta geral do emboquilhamento poente, Amarante. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)	42
(cap. 3.6) - Figura 49 - Planta geral do emboquilhamento nascente, Vila Real. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)	42
(Cap. 4.1) - Figura 50 – Esquema geral teórico da circulação dos equipamentos de escavação e compatibilização com a ventilação e trabalhos de revestimento definitivo (betonagens)	46

(Cap. 4.1) - Figura 51 - esquema geral real dos trabalhos a 15-05-2015. Pode observar-se a escavação a decorrer, as betonagens com 2 moldes no túnel nascente norte (direita acima) e as betonagens no túnel poente norte (esquerda acima). Nesta fase ainda não tinham iniciado as betonagens nos túneis a sul (abaixo).....	47
(Cap. 4.1) - Figura 52 - esquema geral real dos trabalhos a 03-07-2015. Pode observar-se a escavação a decorrer, as betonagens com 1 moldes no túnel nascente norte (direita acima), as betonagens no túnel poente norte (esquerda acima). Já iniciaram as betonagens no túnel sul (abaixo) tanto a poente como a nascente).....	47
(Cap. 4.1) - Figura 53 - esquema geral real dos trabalhos a 15-08-2015. Pode observar-se a escavação a decorrer (diminuindo a distancia), as betonagens com 1 moldes no túnel nascente norte (direita acima), as betonagens no túnel poente norte (esquerda acima). Já iniciaram as betonagens no túnel sul (abaixo) tanto a poente como a nascente)	48
(Cap. 4.1) - Figura 54 esquema geral real dos trabalhos a 27-08-2015. Pode observar-se a escavação a decorrer no túnel sul, quase a finalizar e parada no túnel norte poente devido a derrocada. A betonagem no túnel poente norte foi interrompida e o molde desmontado e levado para o túnel poente sul. No túnel nascente norte já decorrem as instalações especiais.	48
(cap. 4.2) - Figura 55 - Organograma funcional da equipa técnica do consórcio.	53
(cap. 4.2) - Figura 56 - Estaleiro Poente em 2015. Foto de M. Tender.....	62
(cap. 4.2) - Figura 57 - Estaleiro nascente em 2009. São visíveis os quatro estaleiros. Foto de INFRATUNEL.	63
(cap. 4.2) - Figura 58 - Implantação sobre imagem google da poligonal exterior GPS. Foi também executada uma poligonal com estação topográfica tradicional.	65
(cap. 4.2) - Figura 59 - Plano de foto tipo - abóbada.....	66
(cap. 4.2) - Figura 60 - Plano de foto tipo - destroça.....	66
(cap. 4.2) - Figura 61 - Sistema de cofragem falso túnel.....	67
(cap. 4.3) - Figura 62 - Ciclo de escavação NATM.....	68
(cap. 4.3) - Figura 63 - Evolução da escavação em metros ao longo da obra.....	72
(cap. 4.3) - Figura 64 - Evolução espaço/tempo da escavação. Nas abcissas o comprimento dos túneis e nas ordenadas o tempo. Observa-se claramente o efeito da derrocada. Assunto a abordar no capítulo seguinte.....	72
(cap. 4.3) - Figura 65 - Evolução das betonagens em metros lineares ao longo da obra.....	72
(cap. 4.3) - Figura 66 - Evolução espaço/tempo das betonagens. Nas abcissas o comprimento dos túneis e nas ordenadas o tempo. Observa-se claramente o efeito da derrocada. Assunto a abordar no capítulo seguinte.....	73
(cap. 5.1) - Figura 67 - Planta de localização do evento.....	77
(cap. 5.4) - Figura 68 - Esquema interpretativo do fenómeno que esteve origem na derrocada. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016a)	80
(cap. 5.4) - Figura 69 - Modelação aproximada 3D da derrocada. (Teixeira Duarte & EPOS, 2016 a)	82
(cap. 5.5) - Figura 70 -Frente estabilizada após colocação de 1º troço de enfilagens e 3 cambotas. Foto de EPOS 2015.	84
(cap. 5.5) - Figura 71 - Convergências implantadas no revestimento definitivo. EPOS.....	86
(cap. 5.5) - Figura 72 - Plano de trabalhos - Efeito produzido pelo atraso na atividade de escavação. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b).....	89
(cap. 5.5) - Figura 73 - Esquema da troca de moldes de cofragem, consequência da derrocada.....	91
(cap. 5.5) - Figura 74 - Extrato do Plano de Trabalhos de 22 de Setembro de 2014.....	93

(cap. 6.1) - Figura 75 - Zonamento real vs. Zonamento de projeto. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	95
(cap. 6.1) - Figura 76 - Histograma de frequências das classes de RMR. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	96
(cap. 6.1) - Figura 77 - Diagrama de isodensidades geral da rede de diaclasamento do troço escavado. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	96
(cap. 6.2) - Figura 78 - Portal web desenvolvido para a empreitada.....	97
(cap. 6.2) - Figura 79 - Corte geológico e geotécnico do troço escavado túnel norte no âmbito da última empreitada. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	98
(cap. 6.2) - Figura 80 - Valor característico médio das cordas horizontais em função da zona geotécnica. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	98
(cap. 6.2) - Figura 81 - Secção de convergência ao pk 15+965 localizada nas proximidades da falha da gaiva. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	99
(cap. 6.2) - Figura 82 - Suporte provisório previsto em fase de projeto de execução (A) e o realmente aplicado em fase de obra (B). (CONCEIÇÃO et al. 2016b)	100

ix. Índice de tabelas

(cap. 2.2.1) - Tabela 1 - Características e resistividade das 5 zonas distinguidas. (Cruz, Tareco, Rocha, Andrade, & Cruz, 2008)	7
(cap. 2.2.1) - Tabela 2 - Índices de Q (Barton) – (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)	9
(cap. 2.7) - Tabela 3 - Zonamento geotécnico e suportes primários segundo o projeto (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009).....	23
(cap. 3.2) - Tabela 4 - Zonamento geotécnico adaptado no projeto de execução (2ª fase). (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	26
(cap. 3.2) - Tabela 5 - Parâmetros de base considerados para cada zona geotécnica. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	27
(cap. 3.2) - Tabela 6 - Parâmetros de cálculo considerados para cada zona geotécnica. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	27
(cap. 3.3) - Tabela 7 - Suporte primário tipo SP1. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	27
(cap. 3.4) - Tabela 8 - Relação entre revestimento definitivo, suporte primário e zona geotécnica. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016).....	37
(cap. 4.3) - Tabela 9 - Resumo das quantidades de trabalho	71
(cap. 5.3) - Tabela 10 - Resumo das classificações geomecânicas na zona da derrocada. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016a).....	79
(cap. 5.5) - Tabela 11 – Exemplo de boletim de controlo de injeções em varões semihorizontais autoperfurantes colocados no pk 15+945.....	83
(cap. 5.5) - Tabela 12 – Exemplo de boletim de controlo de injeções de reforço no sustimento com autoperfurantes perpendiculares à secção do túnel, entre os pk 15+951,50 e 15+968,50.....	85
(cap. 5.5) - Tabela 13 - % de escavação executada à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	87
(cap. 5.5) - Tabela 14 - Previsão da atividade de escavação no planeamento à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	87
(cap. 5.5) - Tabela 15 - % de execução do revestimento definitivo à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b).....	87
(cap. 5.5) - Tabela 16 - Previsão da atividade de revestimento definitivo no planeamento à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	87
(cap. 5.5) - Tabela 17 - Quantidade de trabalho executado de redes de drenagem à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	88
(cap. 5.5) - Tabela 18 - Quantidade de trabalho executado de infraestruturas enterradas à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	88
(cap. 5.5) - Tabela 19 - Quantidade de trabalho executado de acabamentos à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	88
(cap. 5.5) - Tabela 20 - Atividade de escavação - efeito no plano de trabalhos após o acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	89
(cap. 5.5) - Tabela 21 - Datas finais de conclusão para a atividade de revestimento definitivo. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	89
(cap. 5.5) - Tabela 22 - Datas finais de conclusão para as restantes atividades. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	89

(cap. 5.5) - Tabela 23 - Resultado no plano de trabalho das medidas mitigadoras do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)	92
(cap. 7) - Tabela 24 - (A) Evolução da escavação ao longo da obra.....	101
(cap. 7) - Tabela 25 - (B) Evolução do revestimento definitivo ao longo da obra.	102
(cap. 7) - Tabela 26 - Evolução do número de trabalhadores em obra.	102
(cap. 7) - Tabela 27 - Histograma da faturação da empreitada.....	103
(cap. 7) - Tabela 28 - Índice de frequência de acidente atualizado em Janeiro de 2016	103

x. Índice de fotografias

Fotografia de capa de António José da Costa Canaveira.

(cap. 2.1) - Fotografia 1 - Área envolvente e Serra do Marão, Campeã. Foto do Autor 2010.....	4
(cap. 2.4) - Fotografia 2- Secção transversal da secção corrente dos túneis, sem pavimentos. Foto do Autor 2015.....	11
(cap. 2.5) - Fotografia 3 - Emboquilhamento do túnel norte nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.	14
(cap. 2.5) - Fotografia 4 - Primeiras cambotas com a forma do túnel no túnel norte nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.....	14
(cap. 2.5) - Fotografia 5 - Trabalhos de carregamento com explosivo da frente de escavação no túnel norte nascente, Vila Real. Foto do Autor 2009.	15
(cap. 2.5) - Fotografia 6 - Primeiro desmonte com explosivos. Equipa de escavação e topografia, EPOS e Geotrilho. Túnel norte nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.....	15
(cap. 2.5) - Fotografia 7 - Primeira fase de escavação com recurso a cambotas treliçadas. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.....	15
(cap. 2.5) - Fotografia 8 - Equipamento de furação para realizar a escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.	16
(cap. 2.5) - Fotografia 9 - Obra parada no inverno de 2009/2010. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2010.....	16
(cap. 2.5) - Fotografia 10 - O clima na Serra do Marão é agreste. Á cota dos 750 metros a neve no inverno foi uma presença assídua. Foto do autor 2010.	16
(cap. 2.5) - Fotografia 11 - Visita do primeiro-ministro. Foto de António Canaveira 2010.	17
(cap. 2.5) - Fotografia 12 - Trabalhos de furação da frente de escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2010.....	17
(cap. 2.5) - Fotografia 13 - Vista geral do estaleiro do lado poente, Amarante. Foto do Autor 2010.....	18
(cap. 2.5) - Fotografia 14 - Vista geral do estaleiro o lado nascente, Vila Real. Foto do Autor 2010.	18
(cap. 2.5) - Fotografia 15 – Trabalhos de furação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2010.....	19
(cap. 2.5) - Fotografia 16 - Trabalhos de topografia. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.	19
(cap. 2.5) - Fotografia 17 - Limpeza da frente de escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.	19
(cap. 2.5) - Fotografia 18 - Saneamento da frente de escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.....	20
(cap. 2.5) - Fotografia 19 - Ventilação provisória instalada durante a paragem. Foto do autor 2012.	21
(cap. 2.5) - Fotografia 20 – Por vezes foi necessário recorrer a embarcação para aceder à frente do túnel que inundava. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2012.....	21
(cap. 2.9) - Fotografia 21 - Ambiente mineiro durante os trabalhos de escavação. Foto Rui Mergulho 2011.....	24
(cap. 4.1) - Fotografia 22 - Auto de consignação entre o Estado Português e o consórcio construtor. Foto do autor 2014.....	43

(cap. 4.1) - Fotografia 23 - Aspeto geral dos túneis após paragem prolongada de 40 meses. Poente, Amarante. Foto do autor 2014.....	43
(cap. 4.1) - Fotografia 24 - Tela de impermeabilização colocada. Foto do autor 2015.....	44
(cap. 4.1) - Fotografia 25 - Primeiras armaduras colocadas. Túnel nascente norte, Vila Real. Foto do autor 2015.....	44
(cap. 4.1) - Fotografia 26 - Primeira betonagem no túnel nascente norte, Vila Real, com recurso a sistema de cofragem deslizante de 15 metros. Fotografia tirada no sentido da entrada do túnel. Consegue observar-se a autobetoneira a descarregar na bomba estática. Foto do autor 2015.....	45
(cap. 4.1) - Fotografia 27 - Primeira betonagem no túnel nascente norte, Vila Real. Foto tirada no sentido do interior dos túneis, observando-se os carrinhos de apoio à armadura e impermeabilização. Foto do autor 2015.....	45
(cap. 4.1) - Fotografia 28 - Aspeto geral do betão após betonagem. Ao fundo um dos sistemas de cofragem deslizante. Foto do autor 2015.....	45
(cap. 4.1) - Fotografia 29 - Frente de escavação no início da derrocada. Foto de Cláudio Santa 2015.....	49
(cap. 4.1) - Fotografia 30 - Momento do disparo da pega de fogo, túnel poente sul, Amarante. Foto do autor 2015.....	50
(cap. 4.1) - Fotografia 31 - Comunicação social presente para registar o momento. Foto do autor 2015.....	50
(cap. 4.1) - Fotografia 32 - Momentos de espera enquanto se procedia à limpeza do escombros resultado da explosão. Foto do autor 2015.....	50
(cap. 4.1) - Fotografia 33 - Equipa do lado poente do túnel no momento do varamento. Foto do autor 2015.....	51
(cap. 4.1) - Fotografia 34 - Equipa de escavação do lado nascente. Foto do autor 2015.....	51
(cap. 4.1) - Fotografia 35 - Momento do disparo final. Foto do autor 2015.....	51
(cap. 4.1) - Fotografia 36 - Comemoração dos trabalhadores. Foto do autor 2015.....	52
(cap. 4.1) - Fotografia 37 - Aspeto geral do túnel betonado. Foto do autor 2015.....	52
(cap. 4.1) - Fotografia 38 - Aspeto geral do túnel concluído. Foto do autor 2016.....	52
(cap. 4.1) - Fotografia 39 - Sala de controlo em testes dias antes da inauguração. Edifício de controlo Poente, Amarante. Foto do Autor 2016.....	53
(cap. 4.1) - Fotografia 40 - Aspeto final do portal do lado nascente, Vila Real. Foto de Leandro 2016.....	53
(cap. 4.2) - Fotografia 41 - Coordenação entre topógrafo e chefe de equipa. Foto de Rui Mergulho 2011.....	54
(cap. 4.2) - Fotografia 42 - Alguns elementos da equipa coordenadora e produção. Foto de EPOS 2014.....	54
(cap. 4.2) - Fotografia 43 - Equipamentos de furação e colocação de betão projetado. Foto do autor 2009.....	55
(cap. 4.2) - Fotografia 44 – Jumbo de Perfuração. Foto do Autor 2011.....	55
(cap. 4.2) - Fotografia 45 – Giratório Volvo EC240. Foto do Autor 2011.....	56
(cap. 4.2) - Fotografia 46 – Escavadora frontal de rastos Broyt. Foto de Rui Mergulho 2011.....	56
(cap. 4.2) - Fotografia 47 – Pá carregadora Volvo L220. Foto do Autor 2011.....	56
(Cap. 4.2) - Fotografia 48 – Dumper Volvo A40. Foto Rui Mergulho 2011.....	57
(cap. 4.2) - Fotografia 49 – Robot Putzmeister – PM500. Foto EPOS 2009.....	57
(cap. 4.2) - Fotografia 50 – Multicarregadora Manitu. Foto Rui Mergulho 2011.....	57
(cap. 4.2) - Fotografia 51 – Carregamento da primeira pega de fogo com auxílio de multicarregador Normet Charmec. Foto do autor 2009.....	58

(cap. 4.2) - Fotografia 52 – Cofragem deslizante Peri. Foto de M. Tender 2011.....	58
(cap. 4.2) - Fotografia 53 - Andaimdes deslizantes para instalação de impermeabilização e armadura. Foto do autor 2015.....	59
(cap. 4.2) - Fotografia 54 – Equipamentos para movimentação de terras. Foto de EPOS 2009.	59
(cap. 4.2) - Fotografia 55 – Bomba de betão estática para colocação de betão e aspeto final do betão após descofragem. Foto de IP 2016.....	60
(cap. 4.2) - Fotografia 56 – Armadura e espaçadores. Foto de IP 2016.	60
(cap. 4.2) - Fotografia 57 – Aspeto geral da tela de impermeabilização. Foto de IP 2016.	60
(cap. 4.2) - Fotografia 58 – Cofragem para sapatas do túnel. Foto de IP de 2015.	61
(cap. 4.2) - Fotografia 59 - Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.	63
(cap. 4.2) - Fotografia 60 - Dupla manga de ventilação. Foto do autor 2015.....	64
(cap. 4.2) - Fotografia 61 - Porta de ventilação em chapa de aço. Foto de M. Tender de 2015.	64
(cap. 4.2) - Fotografia 62 - Porta com geotêxtil. Foto de M. Tender de 2015.	64
(cap. 4.2) - Fotografia 63 - Coordenação topográfica. Foto de Rui Mergulho 2011.....	65
(cap. 4.2) - Fotografia 64 - Furação de uma pega de fogo. Foto do autor de 2015.....	65
(cap. 4.2) - Fotografia 65 - Sistema de cofragem montado no estaleiro poente. Foto de M. Tender de 2014.	67
(cap. 4.3) - Fotografia 66 - Escavação com recurso a giratória. Foto do autor 2015.....	68
(cap. 4.3) - Fotografia 67 - Sistema de impermeabilização. Foto do autor 2015.	69
(cap. 4.3) - Fotografia 68 - Armadura colocada sobre impermeabilização. Foto do autor 2015.	69
(cap. 4.3) - Fotografia 69 - Escavação com recurso a explosivos. Jumbo de furação de 3 braços. Foto do autor 2015.	70
(cap. 4.3) - Fotografia 70 - Sistema de impermeabilização e revestimento definitivo. Foto do autor 2015.	70
(cap. 4.3) - Fotografia 71 - Betonagem de um molde deslizante de 15 metros. Foto do autor 2015.	70
(cap. 4.3) - Fotografia 72 - Sistema de cofragem da passagem de veículos. Foto do autor 2015.	71
(cap. 4.3) - Fotografia 73 - Acompanhamento geológico da frente. Foto de Rui Mergulho 2011.	73
(cap. 4.3) - Fotografia 74 – Vista geral da pavimentação e sinalética na entrada do túnel do lado Poente, Amarante. Imagens de TD-EC- 2016.....	74
(cap. 4.3) - Fotografia 75 - Vista geral da pavimentação e sinalética na entrada do túnel do lado Nascente, Vila Real. Imagens de TD-EC- 2016.	75
(cap. 4.3) - Fotografia 76 – Vista da sala de controlo de segurança ativa. Imagens de TD-EC 2016.	76
(cap. 4.3) - Fotografia 77 – Imagens da sinalização, sistemas de segurança e geradores de emergência. Imagens de TD-EC 2016.....	76
(cap. 5.2) - Fotografia 78 – Durante a instabilidade na frente de escavação. Foto de Cláudio Santa 2015.	77
(cap. 5.2) - Fotografia 79 - Frente de escavação após derrocada. Foto de Cláudio Santa 2015.	78
(cap. 5.3) - Fotografia 80 - Aspeto listrado típico da Formação da Desejosa. Foto de Cláudio Santa 2015.	78
(cap. 5.3) - Fotografia 81 - Frente de escavação ao Pk 15+968,5. É perceptível a ocorrência de blocos resistentes de elevada dimensão e o caracter liso do diaclasamento associado. Foto de Cláudio Santa 2015.....	79

xi. Lista de siglas

ATO – Acompanhamento Técnico de Obra

BEI – Banco Europeu de Investimento

CENOR – CENOR Consultores S.A.

CCP – Código dos Contratos Públicos

CXG – Complexo Xisto-grauváquico

EP – Estradas de Portugal

EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A

Geotrilho – Topografia, Engenharia e Projeto

GSI – *Geological Strength Index*

IP - Infraestruturas de Portugal, S.A.

ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

INFRATUNEL – Construtores do Túnel do Marão – ACE

Km – quilómetro

LGTT – *Loan Guarantee Instrument for Trans-European Transport*

m – Metro

MAI – Ministério da Administração Interna

MFAPOPTC - Ministério das Finanças e da Administração Pública e das Obras Públicas, Transportes e Comunicações

Mota-Engil – Engenharia e Construção, S.A.

MSF – Moniz da Maia, Serra & Fortunato - Empreiteiros, S.A.

NATM – *New Austrian Tunnelling Method*

PRN - Programa Rodoviário Nacional

PK – Ponto Quilométrico

PT – Plano de Trabalhos

PT's – Postos de Transformação

PVC – *Polyvinyl chloride* ou cloreto de polivinilo

RTE – Rede de Transportes Europeus

SOMAGUE – Engenharia S.A.

TPF – TPF Consultores S.A.

TD EC – Teixeira Duarte Engenharia e Construção S.A.

UTAD – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro

1. Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A 31 de Maio de 2008, o primeiro-ministro do XVIII governo da república, o ministro das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e o secretário de Estado Adjunto, das Obras Públicas e das Comunicações, participaram na cerimónia de assinatura do contrato de concessão do Túnel do Marão ao consórcio Autoestrada do Marão, liderado pela Somague.

Esta concessão representa um investimento de 350M€ e engloba a conceção, construção, aumento do número de vias, financiamento, exploração e conservação, com cobrança de portagens aos utentes na A4/IP4 – Amarante / Vila Real e alargamento do troço entre o nó de Geraldês e o Nó do Padronelo, sem cobrança de portagem ao tráfego local.

O consórcio liderado pela Somague tem a seguinte constituição: Somague Itinere, S.A. - 53%, Somague Engenharia, S.A.- 1%, Itinere Infraestructuras, S.A. - 1%, MSF Concessões SGPS, S.A. - 35%, MSF Empreiteiros, S.A. - 10%.

A concessionária Autoestrada do Marão S.A. adjudica à INFRATUNEL – Construtores do Túnel do Marão – ACE o contrato de projeto e construção da A4 entre Amarante e Vila Real onde se inclui o túnel. A INFRATUNEL é um agrupamento complementar de empresas constituído pelas empresas SOMAGUE e MSF.

A 29 de Junho de 2009 é assinado entre a INFRATUNEL e a EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A. o contrato de subempreitada para a escavação e revestimento definitivo de metade dos 11334 metros de túnel. Ficaria a EPOS com a construção a iniciar do lado nascente, Vila Real, e a INFRATUNEL do lado poente, Amarante.

O Túnel do Marão é a primeira iniciativa na União Europeia em que foi utilizado *Loan Guarantee Instrument for Trans-European Transport (LGTT)*, um instrumento de garantia inovador que apoia projetos transeuropeus de transportes, criado e desenvolvido em conjunto pela Comissão Europeia e pelo Banco Europeu de Investimento (BEI). O objetivo do LGTT consiste em aumentar e acelerar o investimento do sector privado nas Redes Trans-Europeias (RTE). No âmbito de LGTT, o BEI cobre o risco de reduções inesperadas de receitas de tráfego do projeto durante um período inicial de operação. O reembolso do crédito decorrente da utilização de LGTT é subordinado ao reembolso prévio dos empréstimos «sénior» garantidos. Em consequência da subordinação da garantia LGTT, a viabilidade financeira do projeto é melhorada. O evento contou, assim, com a presença do vice-presidente do BEI

O primeiro-ministro relevou a importância do desafio colocado à engenharia portuguesa, sendo tal facto também destacado no discurso do vice-presidente do BEI. (SOMAGUE, 2008)

O Empreendimento do Túnel do Marão insere-se na denominada Estrada Europeia 82 (E82), que se inicia no Porto (em Matosinhos) prolongando a autoestrada A4 até Bragança e Espanha.

O lanço para a conclusão global da A4 tem uma extensão total de 26km, dos quais 5652 + 15 m correspondem ao Túnel do Marão que é constituído por dois túneis paralelos, perfazendo um total de 11 304 + 30 m de túnel, com 13 interligações entre ambos (das quais 6 para peões e 7 para veículos e peões). O túnel atravessa a Serra do Marão no sentido aproximado Oeste / Este fazendo deste o terceiro¹ maior túnel rodoviário da Península Ibérica.

A primeira fase dos trabalhos de escavação do Túnel do Marão teve o seu início em Julho de 2009 e por três vezes os trabalhos foram interrompidos. A última interrupção teve lugar em Junho de 2011, altura em que se encontravam praticamente concluídos os dois emboquilhamentos e escavados 7342 m no total das duas galerias. (TPF CONSULTORES, 2015)

As suspensões dos trabalhos no Túnel do Marão deveram-se a providências cautelares levadas a cabo pela empresa António Pereira – Água do Marão Lda., em 2009 e 2010, originando um atraso total de mais de seis meses. A última em 2011, e que levou a um impasse até 2014, foi devida a problemas de ordem financeira por parte da concessionária, Autoestradas do Marão. Com uma paragem superior a 6 meses devido às duas providências cautelares e o início de uma crise financeira em Portugal, os bancos estrangeiros que financiavam a obra retiraram o seu apoio ao projeto. Sendo uma concessão privada e privada de investimento de capital, a concessionária viu-se obrigada a parar tendo levado ao resgate da concessão por parte das Estradas de Portugal, EP, já no XIX governo. Assim, o Túnel do Marão fica também para a história por ser a primeira obra pública a ser resgatada pelo estado português. (Diário de Notícias, 2017)

Em Fevereiro de 2014, foi lançado pela empresa pública IP – Infraestruturas de Portugal, S.A. (ex. – Estradas de Portugal), um novo concurso público para o projeto e construção dos trabalhos necessários à conclusão do túnel, tendo saído vencedor o Consórcio Teixeira Duarte/EPOS tendo como projetistas a Cenor Consultores, SA (atual TPF Consultores) e a TD EC – Teixeira Duarte Engenharia e Construção S.A.. (TPF CONSULTORES, 2015)

¹ O maior túnel rodoviário da península ibérica localiza-se em Espanha, Internacional de Somport, e tem 8605 metros onde se inclui 5750 na parte espanhola. O segundo maior é o túnel de Manzanares, também em Espanha tem 5 973 metros de extensão.

O projeto rodoviário fez nesta segunda fase parte do programa de Acessibilidades a Trás-os-Montes e Alto Douro e integrou o Programa Rodoviário Nacional (PRN 2000) para a região transmontana.

O projeto visou a construção do lanço A4/IP4 Amarante-Vila Real onde se inclui o sublanço 3 e 4, entre os nós de ligação IP4/Campeã, com 18,6 km de extensão e Campeã/Parada de Cunhos, com 6,8 km.

O financiamento foi comunitário através do POVT-11-0150-FCOES-000015 com um custo total de 150,8 M€ e uma comparticipação de 89,9M€. (Infraestruturas de Portugal, 2014)

Dado o significativo tempo de paragem dos trabalhos da primeira empreitada, 3 anos, foi necessário desenvolver um estudo específico das condições de segurança em todo o túnel entretanto escavado. Este aspeto, em associação com as características dos terrenos ocorrentes e com um prazo de execução extremamente reduzido, constituíram enormes desafios ao desenvolvimento do projeto e execução da obra.

A secção transversal corrente de cada um dos túneis foi definida de modo a assegurar uma área útil mínima de 97,50 m², de modo a garantir que, em fase de exploração, a altura útil mínima seja de 5,00 m, permitindo a inserção de duas faixas de rodagem para cada sentido de tráfego.

O túnel foi aberto pelo método da escavação sequencial convencional NATM recorrendo a explosivos e a equipamento de escavação pesado. Os suportes primários instalados materializaram-se através da aplicação de um revestimento em betão projetado de espessura variável em função das características geomecânicas e hidrogeológicas do maciço atravessado, incorporando fibras metálicas e plásticas ou redes electrossoldadas, associado a pregagens ou a cambotas treliçadas.

O revestimento definitivo contemplou uma secção de betão armado com espessura constante de 0,35 m, fundado em sapatas com 0,45 m de espessura. Nas zonas de maior alteração geológica, de menor capacidade de autossustentação, previu-se a execução de uma soleira para o fecho da secção. (TPF CONSULTORES, 2015)

A empreitada da 2ª fase de construção do Túnel do Marão, orçada em 88,1 M€, teve início em Outubro de 2014 e finalizou em Maio de 2016.

A obra foi inaugurada a 07 de Maio de 2016 pelo primeiro-ministro do XXI governo, abrindo ao trânsito nesse mesmo dia.

1.2 Objetivo da dissertação

Em primeiro lugar cabe enquadrar a participação pessoal do autor no projeto e o interesse particular em dar a conhecer os aspetos gerais e particulares desta obra.

O túnel iniciou a sua construção em 2009 onde o autor ficou a cargo da direção de obra para a escavação, sustimento provisório e revestimento definitivo de metade da extensão dos Túneis. Uma subempreitada da EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A. que tinha como cliente a Infratúnel – Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., Empreiteiro Geral da concessionária Autoestradas do Marão, S.A.. Na outra metade, a construção ficou a cargo do próprio empreiteiro geral Infratúnel A.C.E.. Esta fase decorreu até 2011, ano em que a obra parou por período incerto.

Já em 2014 o Consórcio Teixeira Duarte / EPOS ganha o concurso público lançado pelas Infraestruturas de Portugal onde conferiram ao autor a Direção Técnica da Empreitada e a Direção de Obra para a escavação, sustimento e revestimento definitivo de toda a extensão dos túneis e respetivas ligações.

As obras subterrâneas fazem parte de todo o seu percurso laboral, iniciado em 2001, tendo o interesse particular por este tipo de infraestruturas começado ainda nos tempos da universidade.

A magnitude desta obra subterrânea e a sua complexidade técnica foi o motor para dar a conhecer todos os contornos da sua execução.

Este trabalho pretende descrever e analisar, o processo que permitiu concretizar esta importante infraestrutura no panorama nacional, desde as condicionantes que levaram ao lançamento da obra, passando pela caracterização do enquadramento geológico, descrevendo as soluções de projeto e sobretudo a execução da obra nos seus aspetos técnicos, sem deixar de ter em conta o enquadramento político e as sucessivas paragens e recomeços. Abordar-se-á

ainda a dificuldade acrescida devida a alteração de circunstância no decorrer da empreitada e os desafios ultrapassados para garantir a entrada em serviço da obra dentro do prazo.

Conhecer e compreender esta infraestrutura, nos aspetos referidos acima, permitirá aos interessados obter uma visão técnica de toda a engenharia que foi necessária para a sua execução. Temas complementares mas não menos importantes para a compreensão do todo, como o enquadramento geral político da obra e suas sucessivas paragens também são abordados em pormenor, numa visão factual e objetiva.

Um tema em particular, uma alteração de circunstância durante a execução da obra, será abordado em pormenor. Enquadrando-se claramente no alinhamento da dissertação, evidenciará as dificuldades, os desafios e as soluções para resolver um abatimento de um dos túneis durante a execução da obra.

1.3 Estrutura da dissertação

A dissertação conta com 8 capítulos, incluindo a presente introdução e bibliografia.

- (1) introdução,
- (2) apresentação do empreendimento,
- (3) enquadramento geológico e projeto,
- (4) execução da obra,
- (5) alteração de circunstância (derrocada),
- (6) acompanhamento técnico em obra,
- (7) conclusões
- (8) bibliografia

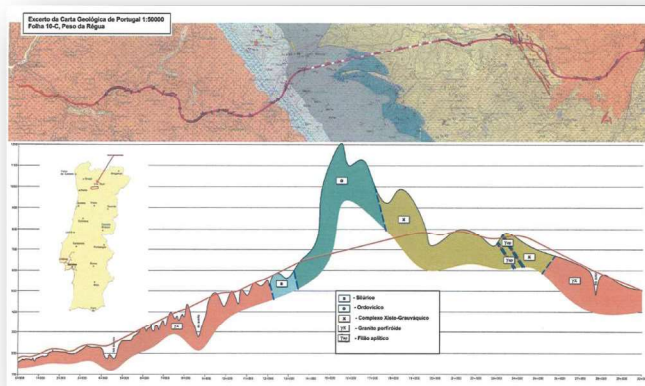
Pretende-se assim apresentar a infraestrutura em todas as suas fases; desde o concurso público, projeto, obra e acompanhamento técnico, incluindo uma cronologia histórica dos principais acontecimentos para garantir uma linearidade na estrutura do texto a par com o desenvolvimento do empreendimento.

No final é apresentado um resumo dos factos mais significativos que culmina com uma conclusão.

2 Apresentação do empreendimento (1ª fase da obra)

2.1 Localização

O Túnel do Marão está localizado em Portugal continental, no norte do país, nos concelhos de Amarante e Vila Real, distrito do Porto e Vila Real, inscrito numa orografia dominada pelos relevos da Serra do Marão e com uma orientação geral NE / SO.



(cap. 2.1) - Figura 1 - Implantação do Túnel do Marão sobre carta geológica a 1:50000, folha 10-C, Peso da Régua. O (verde escuro) – Ordovícico; X (verde claro) – Complexo Xisto-grauváquico; S (azul) – Silúrico; YX (rosa) – Granito porfíroide; YEP – filão haplítico.



(cap. 2.1) - Fotografia 1 - Área envolvente e Serra do Marão, Campeã. Foto do Autor 2010.

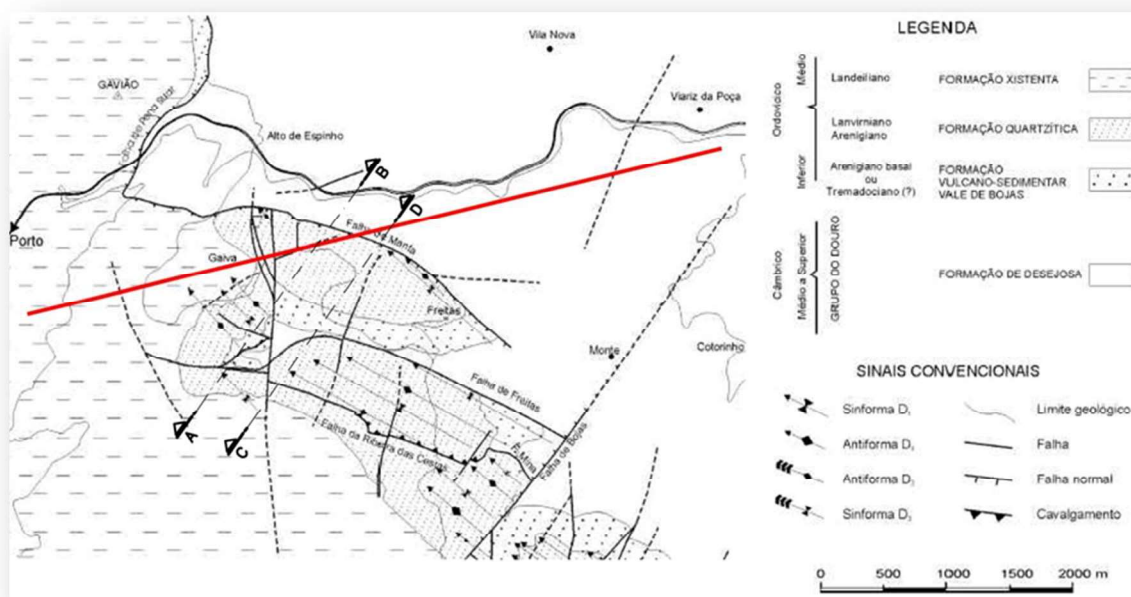


(cap. 2.1) - Figura 2 - Localização do Túnel do Marão com inclusão dos pk's de início e fim da empreitada.

2.2 Enquadramento Geológico

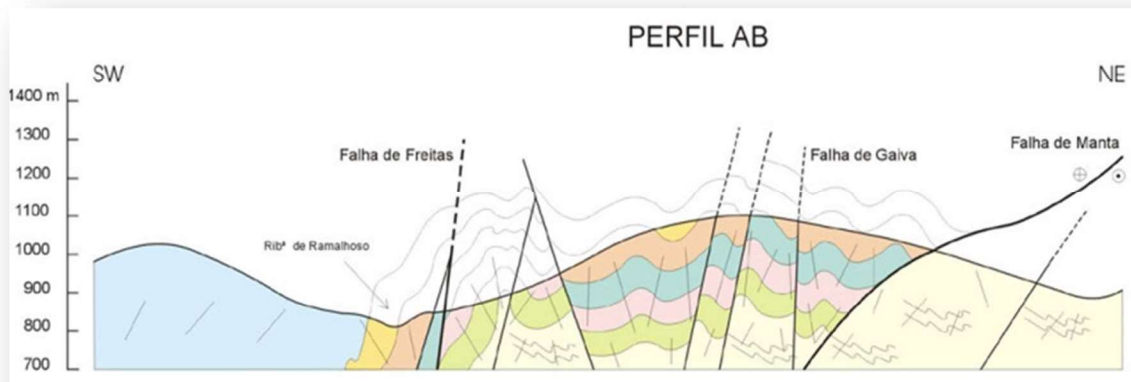
O túnel atravessa a Serra do Marão no flanco sul, a pouco mais de 1 km da portela do Alto de Espinho, segundo ENE - WSW. O relevo é bastante acidentado, com linhas de crista muito elevadas e uma rede hidrográfica muito encaixada. O traçado do túnel desenvolve-se sob duas linhas de cumeeada separadas por uma portela, que se situa entre o Alto das Veias, a Poente, e o Portal da Freita. Esta portela corresponde a uma importante zona de fraqueza do maciço, com a presença muito frequente de estratos de rochas brandas dobrados e rejeitados por um complexo conjunto de falhas, onde se destaca a falha de Gaiva com orientação N-S e dada como subvertical. (Conceição, et al., 2016 a)

Destaca-se, para a compreensão da geologia da região onde se localiza o Túnel do Marão, os trabalhos de Coke, C. (2000) – Evolução Geodinâmica do Ramo Sul da Serra do Marão – um caso de deformação progressiva em orógenos transpressivos; Coke, C. *et al*, (2001) – O Vulcanismo na Transição Câmbrico/Ordovícico na Zona Centro-Ibérica na região de Trás-dos-Montes (NE de Portugal) como elemento de referencia estratigráfica; Coke, C. & Santos, V. (2012) – Geologia Estrutural na Caracterização do Comportamento Geotécnico da Escavação do Túnel do Marão. Na figura 3 apresenta-se um esboço do mapa geológico da região envolvente do túnel. (Coke, Dias, & Ribeiro, 2003)

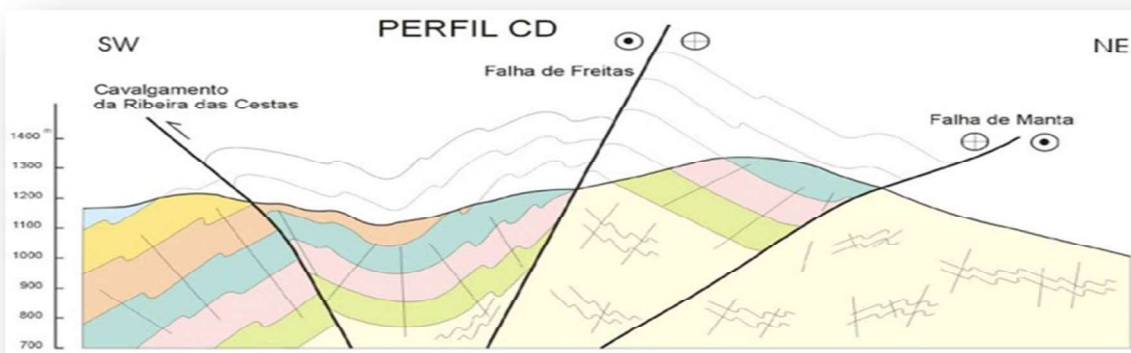


(cap. 2.2) - Figura 3 - Mapa geológico esquemático no flanco sul da serra do Marão. Traçado do túnel a vermelho.

Na figura 4 e na figura 5 apresentam-se dois perfis interpretativos A-B e C-D extraídos da tese de doutoramento do professor Coke. (Coke, 2000)



(cap. 2.2) - Figura 4- Corte geológico interpretativo A-B, transversal ao túnel, ao PK16+200.



(cap. 2.2) - Figura 5- Corte geológico interpretativo C-D, transversal ao túnel, ao PK17+000.

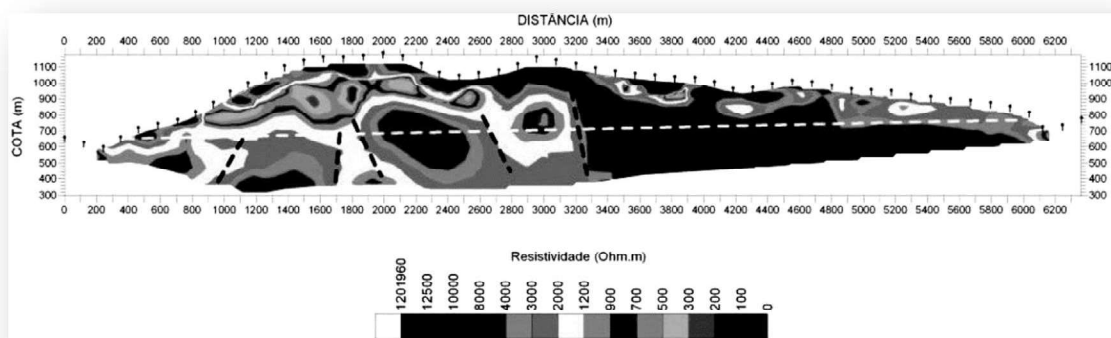
O túnel do Marão atravessa formações do Ordovícico e do Complexo Xisto-Grauváquico (CXG) do Câmbrico. O CXG está representado pela Formação de Desejosa do Grupo do Douro. A passagem do CXG ao Ordovícico faz-se através de uma superfície de discordância estratigráfica que se apresenta, ora como uma desconformidade, em que as bancadas acima e abaixo da referida superfície são paralelas, ora como uma discordância angular. Tal como as formações sobrejacentes, esta superfície deve apresentar-se dobrada. À superfície, o contacto entre a Formação de Desejosa e o Ordovícico dá-se normalmente por falhas com direção WNW-ESE: a falha de Manta, que foi atravessada pelo túnel, e a falha de Freitas, localizada mais a sul. A estrutura das formações da Serra do Marão constitui no seu conjunto um anticlinório em que as dobras têm direção WNW-ESE e vergência para NNE. Correspondem à primeira fase de deformação varisca e à qual está também associada uma forte clivagem com a mesma direção WNW-ESE. Estas estruturas são consideradas as mais expressivas que afetam as formações ordovícicas.

As formações do Ordovícico ocorrentes do lado poente e no trecho central do túnel englobam uma formação metassedimentar, constituída por xistos mosqueados do metamorfismo de contacto - filitos cinzentos e negros com minerais disseminados de quistolite, uma formação predominantemente quartzítica com intercalações e camadas alternantes xistentas, de natureza silto-pelítica, conhecida por formação do Marão ou Quartzitos Armorianos e, ainda, uma unidade constituída por conglomerados de elementos poligénicos grosseiros envolvidos numa matriz sericítica ou areno-sericítica com intercalações de materiais finos de natureza vulcânica de cor bege. O Câmbrico, ocorrente no setor nascente do túnel, está representado pela Formação de Desejosa, constituída por alternâncias milimétricas e centimétricas de filitos cinzento-escuro e de metassiltitos claros de aspeto listrado. (Conceição, et al., 2016 a)

2.2.1 Prospecção Geofísica

O perfil do túnel do Marão foi alvo de prospecção geofísica, tendo sido realizado um, perfil de resistividade elétrica (Cruz, Tareco, Rocha, Andrade, & Cruz, 2008) que se apresenta na figura seguinte.

Pela imagem apresentada verifica-se que a variação de resistividade não segue limites lineares, em particular no lado Poente do túnel. As dobras observadas à superfície encontram-se definidas no perfil de resistividade elétrica em profundidade. (Coke & Santos, 2012)



(cap. 2.2.1) - Figura 6 - Perfil de resistividade elétrica. Adaptado de: (Cruz, Tareco, Rocha, Andrade, & Cruz, 2008)

Na figura 6 apresenta-se o modelo interpretativo associado à solução de base, que evidencia uma intensa variação lateral dos valores de resistividade até ao Km 3+100, com prolongamento em profundidade. Este limite é coincidente com o contacto, á superfície, entre as formações do Ordovícico e o CXG – Grupo do Douro. As formações do Ordovícico apresentam valores de resistividade muito variáveis, refletindo diferentes graus de alteração e fracturação do maciço, e conteúdos variáveis em água. Além disso, verificou-se também que os terrenos de cobertura do túnel na faixa do Ordovícico exibem valores geralmente inferiores a 1000 Ohm, indicando uma forte presença de água percolando no interior do maciço, o que naturalmente se traduzirá em problemas acrescidos na construção do túnel. Por seu lado, as rochas pertencentes ao Grupo do Douro exibem valores de resistividade geralmente superiores a 3000 Ohm.m, indicando globalmente baixo teor em água, devendo encontrar-se pouco alteradas, sobretudo na faixa onde o túnel terá maior cobertura. (Cruz, Tareco, Rocha, Andrade, & Cruz, 2008)

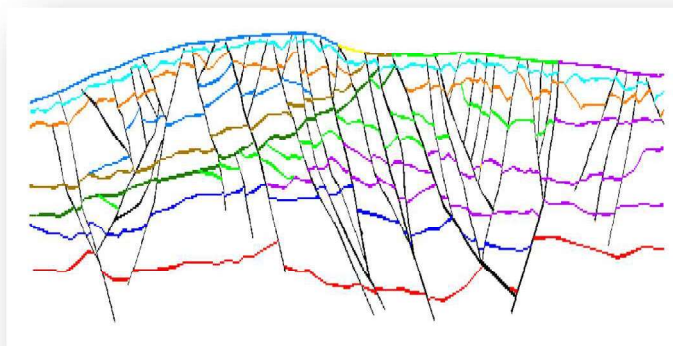
Zona	Resistividade ($\Omega.m$)	Características
1	<500	Maciço muito alterado com circulação de água
2	500 - 1200	Maciço alterado com percolação de água
3	1200 - 2000	Maciço alterado com baixa percolação de água
4	2000 - 3000	Maciço alterado
5	>3000	Maciço pouco alterado e são

(cap. 2.2.1) - Tabela 1 - Características e resistividade das 5 zonas distinguidas. (Cruz, Tareco, Rocha, Andrade, & Cruz, 2008)

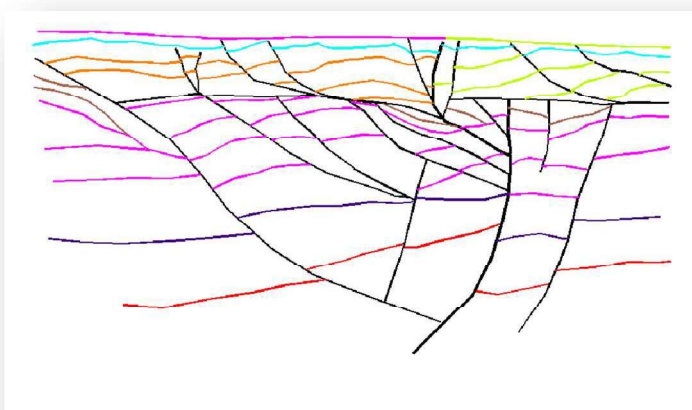
Foi também realizada uma prospecção geofísica com sísmica de reflexão de alta resolução (OSCA - Prospecciones y Estudios, S.L., 2010) encomendado pela INFRATUNEL, empreiteiro geral para a construção.

Esta metodologia pretendia identificar os índices de Q de Barton (Barton, Lien, & Lunde, 1974) e as descontinuidades em profundidade dada a complexidade geológica da envolvente e a ausência de sondagens ao longo do troço dos túneis, excetuando-se os emboquilhamentos.

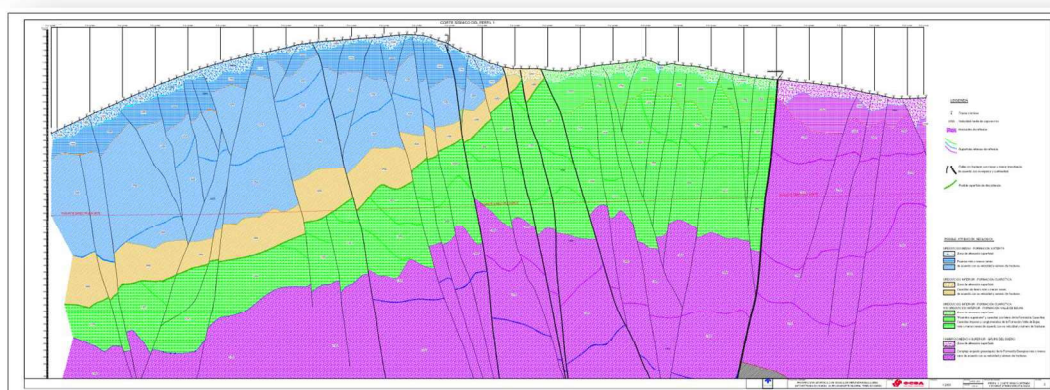
Obteve-se com esta prospeção perfis com a localização provável das descontinuidades e respetivos índices.



(cap. 2.2.1) - Figura 7 - Horizontes de reflexão e sistema de falhas segundo o perfil longitudinal do túnel (Poente - Ordovício) – (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)



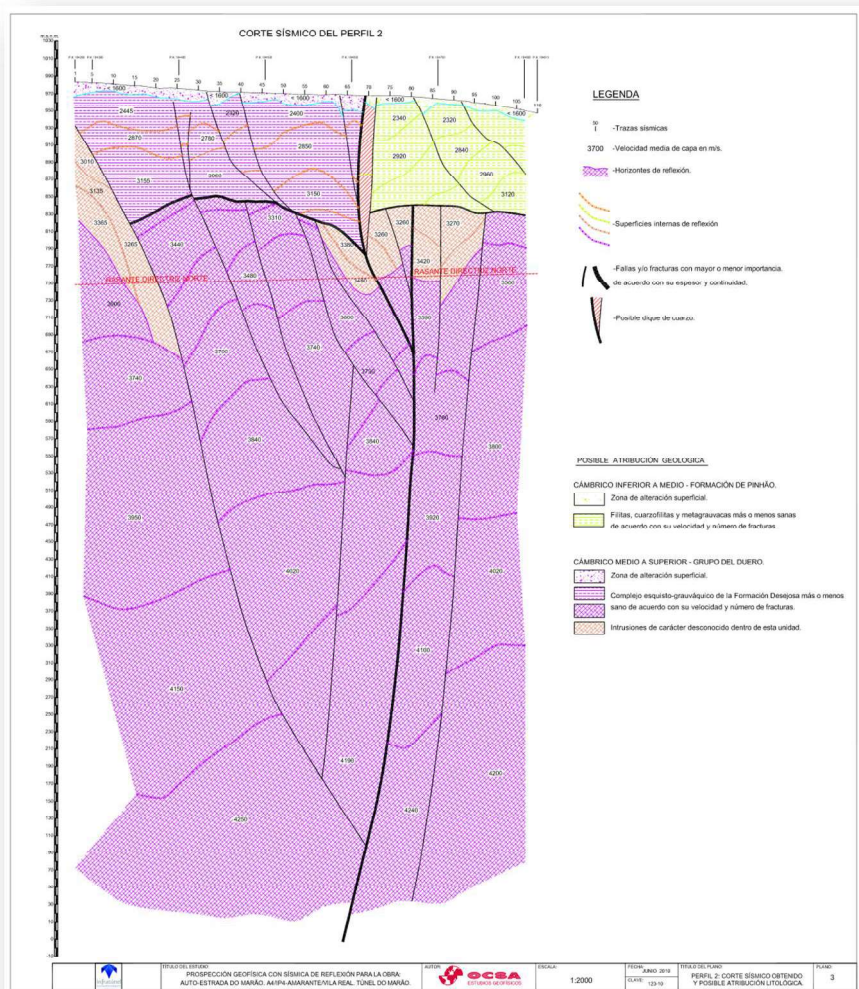
(cap. 2.2.1) - Figura 8 - Horizontes de reflexão e sistema de falhas segundo o perfil longitudinal do túnel (Nascente - Câmbrico) – (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)



(cap. 2.2.1) - Figura 9 - Perfil sísmico segundo a longitudinal do túnel e possível litologia. Zona Ponte até falha da Manta. (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)

VALORES INDICE Q		
PERFIL 1		
LITOLÓGICAS	VELOCIDAD	VALOR DEL INDICE Q
Formación Xistenta	3500	1
	3825	2.11348904
	3750	1.77827941
Cuarcitas sin hierro	3900	2.511886432
	3800	1.995262315
Cuarcitas con hierro y F. Valle Bojas	3900	2.511886432
	3800	1.995262315
	3850	2.238721139
	3500	1
	3650	1.412537545
	3775	1.883649089
Complejo esquistu-grauváquico	3700	1.584893192
PERFIL 2		
LITOLÓGICAS	VELOCIDAD	VALOR DEL INDICE Q
Complejo esquistu-grauváquico	3600	1.258925412
	3250	0.562341325
	3440	0.87096359
	3480	0.954992586
	3420	0.831763771
	3500	1

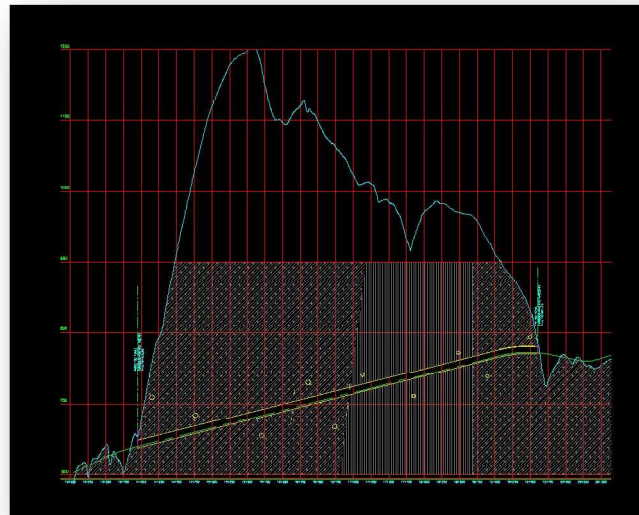
(cap. 2.2.1) - Tabela 2 - Índices de Q (Barton) – (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)



(cap. 2.2.1) - Figura 10- Perfil sísmico segundo a longitudinal do túnel e possível litologia. Zona Nascente parcial. (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)

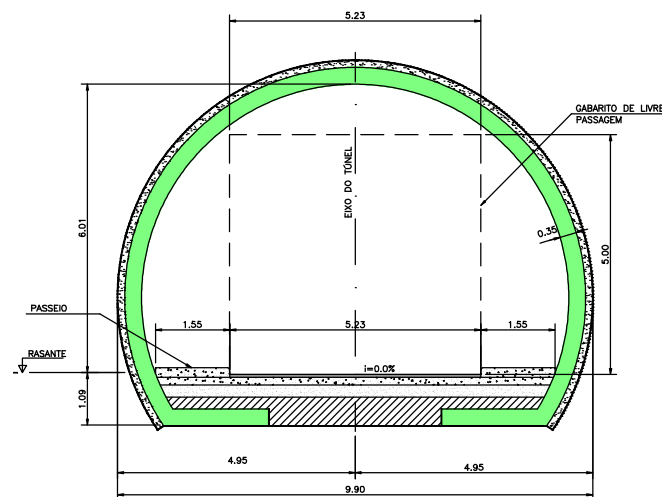


(cap. 2.4) - Fotografia 2- Secção transversal da secção corrente dos túneis, sem pavimentos. Foto do Autor 2015.

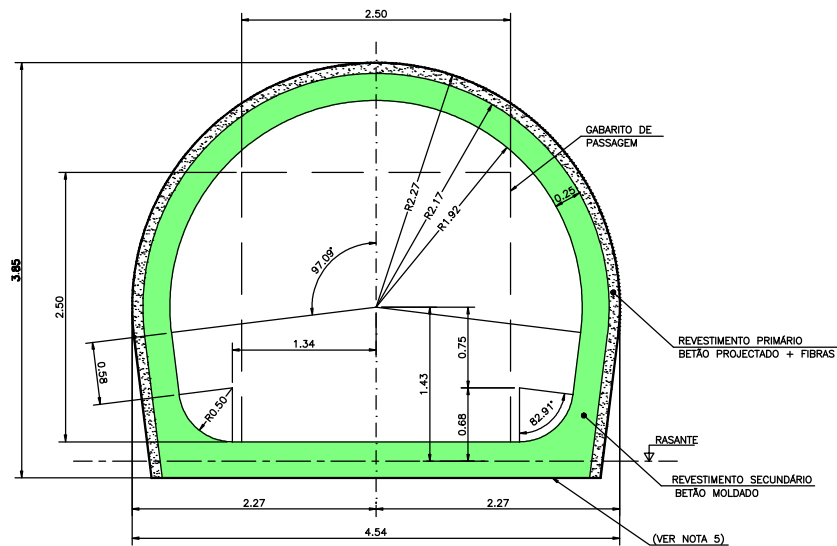


(cap. 2.4) - Figura 13- Perfil longitudinal H=1:10 000; V=1: 1 000. Recobrimento máximo de 510 metros.

As secções das interligações pedonais e as destinadas à passagem de veículos e peões são as que se seguem:



(cap. 2.4) - Figura 14- Secção transversal da passagem de peões e veículos.

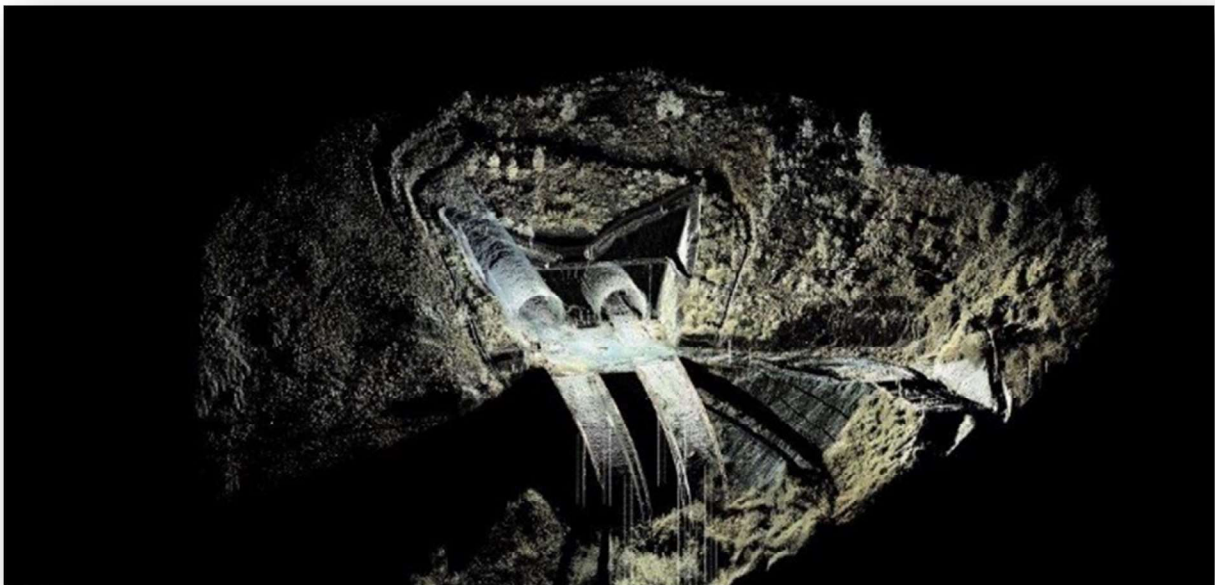


(cap. 2.4) - Figura 15 Secção transversal da passagem de peões.

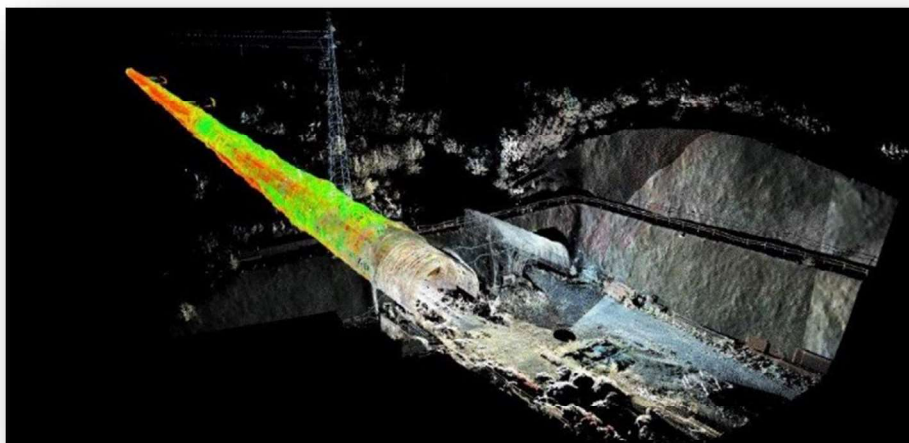
Nas interligações para veículos e peões o gabarito de altura de 5,00m é respeitado e as mesmas possuem uma faixa de 5,23m de largura além dos passeios laterais, já a secção destinada a peões, o gabarito de altura e de largura possuem dimensões iguais a 2,50m.

Ao portal de entrada para os túneis subterrâneos dá-se o nome de emboquilhamentos. Para a execução da escavação destes túneis foram projetado dois emboquilhamentos, um a poente (concelho de Amarante) e o outro a nascente (concelho de Vila Real). O espaço para a execução da obra era exíguo, já que no seguimento, quer de um lado quer do outro, existem viadutos.

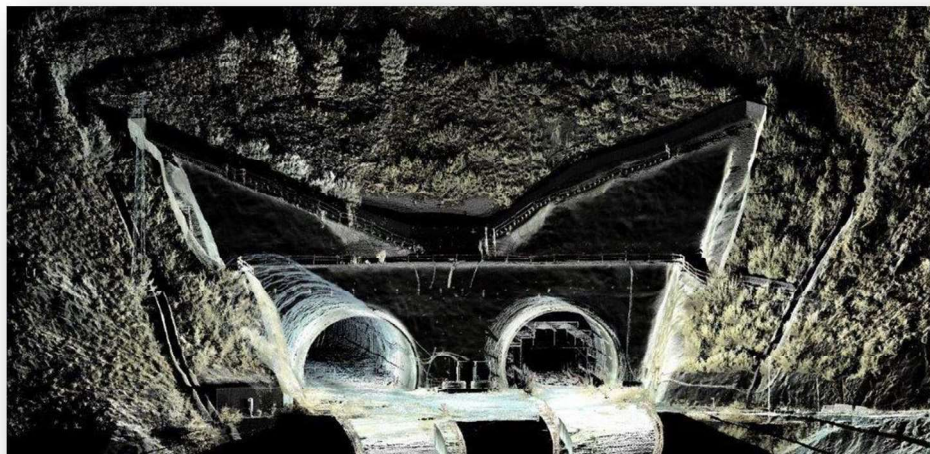
Foi aplicada a técnica de *Laserscan* em toda a extensão dos túneis para quantificar com exatidão o volume de betão definitivo a colocar no momento das betonagens e assim evitar desperdícios.



(cap. 2.4) - Figura 16 - Laserscan do emboquilhamento nascente. Trabalho executado durante a paragem prolongada da obra - Geotrilho 2014.



(cap. 2.4) - Figura 17 - Laserscan do emboquilhamento poente. Trabalho executado durante a paragem prolongada da obra - Geotrilho 2014.



(cap. 2.4) - Figura 18 – Laserscan da vista geral dos túneis. Geotrilho 2014.

2.5 Cronologia histórica até paragem da obra (1ª fase de obra)

A 22 de novembro de **2006** o governo de Portugal aprova o programa de procedimento e o caderno de encargos relativos ao concurso público para a concessão por 30 anos da autoestrada A4 entre os nós de Amarante e Vila Real, onde se insere o Túnel do Marão. A concessão ficou com o nome de “concessão do Túnel do Marão”. Esse documento é publicado no Diário da República em 13 de março de 2007, sendo designado por despacho nº4506/2007. (Diário da República, 2007)

Pela resolução do Conselho de Ministros de 24 de Abril de **2008**, o Governo Português adjudicou à concessionária Auto-Estrada do Marão S.A a concessão do Túnel do Marão. O consórcio liderado pela Somague tem a seguinte constituição: Somague - 55% MSF – 45%.

A 30 de maio de **2008** é assinado entre a concessionária Auto-Estrada do Marão S.A. e a INFRATUNEL – Construtores do Túnel do Marão – ACE o contrato de projeto e construção da A4 entre Amarante e Vila Real onde se inclui o túnel. A INFRATUNEL é um agrupamento complementar de empresas constituído pelas empresas SOMAGUE e MSF.

A 30 de maio de **2008** é publicada a resolução do Conselho de Ministros n.º89/2008, onde é aprovada a minuta de contrato de Concessão do Túnel do Marão. (Diário da República, 2008)

A 31 de maio de **2008** é assinado em Amarante o contrato de Concessão do Túnel do Marão, entre o Estado Português e o consórcio Autoestrada do Marão, S.A.. (MFAPOPTC - Ministério das Finanças e da Administração Pública e das Obras Públicas, Transportes e Comunicações, 2008). A concessão é válida até 2038.

A 29 de Junho de **2009** é assinado entre a INFRATUNEL e a EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A. o contrato de subempreitada para a escavação e revestimento definitivo de metade dos 11334 metros de túnel. Ficaria a EPOS com a construção a iniciar do lado nascente, Vila Real, e a INFRATUNEL do lado poente, Amarante.

Em julho de **2009** iniciam os trabalhos de construção dos túneis em ambos os lados da serra do Marão.



(cap. 2.5) - Fotografia 3 - Emboquilhamento do túnel norte nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.



(cap. 2.5) - Fotografia 4 - Primeiras cambotas com a forma do túnel no túnel norte nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.

A 31 de Julho de **2009** é dada a primeira pega de fogo para desmonte da rocha do Túnel do Marão. Esse acontecimento teve lugar no túnel norte nascente, Vila Real, pela empresa construtora EPOS, SA.



(cap. 2.5) - Fotografia 5 - Trabalhos de carregamento com explosivo da frente de escavação no túnel norte nascente, Vila Real. Foto do Autor 2009.



(cap. 2.5) - Fotografia 6 - Primeiro desmonte com explosivos. Equipa de escavação e topografia, EPOS e Geotrilho. Túnel norte nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.

Os trabalhos de escavação decorrem com a regularidade esperada.



(cap. 2.5) - Fotografia 7 - Primeira fase de escavação com recurso a cambotas treliçadas. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.



(cap. 2.5) - Fotografia 8 - Equipamento de furação para realizar a escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2009.

Após decorrerem 4 meses de obra, a 10 de Novembro de **2009** foi dada ordem para paragem dos trabalhos devido a providência cautelar interposta pela empresa António Pereira – Água do Marão, Lda. Na data da paragem ambos os túneis, norte e sul, e frentes de escavação, nascente e poente, estavam em plena fase de escavação subterrânea. Os meios não foram desmobilizados. Os únicos serviços realizados foram o controlo da instrumentação e bombagem das águas de infiltração.



(cap. 2.5) - Fotografia 9 - Obra parada no inverno de 2009/2010. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2010.



(cap. 2.5) - Fotografia 10 - O clima na Serra do Marão é agreste. À cota dos 750 metros a neve no inverno foi uma presença assídua. Foto do autor 2010.

A 04 de Maio de **2010** é dada ordem de levantamento da suspensão, os trabalhos recomeçam e a 05 de Maio o primeiro-ministro visita a obra. A obra esteve suspensa 6 meses.



(cap. 2.5) - Fotografia 11 - Visita do primeiro-ministro. Foto de António Canaveira 2010.

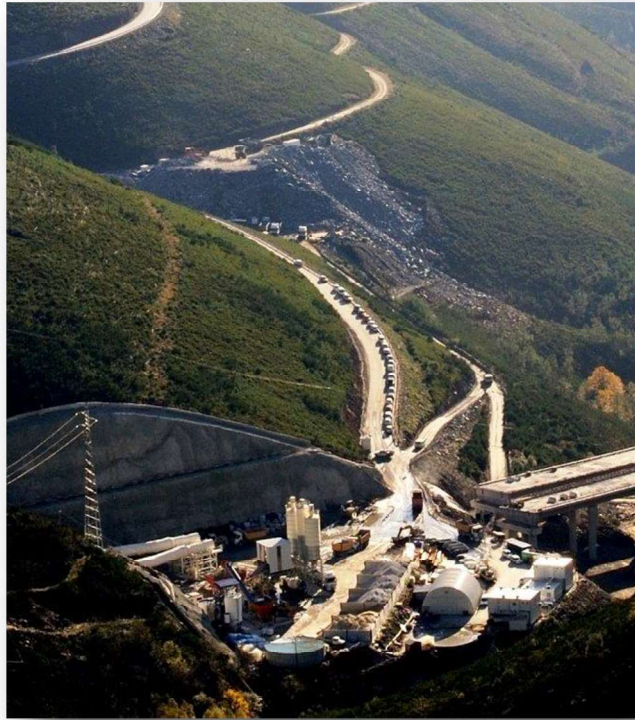
A obra reinicia os trabalhos de escavação em ambos os emboquilhamentos.



(cap. 2.5) - Fotografia 12 - Trabalhos de furação da frente de escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2010.

Decorrido um mês após o reinício dos trabalhos, a 07 de Junho de **2010**, é dada nova ordem de suspensão dos trabalhos. Uma nova providência cautelar é interposta pela empresa António Pereira – Água do Marão, Lda.

A 17 de Agosto de **2010** é reiniciada a obra após levantamento da providência cautelar. A paragem de 2 meses soma à anterior paragem de 6 meses. No total a obra parou 8 meses devido às providências cautelares. Apenas tinham decorrido 5 meses de trabalho.



(cap. 2.5) - Fotografia 13 - Vista geral do estaleiro do lado poente, Amarante. Foto do Autor 2010.



(cap. 2.5) - Fotografia 14 - Vista geral do estaleiro o lado nascente, Vila Real. Foto do Autor 2010.



(cap. 2.5) - Fotografia 15 – Trabalhos de furação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2010.



(cap. 2.5) - Fotografia 16 - Trabalhos de topografia. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.

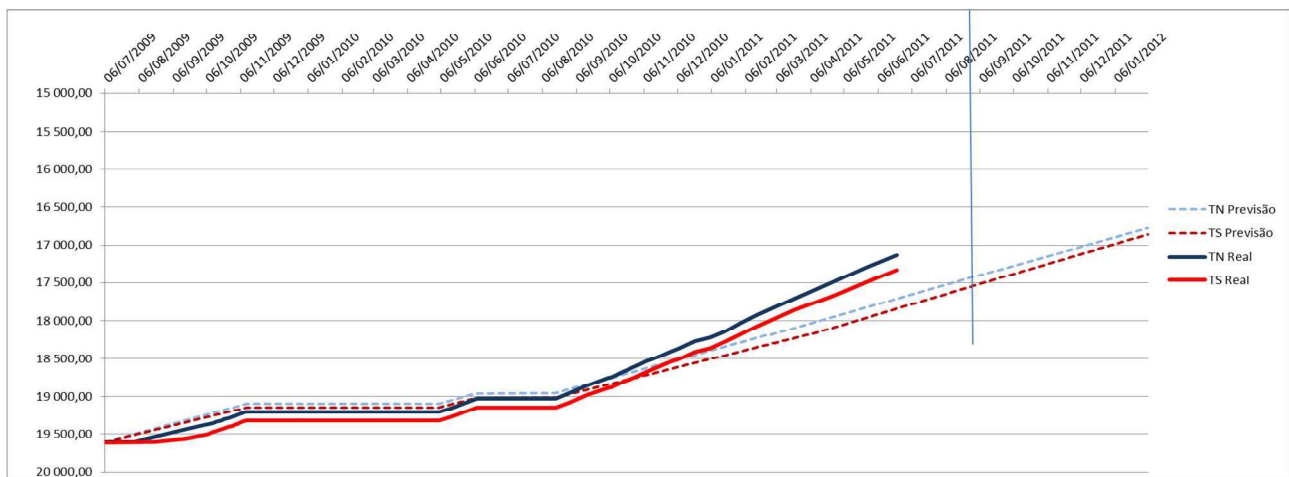


(cap. 2.5) - Fotografia 17 - Limpeza da frente de escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.



(cap. 2.5) - Fotografia 18 - Saneamento da frente de escavação. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.

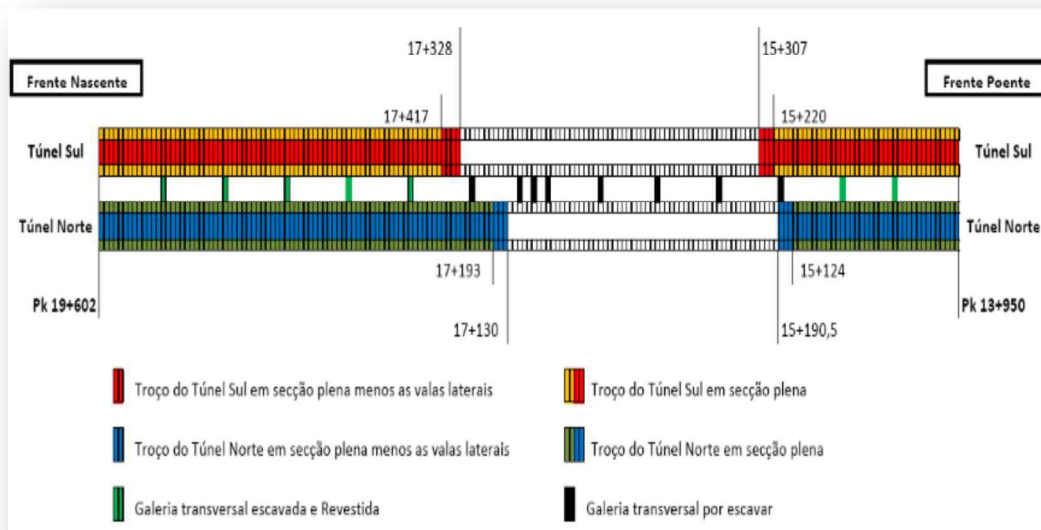
A 22 de junho de **2011** são pela terceira vez suspensos os trabalhos por decisão da concessionária Autoestradas do Marão. Os trabalhos até aí decorreram por 10 meses seguidos e na totalidade 16 meses. A decisão que levou à suspensão da obra por parte da concessionária deveu-se à falta de fundos necessários. As paragens anteriores dificultaram ainda mais o acesso a financiamento externo.



(cap. 2.5) - Figura 19 - Mapa espaço/tempo da escavação dos túneis nascente à data da paragem dos trabalhos.

O gráfico espaço/tempo apresenta a evolução da escavação dos túneis ao longo do tempo. É possível observar nas ordenadas o ponto quilométrico do túnel (distância escavada) e nas abcissas o tempo. Identificam-se também dois planaltos referentes às duas paragens da obra e a previsão de conclusão da escavação a meio de Agosto de 2011.

À data da paragem estavam executados 4 742 metros de escavação subterrânea e sustimento provisório de túnel do lado nascente, Vila Real, e 2 601 metros do lado Poente, Amarante. No total foram executados na primeira fase dos trabalhos no Túnel do Marão 7 343 metros de escavação subterrânea. Faltavam 3962 metros.



(cap. 2.5) - Figura 20 – Esquema com estado da escavação dos túneis no momento da paragem prolongada. Ficaram por escavar 3962 metros.

Apenas serviços de manutenção e bombagem das águas de infiltração são efetuados após a suspensão.



(cap. 2.5) - Fotografia 19 - Ventilação provisória instalada durante a paragem. Foto do autor 2012.



(cap. 2.5) - Fotografia 20 – Por vezes foi necessário recorrer a embarcação para aceder à frente do túnel que inundava. Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto do autor 2012.

2.6 Enquadramento político

Com o empreendimento parado, decorrem negociações entre a concessionária e o Estado Português para desbloquear a situação. A concessionária exige 100 M€ devido às duas primeiras paragens da obra por imposição dos tribunais administrativos. O Estado Português não chega a acordo.

A 16 de Junho de **2013** o estado resgatou a concessão do túnel do Marão, com justa causa fundada no incumprimento pela concessionária Auto-Estradas do Marão. A decisão de rescisão, publicada em Diário da República, “produz efeitos imediatos, logo após ser notificada à concessionária”. O documento, assinado pelos secretários de Estado das Finanças, e das Obras Públicas, foi publicado a 16 de Junho de 2013.

No despacho sobre o Túnel do Marão, refere-se que o “conjunto de incumprimentos que se verificam no presente momento (da obrigação de executar a obra pública concessionada, de aporção de fundos próprios pelos acionistas, de obtenção de financiamentos de fundos alheios, da obrigação de manter e operar os sublanços que se encontram já em serviço, para além de adiante são referidos) representam uma violação grave das obrigações da concessionária, com prejuízo acentuado para o interesse público, que esta não está em condições de sanar”. (Público, 2013)

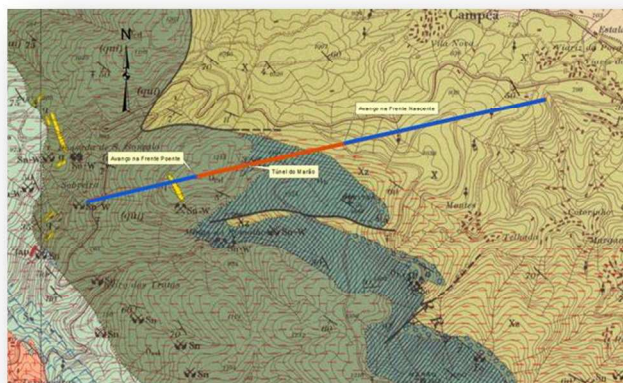
Já em Janeiro de **2014**, o primeiro-ministro, afirmou que espera retomar “durante o primeiro semestre de 2014” as obras no Túnel do Marão.

Em Fevereiro de **2014**, o secretário de Estado dos Transportes, anunciou que seriam abertos naquele mês concursos para a conclusão do Túnel do Marão. A execução do empreendimento do Túnel do Marão foi dividida pela empresa pública Estradas de Portugal S.A. em três concursos públicos internacionais para a construção do acesso poente, do acesso nascente e de execução do Túnel. (Jornal de Notícias, 2014)

É neste cenário de crise financeira e governo do P.S.D. que o Estado Português lança mãos à obra para arranjar financiamento para a execução da obra.

2.7 Condicionantes no lançamento do novo concurso público

Para a realização de novo concurso público, o Estado Português teve em conta toda a obra realizada e a informação extraída dessa realização. Já estavam escavados 7 343 metros de túnel. No entanto, os 3962 metros por escavar localizavam-se exatamente na zona mais profunda da serra e também a mais complexa. Apenas tinha sido colocado o sustimento primário nas zonas já escavadas Este sustimento é projetado para uma vida útil que vai desde a escavação até ao revestimento definitivo, mantendo em estabilidade e segurança o túnel. O revestimento definitivo não estava executado e passaram 3 anos desde que o revestimento primário foi executado.



(cap. 2.7) - Figura 21 - Localização do trecho de escavação em falta, a vermelho, sobre a folha 10 C à escala 1750000 da carta geológica de Portugal. (Monteiro & Azevedo, 2016)

A escavação que já tinha sido executada cumpriu o estipulado em projeto, adotando o NATM (*New Austrian Tunnelling Method*), que considera a interação entre o maciço rochoso e o suporte primário, mobilizando a resistência interna do maciço como parte integrante do sistema de suporte, contribuindo ambos, em conjunto, para a estabilidade do túnel.

Segundo os índices de GSI (Marinos & Hoek, 2000) o projetista definiu zonamento geotécnico e por sua vez o suporte primário a adotar.

Zonamento geotécnico		Suporte primário
Zona ZG3	GSI<15 (very poor)	Secção tipo A – A utilizar nos emboquilhamentos e zonas de falha. Cambotas metálicas com 30cm de betão projetado; escavação em 2 etapas (meia secção e rebaixo); soleira com arco invertido provisório; avanços de 0,6m a 1,0m.
	15<GSI<35 (poor)	Secção tipo B – 15cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas ou de polipropileno; pregagens sistemáticas com 5,0m de comprimento; escavação em duas etapas (1/2 secção e rebaixo); avanços de 1,4m a 2,0m.
Zona ZG2	35<GSI<50 (good, fair)	Secção tipo C – 10cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas ou de polipropileno; pregagens sistemáticas com 5,0m de comprimento; escavação em secção plena ou em duas etapas (1/2 secção e rebaixo) dependendo das condições do maciço; avanços de 1,8m a 3,0m.
Zona ZG1	50<GSI<70 (very good, good)	Secção tipo D – 5cm a 10cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas ou de polipropileno; utilização eventual de pregagens com 5,0m de comprimento; escavação em secção plena ou em duas etapas (1/2 secção e rebaixo) dependendo das condições do maciço; avanços 2,6m a 4,0m

(cap. 2.7) - Tabela 3 - Zonamento geotécnico e suportes primários segundo o projeto (Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E., 2009)

O procedimento adotado para o lançamento da empreitada do túnel do Marão, em modalidade de conceção/construção decorreu também da complexidade técnica dos processos construtivos da obra a realizar, que requeriam, em razão da tecnicidade própria dos concorrentes, a especial ligação destes à conceção daquela.²

Neste contexto destacam-se como condicionantes relevantes para a conceção do projeto e concretização da obra, aquelas que se encontram associadas ao ambiente geológico da região onde se insere o túnel, bem como as condições geotécnicas da obra a realizar.

Concretamente no que respeita ao ambiente geológico da região onde se insere o túnel, salienta-se que as escavações ainda por realizar se inseriam em zona de grandes estruturas tectónicas regionais identificadas quer na bibliografia quer na cartografia geológica existente, desconhecendo-se o seu desenvolvimento e características às profundidades atravessadas pelo túnel.

Tendo em atenção que se encontravam escavados 65% do total do túnel, no conjunto de ambas as galerias, tal obrigava à manutenção dos traçados originais independentemente do enquadramento geológico e das condições geotécnicas, limitando igualmente a distância entre galerias que era já inferior a dois diâmetros da secção escavada. (Monteiro & Azevedo, 2016)

2.8 Solução adotada

Tendo em consideração todos os condicionalismos inerentes à realização de uma empreitada como a do túnel do Marão, aos quais acresciam aquelas que decorreram do tempo de paragem da obra, procurou, o estado português, na fase de preparação dos elementos de concurso, salvaguardar a incerteza e o risco de natureza geotécnica normalmente associados à conceção e construção de obras subterrâneas. (EP - Estradas de Portugal, S.A., 2013)

² Pretendeu assim o Estado Português dar preferência às empresas que detinham o conhecimento da obra já realizada, da sua capacidade técnica em detrimento de outras, salvaguardado o risco da incerteza geológica.

2.9 Definição do modelo conceção/construção

O modelo de conceção construção, adotado pelo Estado Português, à luz do CCP – Código dos Contratos Públicos, publicado aprovado pelo Decreto-Lei n.º 18/2008, de 29 de Janeiro, e sucessivas alterações, coloca todo o risco geológico do lado do projetista/construtor, salvaguardando o estado para eventuais sobrecustos da empreitada provenientes do desconhecimento geológico.

Importa esclarecer, em primeiro lugar, e à luz do CCP, o concorrente é obrigado a apresentar os estudos geológicos e geotécnicos que considere necessários para o conhecimento da obra que se propõem realizar.

No entanto, o processo de concurso tem 75 dias desde o anúncio até à entrega das propostas.

Claramente se percebe que os estudos necessários para uma compreensão fidedigna do maciço a atravessar são impossíveis de realizar, pois obrigavam a uma galeria de sondagem em toda a extensão do túnel. Só assim se garantia um conhecimento fidedigno e real da obra a realizar. Que é como quem diz, realizar o túnel.

Pela capacidade que hoje em dia a engenharia geotécnica detém, poderia o empreiteiro realizar sondagens com mais de 500 metros de profundidade, em 3962 metros de longitude, espaçadas em x metros, que atravessassem o túnel, para com elas interpretar e extrapolar o maciço a travessar, conhecer as falhas e suas atitudes, expressões e particularidades. Para tal, seriam necessários meios que não se encontram disponíveis com facilidade, com custos altíssimos.

No entanto, o tempo é a razão principal para a impossibilidade desses estudos.

Em apenas 30 dias, pode o projetista/empreiteiro estudar toda a bibliografia existente, a facultada no processo de concurso e efetuar uma visita de superfície à Serra do Marão.

À luz da lei, pretende o Estado escapular-se ou esgueirar-se da responsabilidade que tem em pagar o justo valor da obra encomendada.

A definição de conceção/construção para obras subterrâneas deveria ser retirado das permissões do CCP. É uma ardilosa ferramenta para prevenir sobrecustos, tão importante nos dias de hoje para o controlo, e corretamente, das obras. Mas estará esta ferramenta adequada para obras das quais se desconhece a quantidade total dos trabalhos necessários em virtude de se desconhecer o maciço a atravessar?

Recentemente, mais uma vez, o estado lançou um concurso público para a conceção/construção dos Túneis de Drenagem de Lisboa. Mais uma vez adotou a ferramenta permitida na lei, da conceção/construção. O concurso ficou deserto.



(cap. 2.9) - Fotografia 21 - Ambiente mineiro durante os trabalhos de escavação. Foto Rui Mergulho 2011.

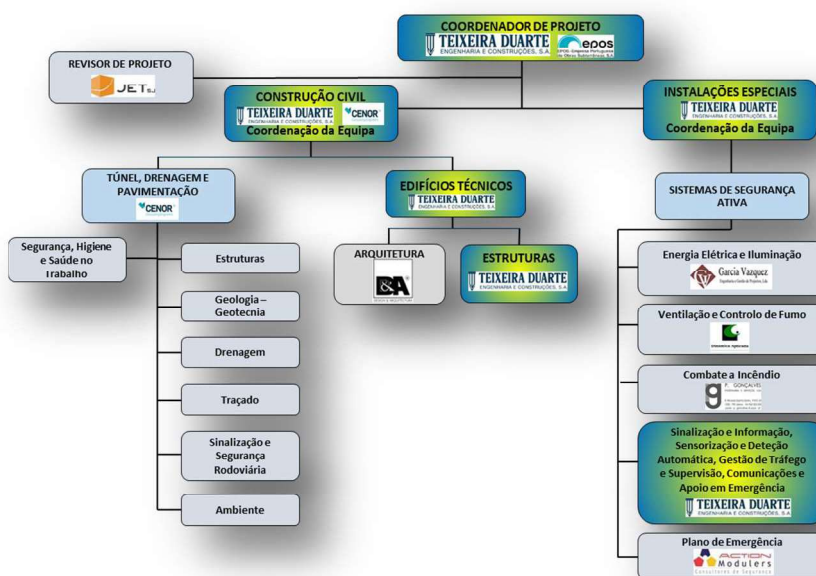
3 Enquadramento geológico e projeto (2ª fase da obra)

3.1 Introdução

Em Julho de **2014**, o consórcio da Teixeira Duarte Engenharia e Construção, S.A. e da EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A. ganhou o concurso lançado pela empresa pública Estradas de Portugal, S.A. para a construção do Túnel do Marão, com uma proposta de 88,1 milhões de euros.

Em 14 de Agosto de **2014** é assinado o contrato entre as entidades. O contrato tem como objeto a elaboração do projeto e a execução da empreitada denominada “**IP4 (A4) Túnel do Marão (em regime de conceção/construção)**”.

O projeto, iniciado em fase de concurso como estudo prévio e posteriormente desenvolvido em fase de obra ficou a cargo da CENOR, atual TPF Consultores, S.A. e a Teixeira Duarte Engenharia e Construção, S.A. em colaboração com outras empresas especialistas.

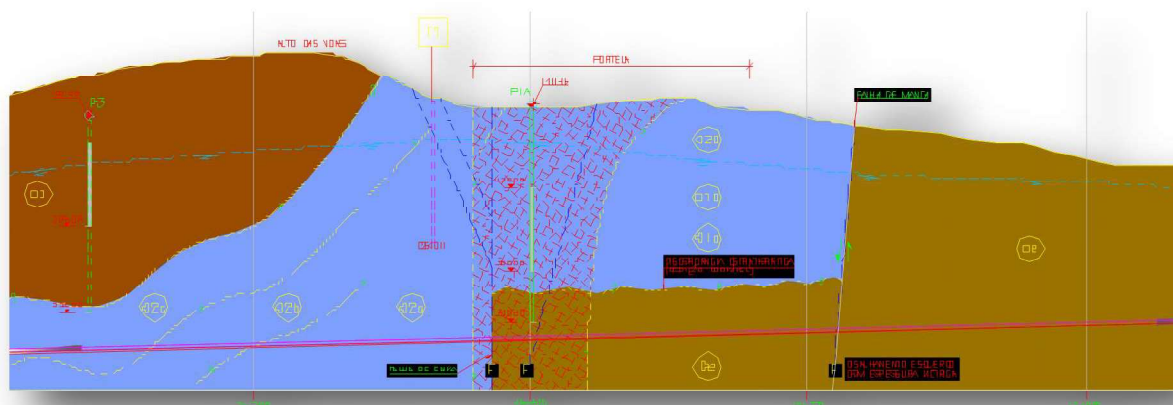


(Cap. 3.1) - Figura 22 – Organograma funcional da equipa de projeto.

3.2 Geologia e geotécnica.

Para o enquadramento geológico do túnel do Marão, o projetista (CENOR) em colaboração estrita com o empreiteiro (EPOS) baseou-se em diversos documentos e artigos científicos publicados sobre a geologia da região da serra do Marão, nos trabalhos de prospeção realizados em fases anteriores dos estudos, bem como nos relatórios mensais da primeira fase da obra, nomeadamente os levantamentos geológicos das frentes de escavação.

Em termos de compartimentação do maciço, verificou-se na primeira fase das escavações que as atitudes médias das descontinuidades ocorrentes nas frentes do lado Poente são ligeiramente distintas das atitudes ocorrentes no lado Nascente, o que se coaduna com o facto de as frentes terem atravessado maciços rochosos com enquadramento tectónico distinto.



(cap. 3.2) - Figura 23 - Pormenor do perfil geológico da zona a travessar. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

Sob o ponto de vista hidrogeológico, o túnel do Marão atravessa formações com características potencialmente bastante distintas. Nos trechos do lado Poente e do lado Nascente que se encontravam já escavados, o túnel encontrou formações xistentas fraturadas, mas com baixa transmissividade e afluências de água relativamente baixas. As afluências de água nestes trechos de Poente, até ao PK14+700, e de Nascente, foram muito fracas, caracterizadas por extensas zonas de maciço seco e zonas dispersas com gotejamentos e humidades, o que está em conformidade com as características de permeabilidade destas formações e com o relevo dominado por vales muito profundos e próximos. Depois do referido PK, as escavações do lado Poente penetraram nos estratos superiores da Formação Quartzítica e, à medida que se aproximavam dos quartzitos com ferro, o caudal afluyente ao túnel aumentou acentuadamente, com águas muito ferrosas.

De referir que os piezómetros instalados nas imediações do traçado do túnel e das captações do Marão mostraram que a superfície de saturação do maciço na zona do túnel atinge cotas entre 1 000 e 1 080, com flutuações sazonais que correspondem às infiltrações das águas de escorrências superficiais resultantes das precipitações intensas, características desta zona da serra. Assim, em função do muito complexo ambiente tectónico ocorrente, admitiu-se na fase de projeto a existência de uma rede complexa de inúmeros caminhos de percolação preferencial, que ao serem intersectados pelas escavações poderiam promover afluências de água ao túnel com caudais e pressões elevados, dependentes do grau de abertura das discontinuidades.

Admitiu-se, ainda, no trecho a escavar na Formação de Desejosa, para Nascente da falha de Manta, que os caudais seriam reduzidos, tal como no trecho já escavado. Não se conhecendo as características hidrogeológicas do acidente regional que põe em contacto as formações xistentas do Câmbrico e as Formações Ordovícicas, foi difícil estimar com alguma segurança a evolução das afluências de água com a aproximação das escavações do lado Nascente à falha de Manta, tendo-se admitido que ocorreria um aumento dessas afluências à medida que as escavações se aproximassem, por ser provável a existência de uma rede de fracturação mais intensa nas vizinhanças da falha. No entanto, dada a natureza do maciço ao nível do túnel e as respetivas características hidrogeológicas observadas no trecho já escavado do lado Nascente, admitiu-se que as afluências de água na zona de influência da falha pudessem ser reduzidas, situação que se veio a confirmar.

A classificação geomecânica do maciço rochoso foi efetuada, sobretudo, tendo por base os elementos recolhidos na primeira fase de abertura do túnel, tendo sido determinados, para o efeito, os valores do RMR (Bieniawski, 1989) e do GSI (Marinos & Hoek, 2000). Com base nestes valores foi efetuada o zonamento geotécnico considerando três unidades, designadas por zonas geotécnicas ZG1, ZG2 e ZG3.

Zona geotécnica de referência	RMR	GSI
ZG1	> 45	> 55
ZG2	25 - 45	35 - 55
ZG3	< 25	< 35

(cap. 3.2) - Tabela 4 - Zonamento geotécnico adaptado no projeto de execução (2ª fase). (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

As características de resistência e deformabilidade de cada zona geotécnica foram derivadas a partir dos valores de GSI, sendo de referir que os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb foram obtidos por derivação a partir das curvas intrínsecas não lineares de Hoek-Brown, tendo em consideração a gama de tensões expectável no maciço ao nível do túnel. Na tabela seguinte apresentam-se os parâmetros de base adotados para cada zona geotécnica.

Zona geotécnica	Suporte-tipo	GSI		σ_{ci} (MPa)		γ (kN/m ³)
		mínimo	máximo	mínimo	máximo	
ZG1	SP1	55	70	100	150	26
ZG2	SP2	35	55	75	100	25
ZG3	SP3	35		30		24

(cap. 3.2) - Tabela 5 - Parâmetros de base considerados para cada zona geotécnica. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

Na tabela seguinte apresentam-se os parâmetros de cálculo derivados para cada zona geotécnica.

Zona geotécnica	Suporte	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	E (GPa)	c' (kPa)	Φ (°)	K_0
ZG1	SP1	400	26	15,0	2250	44	1,0
ZG2	SP2	400	25	7,0	1500	38	1,0
ZG3	SP3	400	24	1,0	900	33	1,0

(cap. 3.2) - Tabela 6 - Parâmetros de cálculo considerados para cada zona geotécnica. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

Com base na caracterização geológico-geotécnica efetuada, e tendo em conta o desenvolvimento e as características de cada uma das zonas geotécnicas definidas e a experiência adquirida, quer a nível de projeto, quer no acompanhamento de obras realizadas em formações com características semelhantes, estabeleceu-se o zonamento geotécnico longitudinal dos trechos de túnel por escavar. (Conceição, et al., 2016 a)

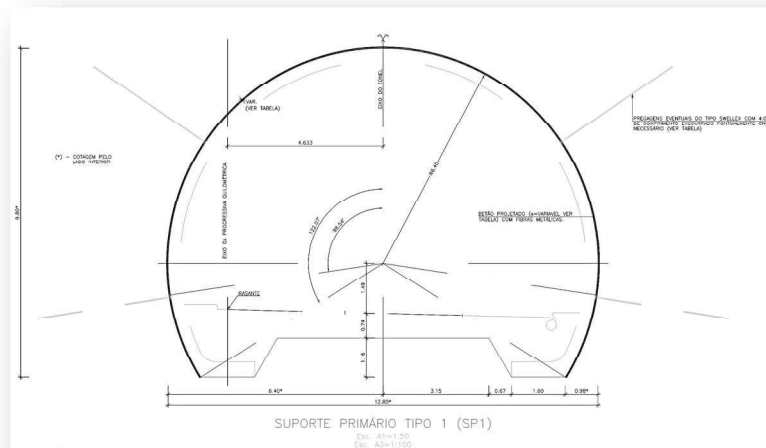
3.3 Revestimentos primários e faseamentos executivos

O zonamento geotécnico longitudinal do túnel foi estabelecido admitindo que o horizonte geotécnico ocorrente ao nível da abóbada é o condicionante do comportamento do maciço no decurso da sua abertura, tendo-se considerado ajustado definir três tipos distintos de suporte primário a aplicar para a escavação da secção corrente dos túneis, associados a cada uma das zonas geotécnicas estabelecidas. Foram ainda definidos dois tipos adicionais de suporte primário para as galerias de passagem de emergência, um para as galerias de passagem de veículos e peões e outro para as galerias de passagem de peões.

De uma forma sintética, refere-se que aos troços onde os túneis se desenvolvem num maciço com melhores características de resistência e de deformabilidade (ZG1) se associou um suporte primário mais ligeiro (SP1), que contemplava a execução eventual de pregagens *Swellex* com 4 m de comprimento, associadas a 5, 7 ou 10 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas. A espessura de betão projetado a aplicar seria definida pela Assistência Técnica em Obra (ATO) em função das reais condições geológicas e geotécnicas encontradas e do comportamento observado da escavação, tendo-se previsto a sua variação em função dos valores de RMR das frentes de escavação de acordo com o critério geral indicado na tabela seguinte.

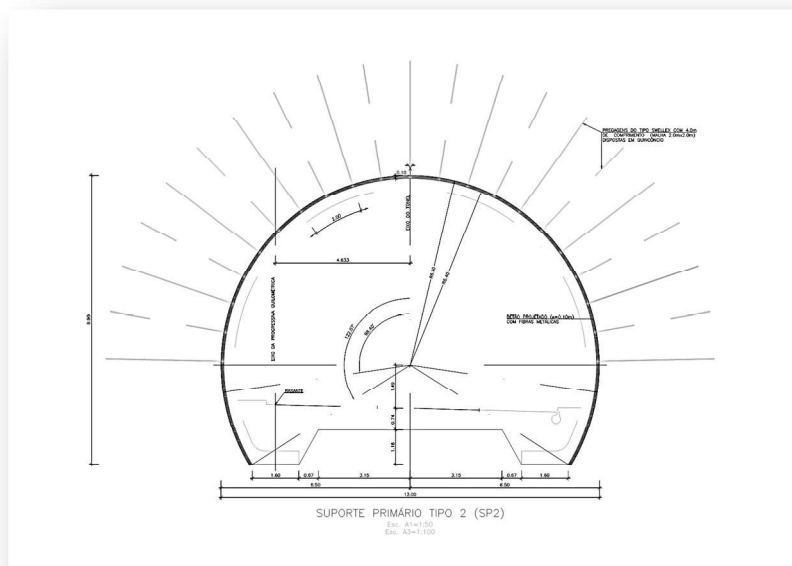
RMR	Espessura do betão projetado [cm]	Estimativa para pregagens eventuais
> 70	5	0,5 a cada metro
60 - 70	7	1 a cada metro
45 - 60	10	2 a cada metro

(cap. 3.3) - Tabela 7 - Suporte primário tipo SP1. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)



(cap. 3.3) - Figura 24 - Desenho do suporte SP1. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

Nos trechos onde os túneis interessassem um maciço de qualidade intermédia (ZG2), considerou-se o reforço do suporte primário anterior através do espessamento do betão projetado e da redução da malha de pregagens definida (SP2). Neste caso, o suporte primário a aplicar em todo o contorno da secção consistia na execução de pregagens *Swellex* com 4 m de comprimento, dispostas numa malha de 2,0 m x 2,0 m, em quincôncio, associadas a 10 cm de betão projetado incorporando fibras metálicas.

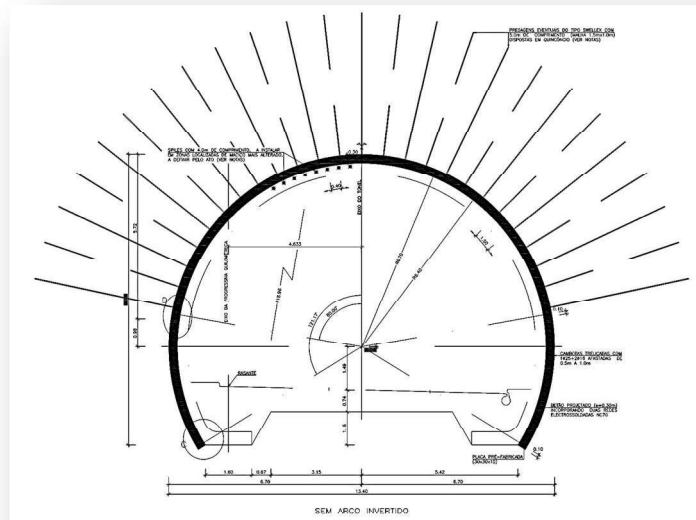


(cap. 3.3) - Figura 25 - Desenho do suporte SP2. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

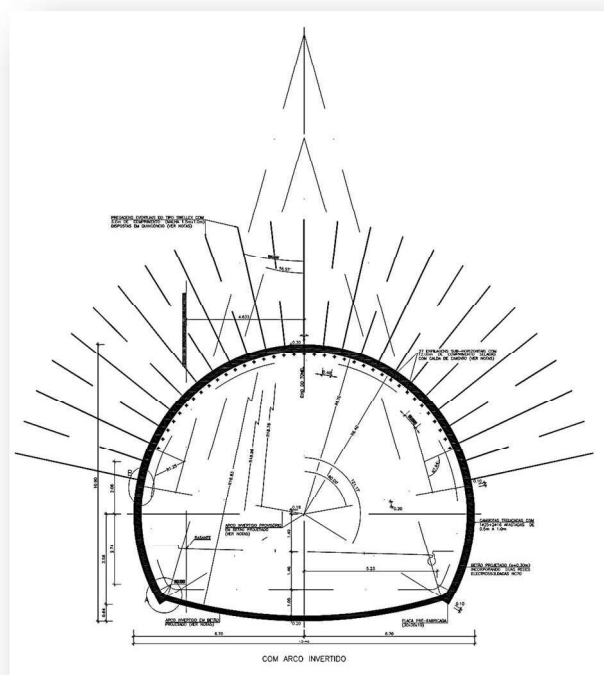
Nas zonas onde os túneis interessavam um maciço mais alterado e de baixas características geomecânicas, associado à aproximação e atravessamento de falhas que se estimaram de pequena extensão, ou a zonas onde a forte presença de água e/ou a ocorrência de instabilidades locais eram dificilmente controláveis com os suportes anteriores, preconizou-se a adoção de um suporte primário mais “resistente”, constituído por cambotas treliçadas englobando 2Ø16+1 Ø 25 em aço A500NR, com afastamentos previstos que podiam variar entre 1,0 e 0,5 m, em resposta a uma degradação das qualidades do maciço, associadas a 30 cm de betão projetado incorporando redes eletrossoldadas AC70. Este suporte poderia ainda estar associado a elementos auxiliares de pré-suporte, tais como a execução de *spikes* em varão de aço ou enfilagens em tubo metálico, as quais apenas vieram a ser instaladas em trechos muito limitados. (Conceição, et al., 2016 b)

Para o caso do atravessamento de falhas se revelar problemático foi ainda definido um importante conjunto de medidas, tratamentos e reforços do suporte, os quais estabeleciam um conjunto de ferramentas para que os intervenientes em obra pudessem adaptar prontamente o suporte às reais condições geológico-geotécnicas *in situ* com o mínimo de afetação no avanço regular da escavação. Em particular, foi prevista a possibilidade de se executarem arcos invertidos provisórios, quer durante a fase de escavação da meia secção superior, neste caso o arco será demolido na fase subsequente, quer durante a fase de escavação do rebaixo para materialização da secção plena. Ambos estes arcos seriam em betão projetado de espessura igual a 20 cm, incorporando malhas eletrossoldadas NC-70.

Para além de outras medidas suplementares, foi ainda previsto no projeto o tratamento do maciço rochoso através de injeções de calda de cimento no contorno da escavação, apenas na zona das falhas, de modo a garantir o controlo de afluência de água na frente de escavação, a aumentar a segurança dos trabalhos e a estabilizar o contorno da escavação e, conseqüentemente, permitir o atraso na aplicação do suporte mais rígido constituído pelas cambotas e pelo betão projetado armado.



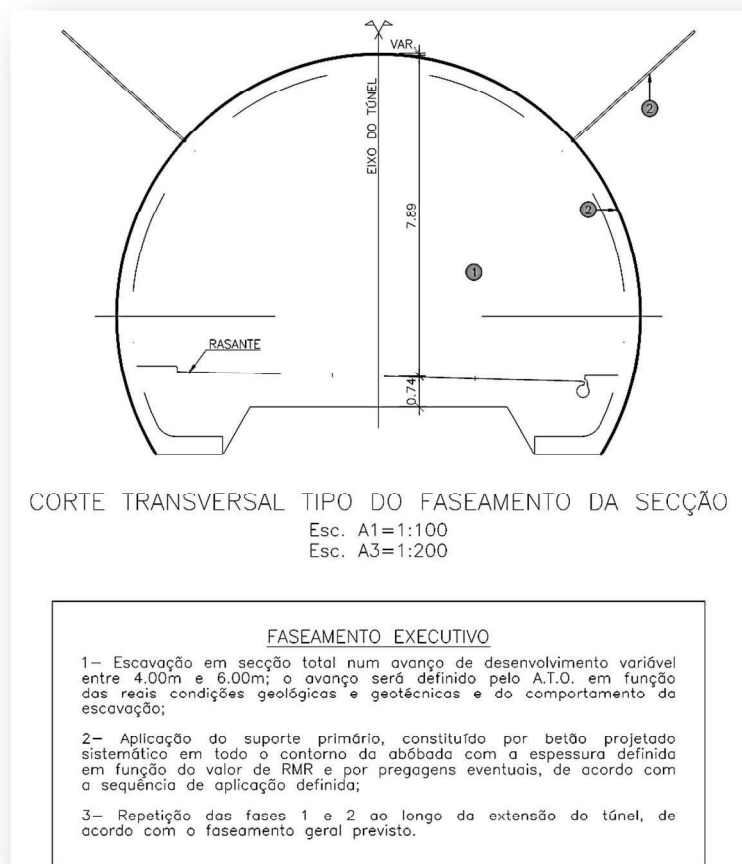
(cap. 3.3) - Figura 26 - Desenho do suporte SP3 sem arco invertido. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)



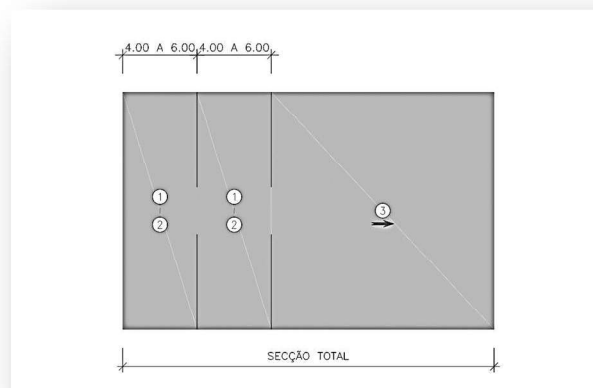
(cap. 3.3) - Figura 27 - Desenho do suporte SP3 com arco invertido. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

No que respeita aos faseamentos executivos refere-se que, de modo a otimizar o rendimento dos trabalhos de abertura e colocação do suporte primário nos túneis, se procurou definir um faseamento dos trabalhos que permitisse reduzir o número de operações em cada avanço da frente de escavação, garantindo, contudo, a necessária segurança de pessoas e equipamentos.

Assim, na zona de aplicação do suporte primário tipo SP1 preconizou-se que a escavação e a aplicação do suporte primário fossem realizadas em secção total num avanço de desenvolvimento variável entre 4,0 e 6,0 m (faseamento executivo tipo I).

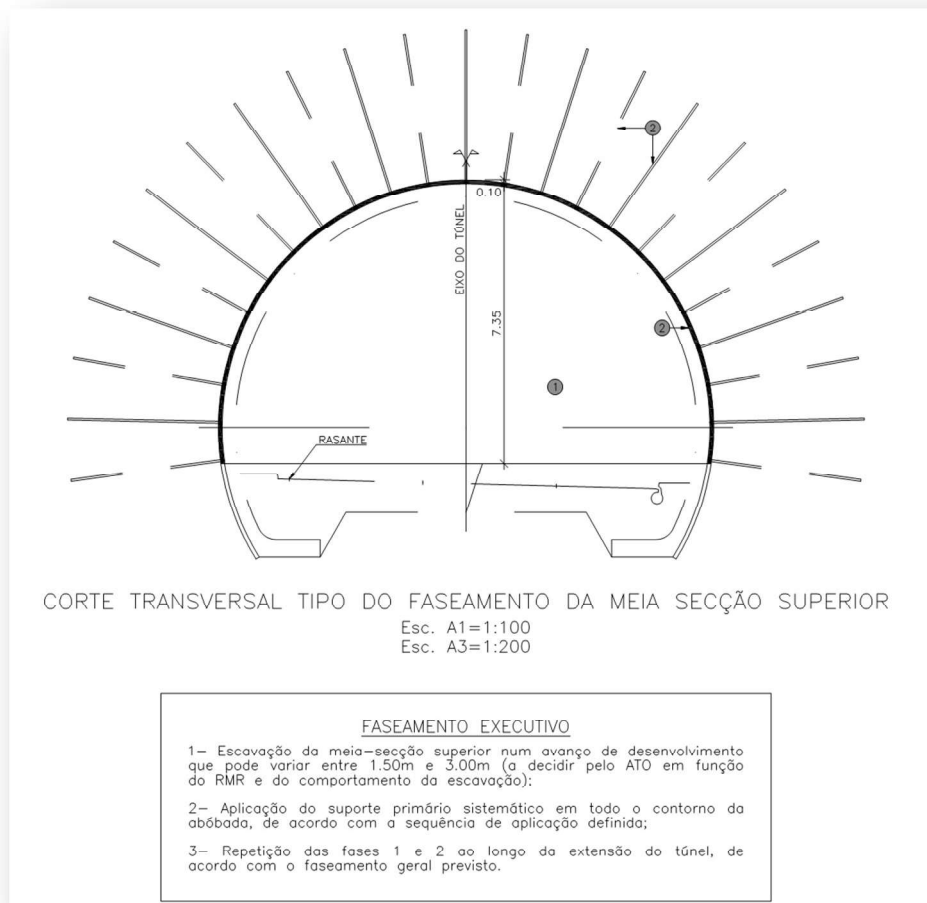


(cap. 3.3) - Figura 28 - Faseamento executivo tipo I. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

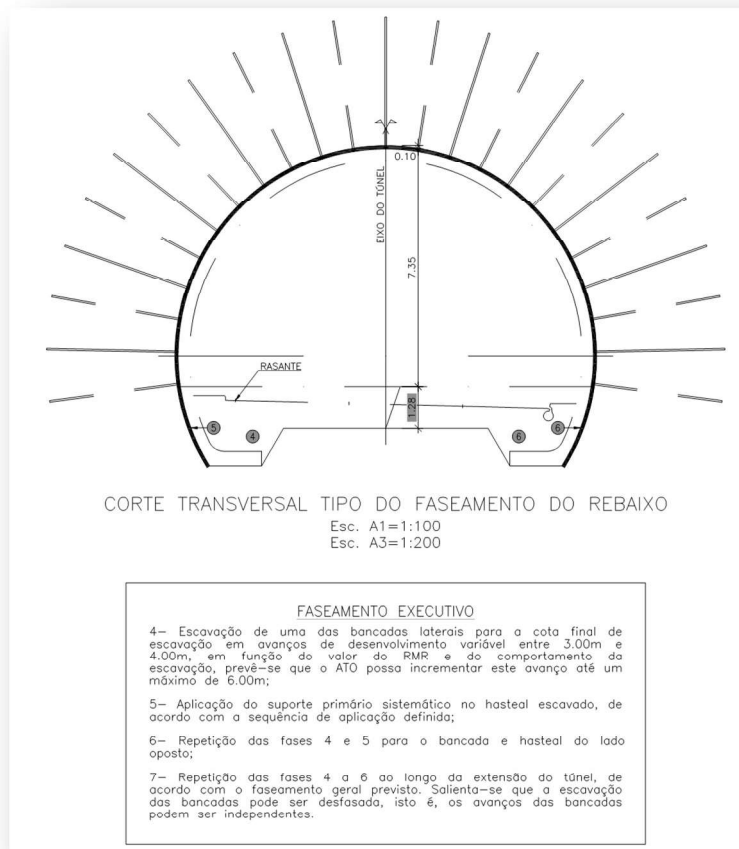


(cap. 3.3) - Figura 29 - Faseamento executivo tipo I. Planta. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

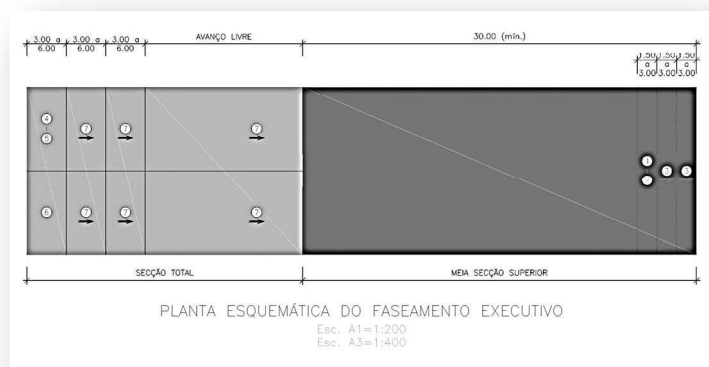
Na zona de aplicação do suporte primário tipo SP2 previu-se que a abertura da escavação e a aplicação do suporte primário fossem realizadas numa primeira fase apenas na meia-secção superior, num avanço de desenvolvimento entre 1,5 e 3,0 m, e que numa segunda fase se procedesse, de modo alternado, à escavação e suporte das bancadas laterais para a cota final de escavação em avanços de desenvolvimento variável entre 3,0 e 4,0 m (faseamento executivo tipo II).



(cap. 3.3) - Figura 30 - Faseamento executivo tipo II. Abóbada. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

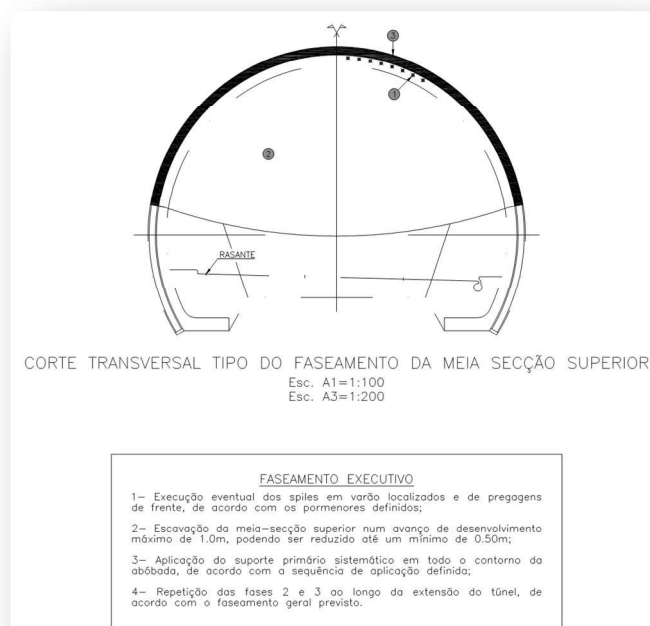


(cap. 3.3) - Figura 31 - Faseamento executivo tipo II. Destroça. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)



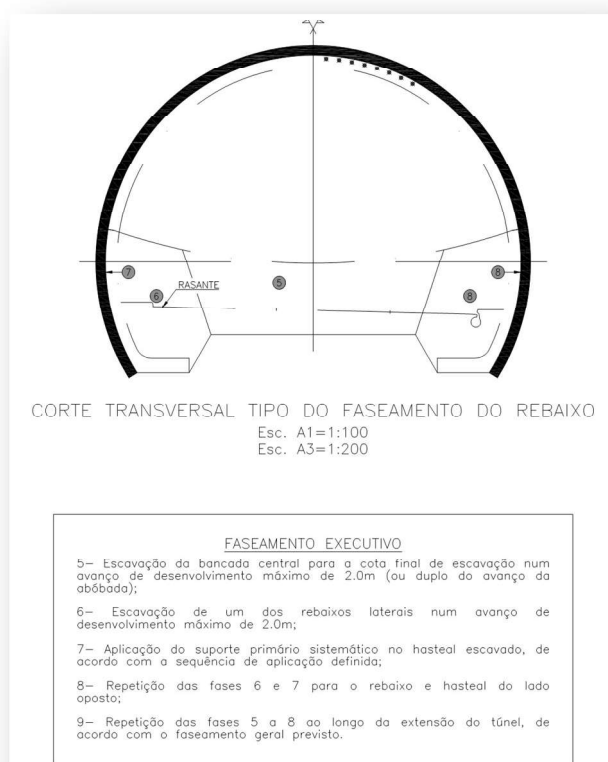
(cap. 3.3) - Figura 32 - Faseamento executivo tipo II. Planta. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

No que respeita à zona de aplicação do suporte primário tipo SP3, preconizou-se um faseamento geral de abertura da escavação e de aplicação do suporte primário que contemplava a realização, numa primeira fase, da escavação da meia-seção superior, num avanço de desenvolvimento máximo de 1,0 m, podendo este ser reduzido até um mínimo de 0,5 m, seguida da aplicação do respetivo suporte primário. Nesta fase poderia ser executado, se necessário, o fecho do arco invertido provisório.



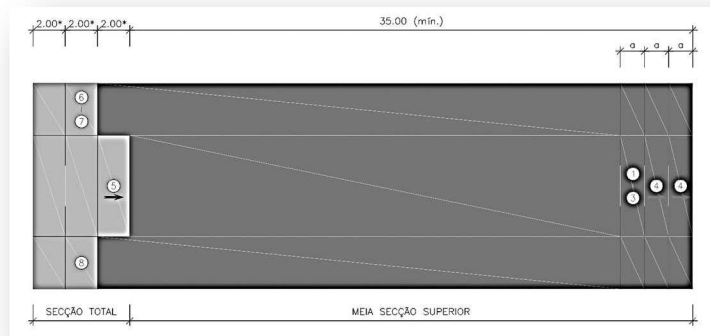
(cap. 3.3) - Figura 33 - Faseamento executivo tipo III sem arco invertido. Abóbada. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

Posteriormente, no caso de ser necessário instalar o arco invertido da secção total, previu-se a escavação total do rebaixo, num avanço de desenvolvimento máximo de 2,5 m, seguida da aplicação do suporte.



(cap. 3.3) - Figura 34 - Faseamento executivo tipo III sem arco invertido. Destroça. Corte. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

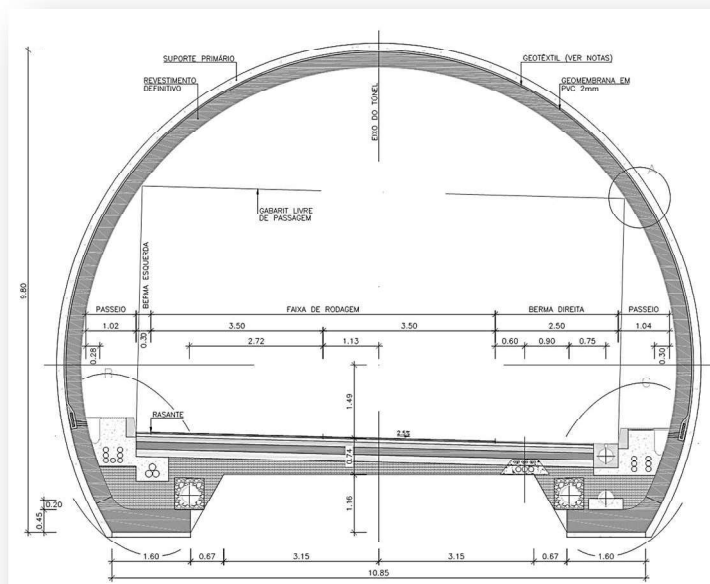
No caso de tal não ser necessário, previu-se a realização de uma escavação em bancada central, para a cota final de escavação, por avanços de desenvolvimento máximo de 2,0 m, seguida da escavação alternada e aplicação do suporte nos rebaixos laterais, por avanços de desenvolvimento máximo de 2,0 m (faseamento executivo tipo III). (Conceição, et al., 2016 a)



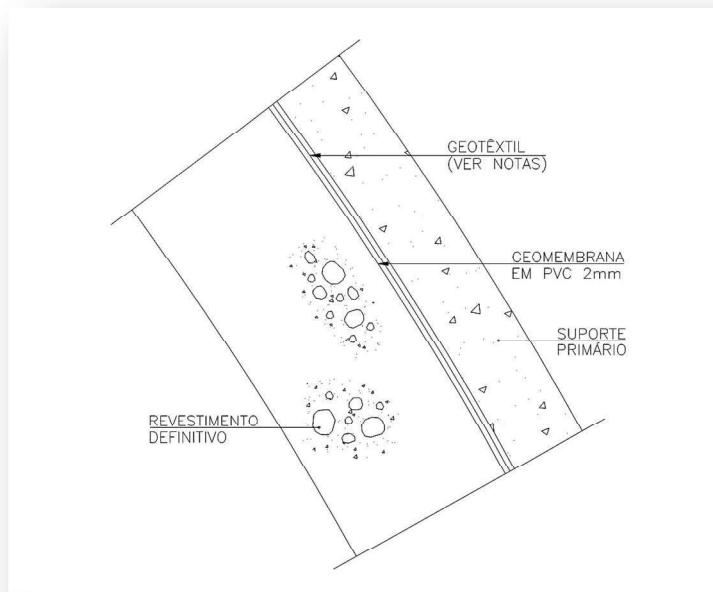
(cap. 3.3) - Figura 35 - Faseamento executivo tipo III sem arco invertido. Planta. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

3.4 Drenagem, impermeabilização e revestimentos secundários

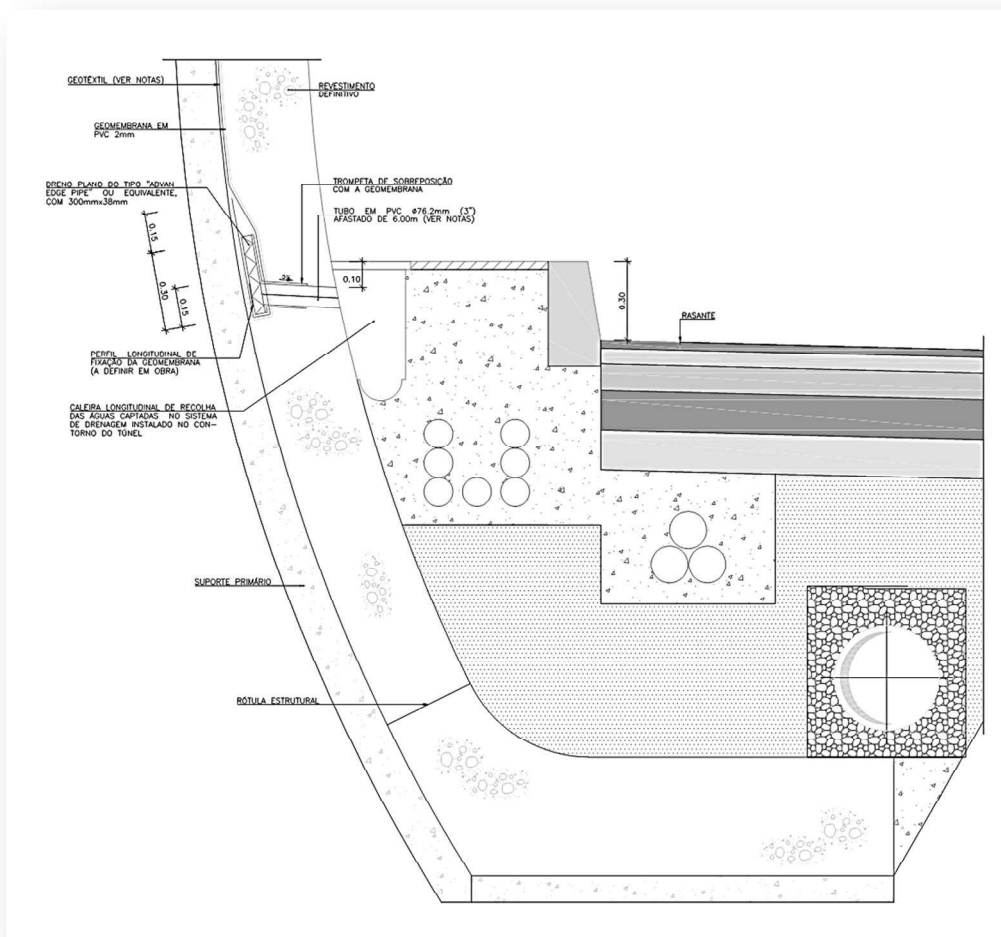
A drenagem da água afluyente ao contorno da escavação foi assegurada por um geotêxtil com 700 g/m² (não tecido, PP), enquanto para a impermeabilização do túnel se previu a colocação de uma geomembrana impermeável do tipo PVC, com 2,0 mm de espessura. A água recolhida pelo geotêxtil é conduzida por gravidade a dois drenos planos que se desenvolvem longitudinalmente em cada hasteal ao nível dos passeios, constituídos por um dreno plano "Advan Edge Pipe", com 300mm x 38mm. Por sua vez, a água recolhida nestes drenos será conduzida para o interior de uma caleira através de bueiros em tubo PVC Ø76 mm afastados de 6,0 m. Este sistema de caleira apresenta a grande vantagem de ser possível observar o seu funcionamento através do levantamento das tampas pré-fabricadas e confirmar com relativa facilidade o seu estado de conservação, permitindo ainda uma eficaz e simples manutenção, seja da caleira, seja dos bueiros e, conseqüentemente, dos drenos planos. Considerou-se que este fácil acesso a todos os elementos que constituem o sistema de drenagem do túnel é um aspeto absolutamente fulcral para a sua fase de exploração.



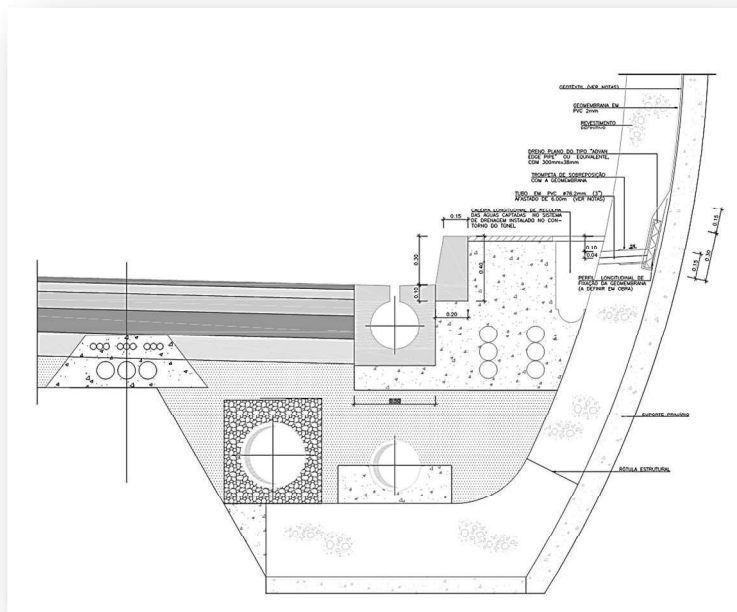
(cap. 3.4) - Figura 36 - Sistema de impermeabilização e drenagem dos túneis. Seção tipo. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)



(cap. 3.4) - Figura 37 - Sistema de impermeabilização e drenagem. Pormenor A. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)



(cap. 3.4) - Figura 38 - Sistema de impermeabilização e drenagem. Pormenor B. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

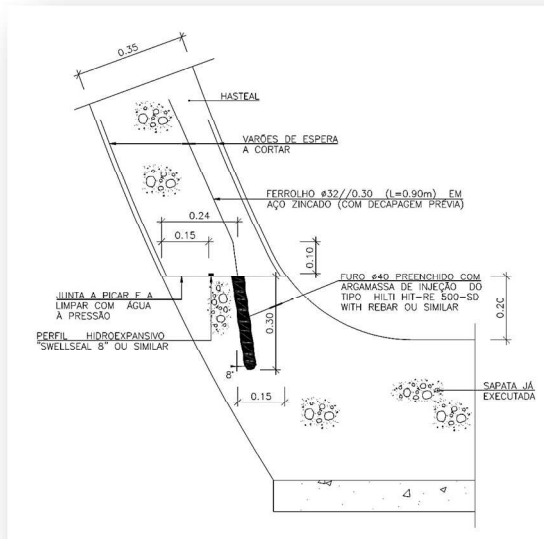


(cap. 3.4) - Figura 39 - Sistema de impermeabilização e drenagem. Pormenor C. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

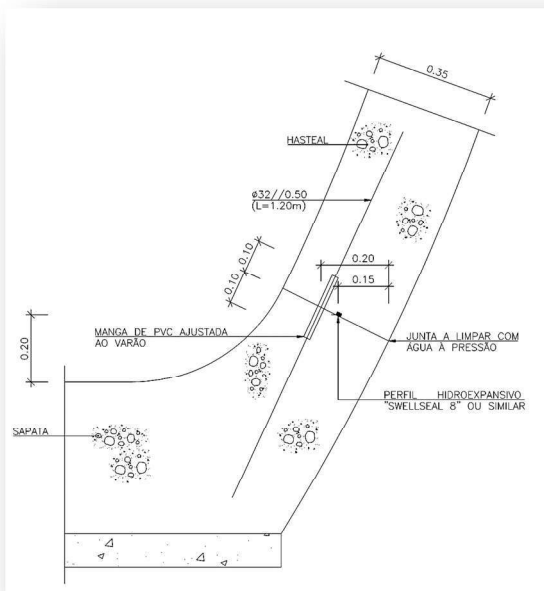
A definição dos revestimentos definitivos a adotar foi afetada por fortes condicionamentos, os quais resultam sobretudo do facto de uma relevante parte dos túneis já se encontrar escavada (~65% dos dois túneis), isto é, com a geometria teórica estabelecida para o revestimento definitivo preconizada no projeto de execução em vigor no momento da suspensão definitiva dos trabalhos, bem como, inclusivamente, do facto de num trecho significativo do Túnel Norte da frente Poente (~500 m), se encontrarem betonadas as sapatas do revestimento. Assim, constatou-se que em cerca de 65% do comprimento total dos túneis a espessura do revestimento definitivo se encontrava condicionada pela geometria da escavação realizada e que, em cerca de 5% do mesmo comprimento, para além do condicionamento anterior, qualquer alteração estrutural ao nível das sapatas de fundação, relativamente ao preconizado no projeto de execução em vigor no momento da suspensão definitiva dos trabalhos, implicaria a demolição destas estruturas. Por outro lado, da análise efetuada ao revestimento definitivo definido no referido projeto de execução, constatou-se que, recorrendo às metodologias e pressupostos de cálculo que se consideram mais ajustadas para a validação dos revestimentos definitivos, a solução prevista anteriormente não cumpria os requisitos mínimos de segurança exigidos no Programa Preliminar, onde se definia a regulamentação a aplicar obrigatoriamente, nomeadamente na zona de ligação entre os hasteais e as sapatas de fundação. É assim demonstrado que o anterior projeto de execução não cumpria com da legislação em vigor.

Salienta-se, ainda, que as armaduras definidas no projeto de execução em vigor no momento da suspensão definitiva dos trabalhos não cumpriam as armaduras mínimas estabelecidas na regulamentação exigida, quer para a armadura transversal, quer para a armadura longitudinal de controlo indireto da fendilhação associada a fenómenos de retração. Perante este cenário, procurou-se encontrar uma solução que não implicasse, nem um eventual reperfilamento das secções já escavadas, nem a demolição das sapatas de fundação já executadas.

A solução encontrada foi a de prever a materialização de uma rótula estrutural ao nível da ligação da base dos hasteais com as sapatas de fundação. Esta solução garante, assim, a obtenção de esforços compatíveis com a geometria do revestimento definitivo do projeto de execução e, adicionalmente, nos troços em túnel corrente, um nível de esforços em toda a estrutura que possibilita a adoção de armaduras mínimas. No que diz respeito ao trecho onde as sapatas já se encontram executadas, verificou-se que, estruturalmente, a segurança é verificada com esta solução, apesar das armaduras existentes serem reduzidas. Neste caso, tendo em consideração a dificuldade e risco, este último associado às vibrações que seriam introduzidas para a demolição destas peças de betão armado, bem como o custo associado à substituição destes elementos estruturais, considerou-se admissível manter a solução já executada no âmbito da empreitada anterior, uma vez que estão garantidas as necessárias condições de segurança e durabilidade.



(cap. 3.4) - Figura 40- Ligação do hasteal à sapata existente. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)



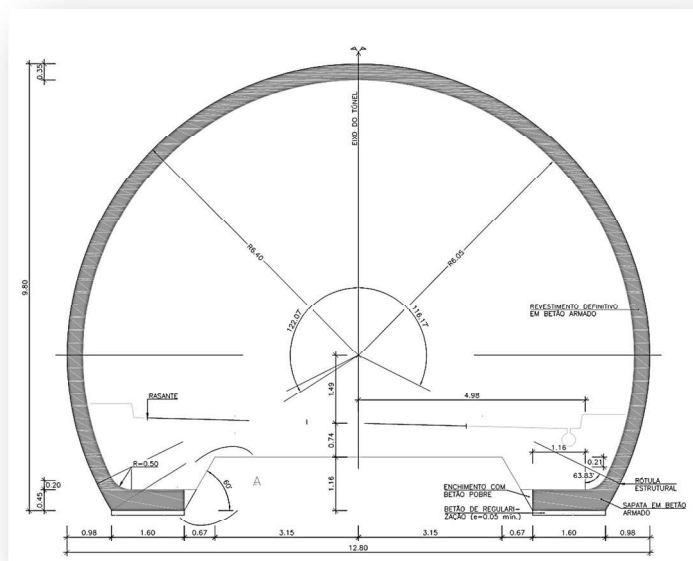
(cap. 3.4) - Figura 41 Rótula estrutural da ligação hasteal à sapata. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

No que diz respeito ao revestimento definitivo dos túneis correntes, constata-se que as diferentes condições de carregamento a que estes estarão sujeitos, associadas aos vários cenários geológicos previstos, permitem a adoção de uma única solução estrutural. Contudo, atendendo às diferentes soluções de fundação preconizadas para o túnel e com o objetivo de fazer face aos vários condicionalismos existentes, considerou-se adequado adotar duas secções tipo, designadas por RD1/RD2 e RD3.

Revestimento definitivo	Suporte primário tipo	Zona geotécnica
RD1/RD2	SP1	ZG1
	SP2	ZG2
RD3	SP3	ZG3

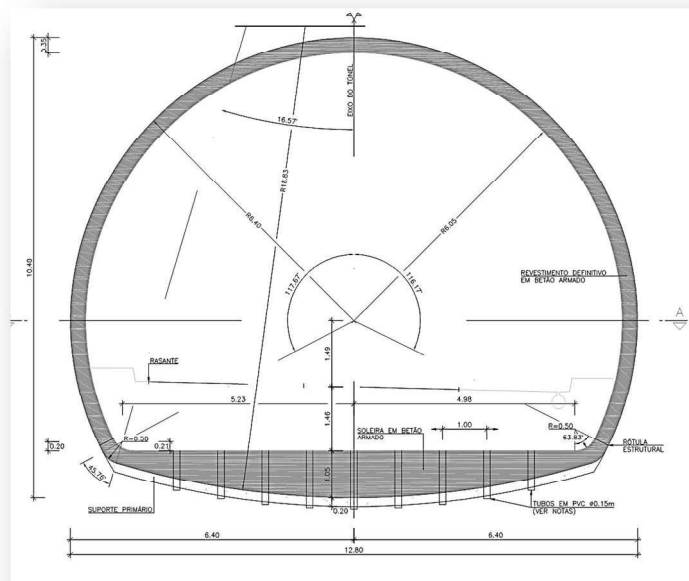
(cap. 3.4) - Tabela 8 - Relação entre revestimento definitivo, suporte primário e zona geotécnica. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

Os revestimentos definitivos tipo RD1/RD2 contemplam uma secção de betão armado com espessura constante de 0,35 m, sendo fundada em sapatas com 1,60 m de largura e 0,45 m de espessura.



(cap. 3.4) - Figura 42 - Suporte tipo RD1/RD2. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

O revestimento definitivo tipo RD3 é semelhante aos anteriores, contemplando uma secção de betão armado com espessura constante de 0,35 m, sendo fundada maioritariamente em sapatas com 1,60 m de largura e 0,45 m de espessura. Nas zonas onde for aplicado o suporte primário SP3 com arco invertido, previu-se a execução de uma soleira para o fecho da secção do revestimento definitivo. A soleira a materializar apresenta uma espessura variável, localizando-se o seu valor máximo a meio da secção com 1,05 m. Previu-se, ainda, serem instalados tubos de PVC com um diâmetro de Ø0,15 m, dispostos em quincôncio numa malha de 1,0 mx1,0 m, perfurando o revestimento primário até ao maciço, no caso de ter sido executado arco invertido, de modo a possibilitar o alívio das subpressões hidrostáticas. (Conceição, et al., 2016 a)



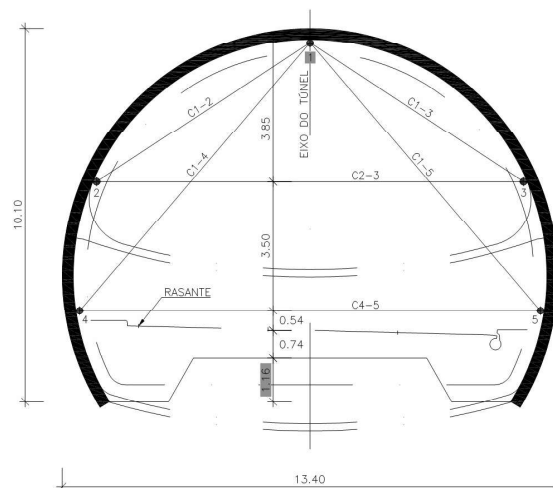
(cap. 3.4) - Figura 43 - Suporte tipo RD3 com arco invertido. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

3.5 Instrumentação

No âmbito do projeto, para além da definição do plano de observação a implementar para o acompanhamento do comportamento da geral das escavações subterrâneas a realizar, foi apresentada uma análise dos resultados obtidos através do plano de monitorização definido no decurso dos trabalhos anteriores. Salienta-se que esta análise comportou duas fases, uma associada à fase de escavação e outra ao período decorrido após a suspensão definitiva dos trabalhos.

Assim, tendo como principal objetivo avaliar a boa aplicação dos métodos construtivos e dos faseamentos executivos relativamente às condições reais do maciço e também a eficácia das estruturas projetadas, permitindo confrontar os modelos de dimensionamento com a realidade e ainda sustentar eventuais adaptações do projeto para melhoria da segurança final da obra, foi definido um plano de observação contemplando a leitura de dispositivos à superfície (marcas e alvos topográficos) e no interior do maciço rochoso (extensómetros simples, inclinómetros e piezómetros), na zona dos emboquilhamentos, bem como no interior ao longo de todo o túnel.

No presente caso, tendo em consideração o facto de toda a escavação ainda por realizar estar associada a zonas de grande recobrimento, a auscultação incidiu, essencialmente, na medição das grandezas físicas obtidas a partir da leitura de convergências (por método topográfico) com controlo de deslocamentos absolutos (3D) entre alvos colocados no contorno da escavação. Previu-se que as secções de leitura de convergência se localizassem ao longo do desenvolvimento dos túneis por escavar, com um afastamento máximo de 40 m, correspondente às zonas de melhor qualidade do maciço, ou em zonas de pior qualidade do maciço onde se estima que se possam verificar as maiores deformações.



(cap. 3.5) - Figura 44 - Perfil de instrumentação em secção tipo SP3. (CENOR CONSULTORES, 2014-2016)

O espaçamento das secções de leitura de convergências foi de 40 metros para SP1, 20 metros para suporte SP2 e 5 metros para o suporte SP3. No caso do SP3, o espaçamento máximo das secções de leitura foi aferido pelo ATO (acompanhamento técnico em obra) em função do cenário geológico-geotécnico que conduziu à necessidade de implementar esse suporte.

A periodicidade das leituras de todos os dispositivos de observação foi definida em função da evolução dos deslocamentos que fossem sendo observados e do ritmo da escavação, e estava associada a diferentes parâmetros que permitiriam uma otimização e racionalização dessa mesma frequência. Assim, a frequência para medição dos diferentes instrumentos instalados seguiu os seguintes critérios:

- Uma secção de instrumentação, independentemente da velocidade de avanço da escavação, deverá estar em observação diária pelo menos uma semana e meia a duas semanas, a que corresponderão 12 a 14 leituras. Caso ao fim deste período a frente não se encontrasse a 20 m de distância da secção de leitura respetiva, quer para trás, quer para a frente, as leituras diárias deveriam ser mantidas até se cumprir este critério;

Quando a distância da frente à secção de leitura fosse igual ou superior a 20 m, a frequência de leituras deveria respeitar os seguintes critérios adicionais:

- leituras diárias sempre que a taxa de deslocamentos tivesse variação positiva, isto é, sempre que as velocidades de deslocamento [mm/dia] em três dias consecutivos se mantivessem ou aumentassem o seu valor absoluto;
- leituras diárias sempre que a taxa de deslocamentos em três leituras consecutivas fosse superior a 0,5 mm/dia.

Caso se cumprissem as condições expostas, o regime de leituras poderia passar a semanal. Complementarmente, cada secção de instrumentação deveria estar em observação pelo menos duas semanas, o que corresponderia a duas leituras.

Posteriormente a frequência de leituras deveria respeitar os seguintes critérios adicionais:

- leituras semanais sempre que a taxa de deslocamentos em três leituras consecutivas se localizasse entre 0,1 e 0,5 mm/dia;
- leituras mensais enquanto a taxa de deslocamentos em três leituras consecutivas se mantivesse abaixo de 0,1 mm/dia.

As leituras deveriam ser mantidas até à completa estabilização ou conclusão do revestimento definitivo.

O estabelecimento dos limites de alerta a atender no decurso dos trabalhos começou por ser efetuado com base nos valores das deformações dos revestimentos primários e dos deslocamentos, quer à superfície do terreno, quer no interior do maciço, obtidos nos cálculos realizados. No entanto, dado que estes valores foram extremamente reduzidos, consequência da ocorrência de um maciço que, globalmente, exhibe boas características, considerou-se que eles deveriam constituir apenas uma referência para o nível de deformação expectável associado aos trabalhos de escavação, não podendo constituir por si só uma base sólida para o estabelecimento dos limites de alerta a respeitar. Deste modo, os deslocamentos que se consideraram no estabelecimento dos limites de alerta resultaram sobretudo da consideração de deformações induzidas por eventos singulares associados à execução dos trabalhos de escavação, tendo ainda em conta a precisão de leitura dos diferentes dispositivos de observação a instalar. Assim, considerou-se adequado estipular dois limites de alerta, atenção e alarme. Estes limites foram estabelecidos para quando as leituras nos diferentes dispositivos de observação atinjam 80 e 130% dos valores dos deslocamentos estimados na fase de projeto, para os limites de atenção e de alarme, respetivamente. (Conceição, et al., 2016 a)

3.6 Definições finais

Um empreendimento deste tipo alberga variadíssimas especialidades de projeto. O projeto ficou dividido assim em terraplanagens, drenagem, pavimentação, canal técnico rodoviário, energia elétrica, iluminação e evacuação de pessoas, ventilação e controlo de fumo, rede de combate a incêndios, estudo geológico e geotécnico, escavação e suporte primário, revestimento definitivo e impermeabilização, drenagem do túnel, emboquilhamentos e integração paisagística, num total de 331 desenhos.

O túnel inclui sistema de drenagem de águas de infiltração e contaminados, caixas de inspeção, cabos elétricos de alimentação de alta voltagem, infraestruturas elétricas de telecomunicações, caixas de passagem, coletores de águas infiltradas, *tout-venant*, pavimento betuminoso, rede de incêndios e 46 ventiladores.



(cap. 3.6) - Figura 48 - Planta geral do emboquilhamento poente, Amarante. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)



(cap. 3.6) - Figura 49 - Planta geral do emboquilhamento nascente, Vila Real. (Teixeira Duarte Engenharia e Construção, 2014-2016)

4 Execução da Obra

4.1 Cronologia histórica após novo concurso (2ª fase de obra)

A 23 de Setembro de **2014** é lavrado o auto de consignação da obra entre o consórcio da Teixeira Duarte Engenharia e Construção, S.A. e EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A e as Infraestruturas de Portugal, S.A.. A partir dessa data contam 518 dias (17 meses) para a conclusão da empreitada.



(cap. 4.1) - Fotografia 22 - Auto de consignação entre o Estado Português e o consórcio construtor. Foto do autor 2014.

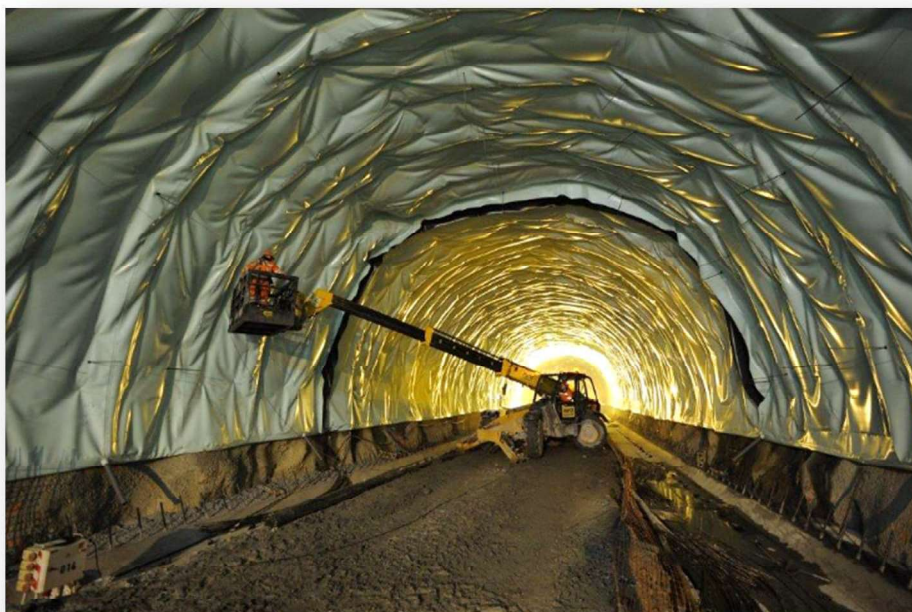
Desde o início do empreendimento, já existiam 16 meses (447 dias) de obra realizada, sem contar com paragens, e 48 meses (1435 dias) de paragens. Pode dizer-se que desde os primeiros trabalhos já tinham decorrido 64 meses (5,3 anos).



(cap. 4.1) - Fotografia 23 - Aspeto geral dos túneis após paragem prolongada de 40 meses. Poente, Amarante. Foto do autor 2014.

A 02 de outubro de **2014** iniciam-se os primeiros trabalhos no estaleiro e a 18 de novembro dá-se reinício à escavação com o desmonte por explosivos nos túneis sul e norte do lado poente, Amarante.

A 21 de novembro de iniciam as reparações aos túneis existente e a 26 de dezembro de **2014** os trabalhos de impermeabilização.



(cap. 4.1) - Fotografia 24 - Tela de impermeabilização colocada. Foto do autor 2015.

A 13 de Janeiro de **2015** dá-se início à colocação das primeiras armaduras³ do revestimento definitivo.



(cap. 4.1) - Fotografia 25 - Primeiras armaduras colocadas. Túnel nascente norte, Vila Real. Foto do autor 2015.

A 29 de Janeiro de **2015** é efetuada a primeira betonagem⁴. Realiza-se no túnel nascente norte, Vila Real.

³ Aço A500 NR / A500 NRSD em varões. Recobrimento das armaduras de 5cm. Comprimento mínimo de amarração de 50Ø.

⁴ As betonagens foram de aproximadamente 250 m³ de betão do tipo C30/37 XC4 CI 0.40; Dmax 20; S4, por molde, e atingiam a resistência de 7Mpa às 12 horas.



(cap. 4.1) - Fotografia 26 - Primeira betonagem no túnel nascente norte, Vila Real, com recurso a sistema de cofragem deslizante de 15 metros. Fotografia tirada no sentido da entrada do túnel. Consegue observar-se a autobetoneira a descarregar na bomba estática. Foto do autor 2015.

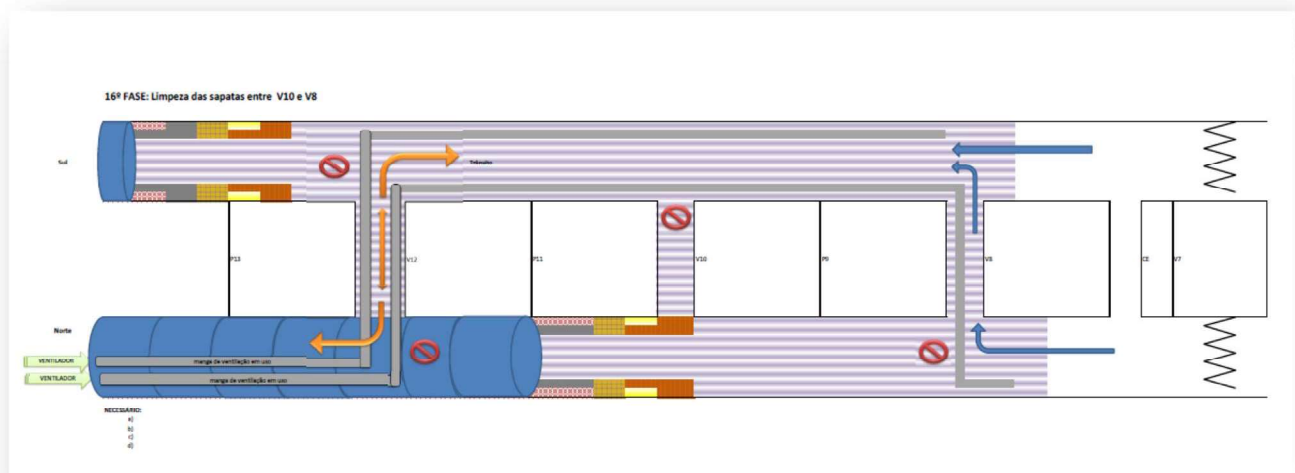
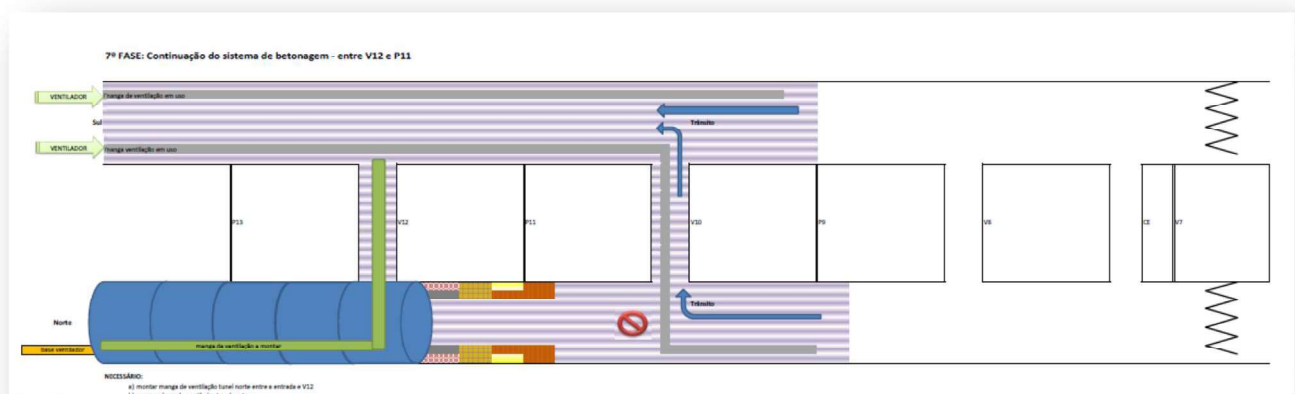
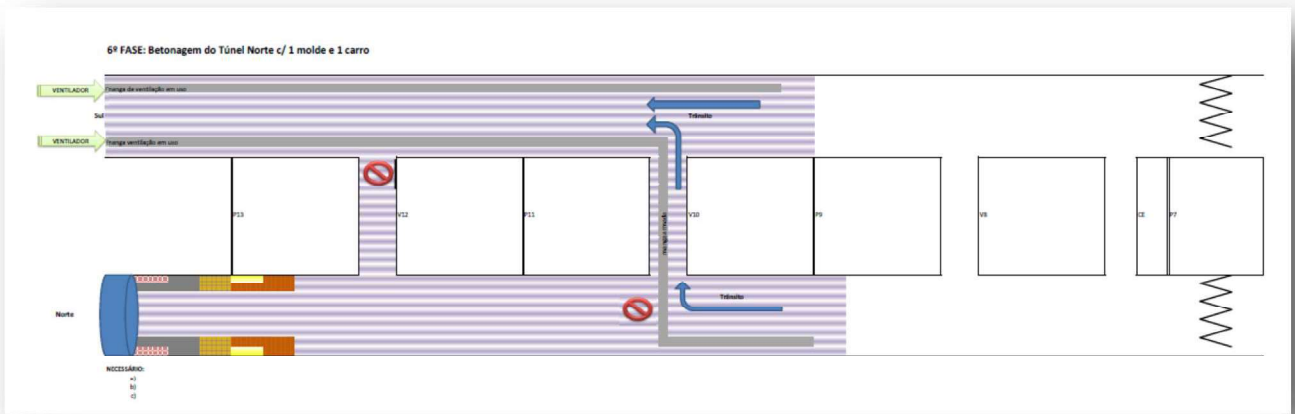


(cap. 4.1) - Fotografia 27 - Primeira betonagem no túnel nascente norte, Vila Real. Foto tirada no sentido do interior dos túneis, observando-se os carrinhos de apoio à armadura e impermeabilização. Foto do autor 2015.

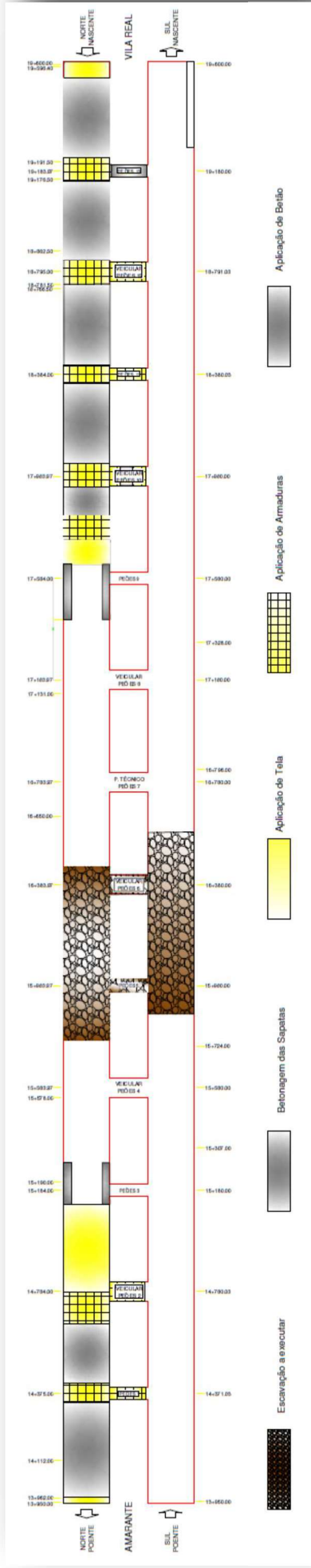
Os trabalhos relativos ao revestimento definitivo executam-se nesta data em simultâneo com as escavações das quatro frentes. A 11 de Fevereiro de **2015** inicia o 2º molde de cofragem também no túnel nascente norte, Vila Real. A 9 de Março é efetuada a primeira betonagem no túnel poente norte, Amarante. É o terceiro sistema de cofragem a trabalhar. A 20 de maio entra em serviço o 4º sistema de cofragem deslizante, no túnel poente norte.



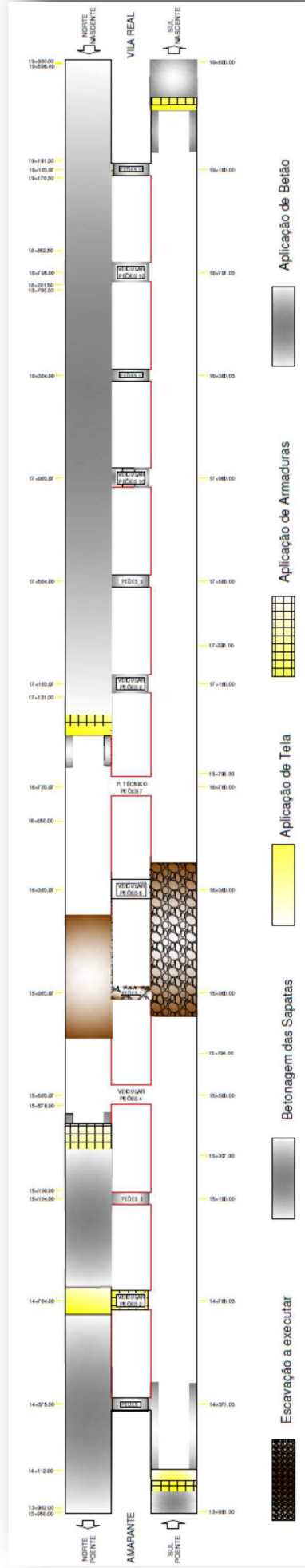
(cap. 4.1) - Fotografia 28 - Aspeto geral do betão após betonagem. Ao fundo um dos sistemas de cofragem deslizante. Foto do autor 2015.



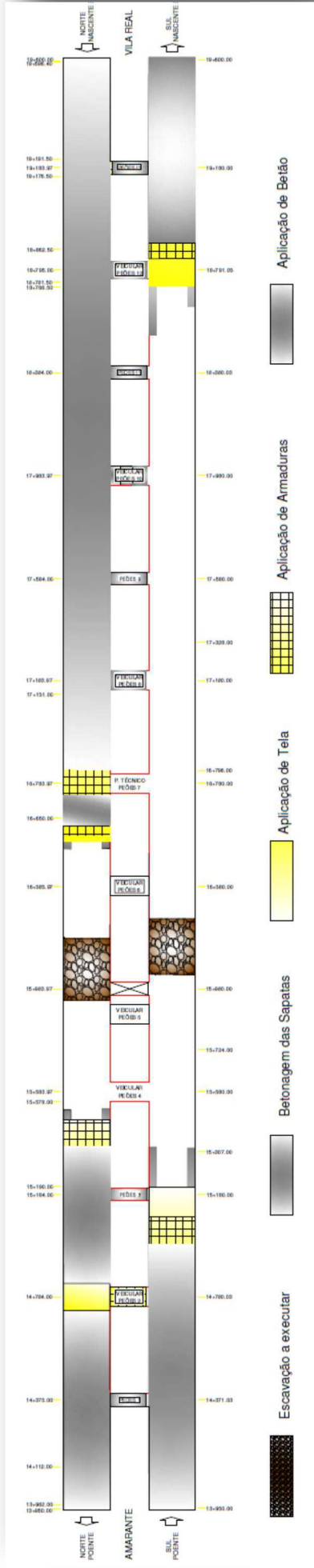
(Cap. 4.1) - Figura 50 – Esquema geral teórico da circulação dos equipamentos de escavação e compatibilização com a ventilação e trabalhos de revestimento definitivo (betonagens)



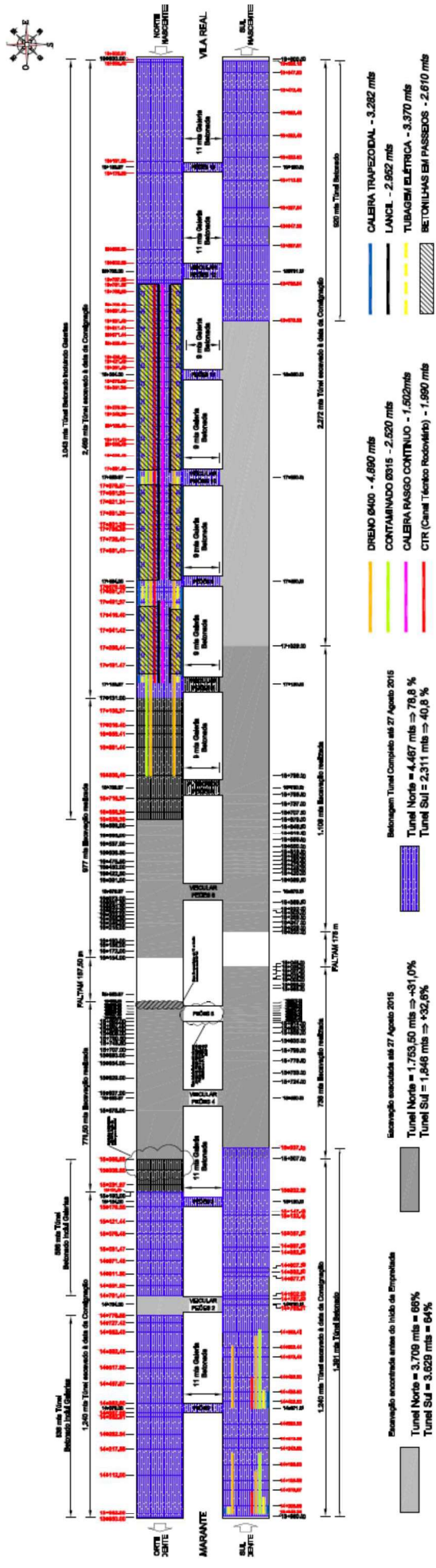
(Cap. 4.1) - Figura 51 - esquema geral real dos trabalhos a 15-05-2015. Pode observar-se a escavação a decorrer, as betonagens com 2 moldes no túnel nascente norte (direita acima) e as betonagens no túnel poente norte (esquerda acima). Nesta fase ainda não tinham iniciado as betonagens nos túneis a sul (abaixo).



(Cap. 4.1) - Figura 52 - esquema geral real dos trabalhos a 03-07-2015. Pode observar-se a escavação a decorrer, as betonagens com 1 molde no túnel nascente norte (direita acima), as betonagens no túnel poente norte (esquerda acima). Já iniciaram as betonagens no túnel a sul (abaixo) tanto a poente como a nascente)



(Cap. 4.1) - Figura 53 - esquema geral real dos trabalhos a escavação a decorrer (diminuindo a distância), as betonagens com 1 molde no túnel nascente norte (direita acima), as betonagens no túnel poente norte (esquerda acima). Já iniciaram as betonagens no túnel sul (abaixo) tanto a poente como a nascente)



(Cap. 4.1) - Figura 54 esquema geral real dos trabalhos a escavação a decorrer no túnel sul, quase a finalizar e parada no túnel norte poente devido a derrrocada. A betonagem no túnel poente norte foi interrompida e o molde desmontado e levado para o túnel nascente sul. No túnel nascente norte já decorreram as instalações especiais.

A 24 de Julho de **2015** dá-se um acontecimento inesperado e imprevisível. Uma derrocada acontece no túnel poente norte ao pk 15 966,5 durante os trabalhos de escavação.

À data do acontecimento inesperado, o empreiteiro tinha escavado 3 266 metros de túnel, 82,4 % da empreitada e 93,6 % da totalidade dos túneis. A betonagem dos revestimentos definitivos estava executada em 5 367 metros, 47,5 % do total necessário a revestir.

Esta alteração de circunstância obrigou a alterações profundas no planeamento para minimizar os enormes atrasos previstos decorrentes do tratamento da frente caída e as implicações no decorrer dos restantes trabalhos. Este assunto é explicado em pormenor mais adiante neste documento.



(cap. 4.1) - Fotografia 29 - Frente de escavação no início da derrocada. Foto de Cláudio Santa 2015.

A 8 de Outubro de **2015** é efetuado o ultimo disparo no túnel poente sul, varando definitivamente o túnel nascente e poente. O momento é marcado pela visita do então presidente das Infraestruturas de Portugal e órgãos de comunicação social.



(cap. 4.1) - Fotografia 30 - Momento do disparo da pega de fogo, túnel poente sul, Amarante. Foto do autor 2015.



(cap. 4.1) - Fotografia 31 - Comunicação social presente para registar o momento. Foto do autor 2015.



(cap. 4.1) - Fotografia 32 - Momentos de espera enquanto se procedia à limpeza do escombro resultado da explosão. Foto do autor 2015.



(cap. 4.1) - Fotografia 33 - Equipa do lado poente do túnel no momento do varamento. Foto do autor 2015.



(cap. 4.1) - Fotografia 34 - Equipa de escavação do lado nascente. Foto do autor 2015.

A 3 de novembro de **2015**, 26 dias depois, é finalizada a escavação subterrânea com recurso a explosivos no ato do desmonte final do túnel norte. O momento é registado com a presença do concelho de administração e respetivo presidente da IP – Infraestruturas de Portugal, S.A. É assim concluída a árdua e longa tarefa de executar a escavação dos Túneis do Marão.



(cap. 4.1) - Fotografia 35 - Momento do disparo final. Foto do autor 2015.



(cap. 4.1) - Fotografia 36 - Comemoração dos trabalhadores. Foto do autor 2015.

A 04 de Dezembro de **2015** realiza-se a ultima betonagem do revestimento definitivo do primeiro molde que se encontrava no túnel nascente sul. Nos dias seguintes, a 09, 16 e 21 de Dezembro finalizam os restantes.



(cap. 4.1) - Fotografia 37 - Aspeto geral do túnel betonado. Foto do autor 2015.

Os trabalhos finalizam a 22 de Abril de **2016** e a inauguração e entrada em serviço acontece a **07 de Maio de 2016**. Decorreram 577 dias desde a consignação, aproximadamente 20 meses.



(cap. 4.1) - Fotografia 38 - Aspeto geral do túnel concluído. Foto do autor 2016.

Foram necessários **1054** dias de trabalho que correspondem a 35,1 meses (3 anos). Decorreram desde os primeiros trabalhos até à inauguração **7 anos** corridos de calendário.



(cap. 4.1) - Fotografia 39 - Sala de controlo em testes dias antes da inauguração. Edifício de controlo Poente, Amarante. Foto do Autor 2016.

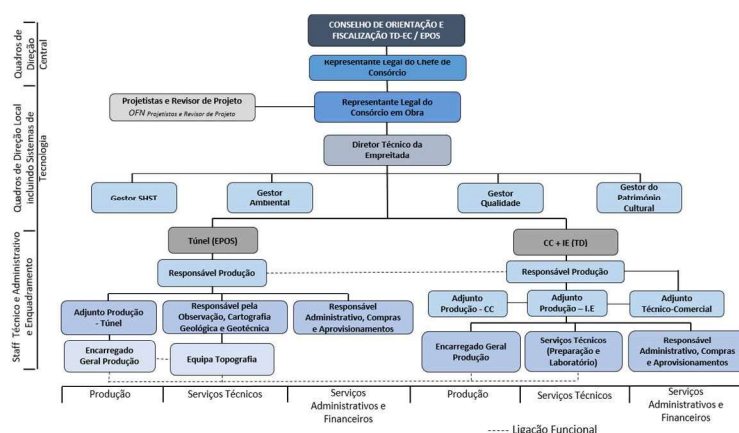


(cap. 4.1) - Fotografia 40 - Aspeto final do portal do lado nascente, Vila Real. Foto de Leandro 2016.

4.2 Principais condicionantes

4.2.1 Organização

Para o sucesso desta empreita foi necessária uma organização a todos os níveis. Desde a equipa multidisciplinar de projeto à equipa técnica do consórcio.



(cap. 4.2) - Figura 55 - Organograma funcional da equipa técnica do consórcio.

A organização nas frentes de produção foi também importante para o sucesso.



(cap. 4.2) - Fotografia 41 - Coordenação entre topógrafo e chefe de equipa. Foto de Rui Mergulho 2011.

4.2.2 Meios

4.2.2.1 Mão-de-obra

Para realizar esta obra estiverem diretamente a trabalhar em simultâneo 741 pessoas, entre coordenação, enquadramento, produção, qualidade, ambiente, segurança, serviços administrativos, manutenção e subempreiteiros.



(cap. 4.2) - Fotografia 42 - Alguns elementos da equipa coordenadora e produção. Foto de EPOS 2014.

No total, passaram pela obra 2050 trabalhadores, num total de 1 600 000 horas trabalhadas.

Ao nível da formação foram realizadas 1312 horas de formação específica para o posto de trabalho.

Ao nível da segurança, realizaram-se 3675 exames de alcoolémia, 30 reuniões de coordenação de segurança, 6 auditorias em 18 meses.

A registar a não ocorrência de desprendimentos / deslocamentos de 1ª fase sobre os trabalhadores. Zero autos de suspensão de trabalhos por entidades oficiais e os últimos 226 dias de trabalho sem acidentes.

Zero acidentes mortais.

4.2.2.2 Equipamentos



(cap. 4.2) - Fotografia 43 - Equipamentos de furação e colocação de betão projetado. Foto do autor 2009.

Para os trabalhos em subterrâneo, os equipamentos utilizados foram escolhidos em função das suas características técnicas, capacidade e rendimentos de trabalho, e em função do tipo de maciço a escavar.

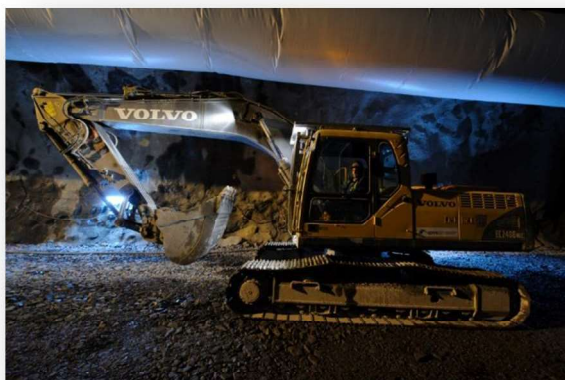
Os principais equipamentos utilizados na realização dos trabalhos de escavação e contenção subterrânea foram:

- Equipamento de furação: 4 Jumbos Electrohidráulicos de três braços Atlas Copco WE3C/XE3C;



(cap. 4.2) - Fotografia 44 – Jumbo de Perfuração. Foto do Autor 2011

- Equipamento de escavação e saneamento de frentes: 4 Escavadoras giratórias de rastros Volvo EC-210/240,2 giratórias de rodas Volvo EC180C e 2 Broyt 30 tn;



(cap. 4.2) - Fotografia 45 – Giratório Volvo EC240. Foto do Autor 2011.



(cap. 4.2) - Fotografia 46 – Escavadora frontal de rastos Broyt. Foto de Rui Mergulho 2011

- Equipamento de limpeza: 4 Pás carregadoras Volvo L220 H;



(cap. 4.2) - Fotografia 47 – Pá carregadora Volvo L220. Foto do Autor 2011

- Equipamento de transporte de escombro: 11 Dumpers Volvo A40 e 4 Volvo A25/35



(Cap. 4.2) - Fotografia 48 – Dumper Volvo A40. Foto Rui Mergulho 2011.

- Equipamento de projeção de betão: 3 Robôt Sika PM – 500 PC e 1 Meyco Potenza;



(cap. 4.2) - Fotografia 49 – Robot Putzmeister – PM500. Foto EPOS 2009.

- Equipamento de elevação: 14 Multicarregadoras Manitou MT 1340 SL;



(cap. 4.2) - Fotografia 50 – Multicarregadora Manitou. Foto Rui Mergulho 2011

- Equipamento de carregamento de pegas de fogo: 4 Multicarregadoras Normet CHARMEC 1610 B;

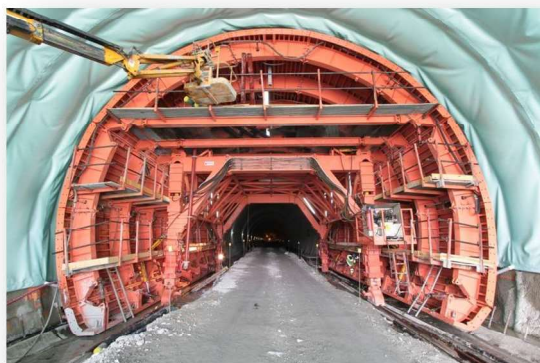


(cap. 4.2) - Fotografia 51 – Carregamento da primeira pega de fogo com auxílio de multicarregador Normet Charmec. Foto do autor 2009.

- Equipamento de bombagem de águas: 16 bombas submersíveis tipo Grindex MASTER SH 8105.180.

Os principais equipamentos necessários à realização dos trabalhos de betonagem no interior do túnel foram:

- Equipamento de Bombagem de betão: 6 Bombas de betão tipo Putzmeister BSA 1408 E;
- Equipamento de injeção: 4 Centrais de injeção tipo Unigrout E15H;
- Equipamento de cofragem: 4 cofragens deslizantes da Peri para os túneis principais, 2 cofragens Calrdora para as passagens de veículos e peões e um sistema treliçado Peri para os falsos túneis.



(cap. 4.2) - Fotografia 52 – Cofragem deslizante Peri. Foto de M. Tender 2011.

O equipamento indicado foi complementado com o restante equipamento e ferramentas necessários ao normal desenvolvimento dos trabalhos, comum a todas as fases da empreitada:

- Compressores
- Depósitos de ar comprimido
- Centrais Hidropressoras
- Bombas submersíveis
- Centrais de injeção
- Equipamento de oficinas (específico de obra subterrânea)

- Viaturas 4x4
- PT's (Postos de transformação)



(cap. 4.2) - Fotografia 53 - AndAIMes deslizantes para instalação de impermeabilização e armadura. Foto do autor 2015.

4.2.2.3 Materiais

As principais quantidades de materiais utilizados ou aplicados na empreitada foram:

- Movimentação de terras 1 000 000 m³



(cap. 4.2) - Fotografia 54 – Equipamentos para movimentação de terras. Foto de EPOS 2009.

- Colocação de betão C30/37 – 300 000m³



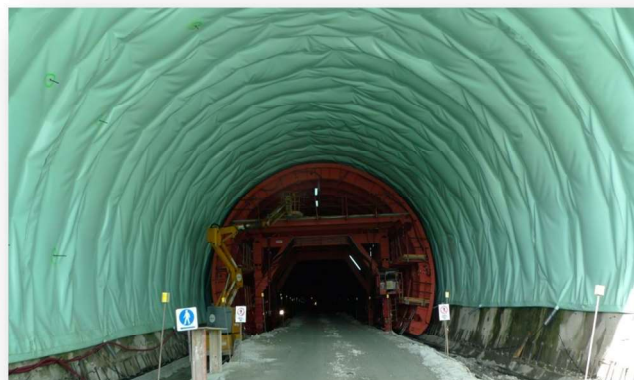
(cap. 4.2) - Fotografia 55 – Bomba de betão estática para colocação de betão e aspeto final do betão após descofragem. Foto de IP 2016.

- Colocação de armaduras A500 NR – 6 750 tn



(cap. 4.2) - Fotografia 56 – Armadura e espaçadores. Foto de IP 2016.

- Colocação de tela de impermeabilização de PVC 2 mm – 280 000 m²



(cap. 4.2) - Fotografia 57 – Aspeto geral da tela de impermeabilização. Foto de IP 2016.

- Colocação de tubagens PVC para redes técnicas e drenagem – 275 km



- Colocação de cabos elétricos – 125 km



- Cofragem – 300 000 m²



(cap. 4.2) - Fotografia 58 – Cofragem para sapatas do túnel. Foto de IP de 2015.

4.2.3 Atividades preparatórias

4.2.3.1 Estaleiro

Os estaleiros de apoio à obra localizaram-se junto a cada um dos emboquilhamentos e corresponderam à utilização dos anteriores locais não havendo assim qualquer nova área de afetação.

Do lado Poente foi apenas utilizada a área já preparada para esse efeito na primeira fase da obra, que corresponde a uma grande plataforma à saída do emboquilhamento. Também o acesso foi feito pela via já construída.



(cap. 4.2) - Figura 56 - Estaleiro Poente em 2015. Foto de M. Tender.

Do lado Nascente foram utilizadas 4 zonas de estaleiro: o estaleiro frente de obra (estaleiro 1), os dois estaleiros de apoio à produção (estaleiros 2 e 3) e o estaleiro social (estaleiro 4).

As áreas disponíveis neste emboquilhamento estão dispersas por quatro locais, com o objetivo de garantir a minimização dos impactes ambientais.



(cap. 4.2) - Figura 57 - Estaleiro nascente em 2009. São visíveis os quatro estaleiros. Foto de INFRATUNEL.

4.2.3.2 Ventilação

O sistema de ventilação usado foi insuflante com 4 ventiladores tipo Cogemacoustic T2.180.250 kW com manga de ventilação de $\varnothing 2,6$ metros.



(cap. 4.2) - Fotografia 59 - Emboquilhamento nascente, Vila Real. Foto de Rui Mergulho 2011.

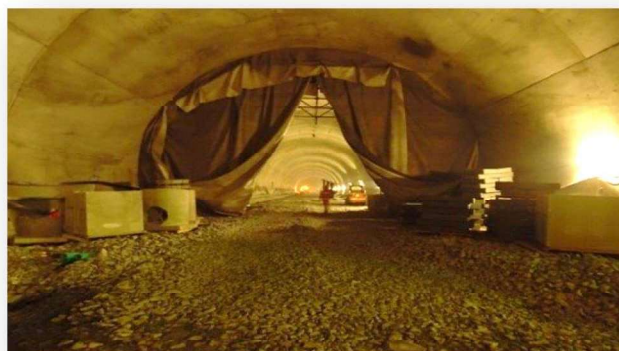


(cap. 4.2) - Fotografia 60 - Dupla manga de ventilação. Foto do autor 2015.

Com um prazo de execução muito curto foi necessário executar em simultâneo atividades como a escavação e o revestimento definitivo ou as infraestruturas enterradas. Na atividade de escavação são utilizados explosivos que depois de detonados libertam gases nocivos para a saúde. O sistema de insuflação empurra esses gases nocivos para o exterior. No entanto foi necessário direcionar esses gases para passar em zonas onde não se estava a trabalhar. Para tal colocaram-se portas de ventilação que eram abertas ou fechadas consoante a necessidade.



(cap. 4.2) - Fotografia 61 - Porta de ventilação em chapa de aço. Foto de M. Tender de 2015.



(cap. 4.2) - Fotografia 62 - Porta com geotêxtil. Foto de M. Tender de 2015.

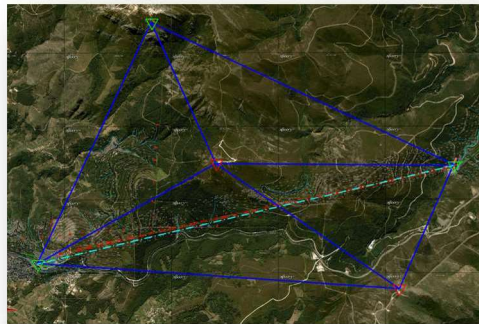
4.2.3.3 Topografia



(cap. 4.2) - Fotografia 63 - Coordenação topográfica. Foto de Rui Mergulho 2011.

Para a execução desta empreitada foram necessários 1 coordenador e 10 equipas de topografia para conseguir abranger as 24h de laboração.

Tecnicamente, a parte mais exigente foi encontrar uma metodologia que garantisse o menor erro possível na ligação das frentes de escavação nascente e poente. Para tal foi necessário executar uma poligonal exterior completa, entre ambas as frentes e durante a escavação uma rede de apoios topográficos consistente. A equipa da Geotrilho foi consistente e rigorosa no trabalho desenvolvido garantindo um erro desprezável no final.



(cap. 4.2) - Figura 58 - Implantação sobre imagem google da poligonal exterior GPS. Foi também executada uma poligonal com estação topográfica tradicional.

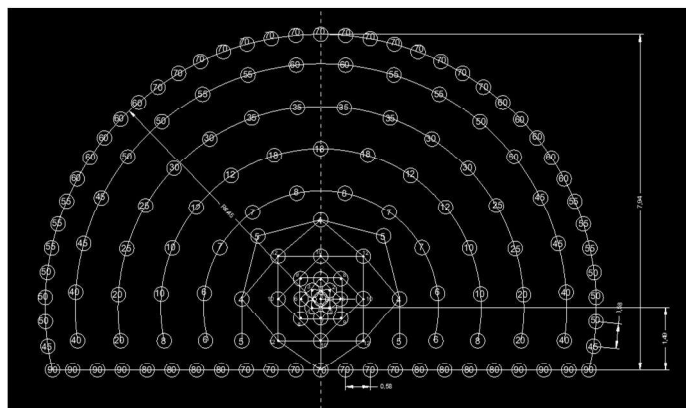
4.2.3.4 Planos de fogo



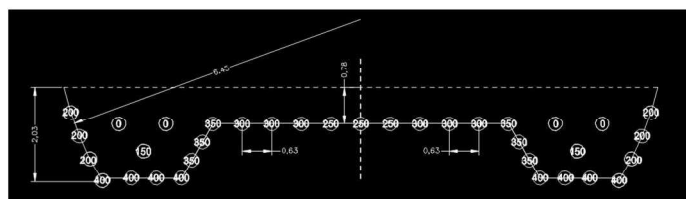
(cap. 4.2) - Fotografia 64 - Furação de uma pega de fogo. Foto do autor de 2015.

A furação de uma frente de escavação durava em média 4,5 horas e continha 147 furos de $\varnothing 48\text{mm}$ na 1ª fase (abóbada) e 35 furos de $\varnothing 48\text{mm}$ na 2ª fase (destroça). A carga específica média foi de $1,9 \text{ kg/m}^3$ na abóbada e $1,23 \text{ kg/m}^3$ na destroça.

O explosivo utilizado foi amonóleo, emulsões a granel ou encartuchadas tipo riogel e riodin⁵. Os detonadores eram não elétricos iniciados por um detonador elétrico.



(cap. 4.2) - Figura 59 - Plano de foto tipo - abóbada.



(cap. 4.2) - Figura 60 - Plano de foto tipo - destroça.

Para executar a escavação desta 2ª fase do Túnel do Marão foram detonadas 900 pegas de fogo, consumidos 132 500 detonadores e 1 500 000 kg de explosivo. A média diária foi de 3200 kg por dia nas quatro frentes de escavação.

150 Trabalhadores receberam formação específica de operador de explosivos e 66 estavam habilitados com cédula de operador de fogo.

Foi implementado um *software* de rastreabilidade de explosivos. Este *software* permite ler códigos de barras dos explosivos rececionados em obra, consumidos na frente de obra e devolvidos ao fornecedor, e controlar em tempo real o explosivo existente em obra. A rastreabilidade de explosivo foi imposta por lei no mês de Fevereiro de 2013, pelo Decreto-Lei 33/2013, alterado posteriormente pelo Decreto-Lei 9/2017 e tem por objetivo o controlo desde o momento de fabrico, transporte e consumo final dos explosivos. Aborda também temas relacionados com requisitos de segurança de forma a proporcionar um elevado nível de proteção da saúde. (DL 33/2013 & DL 9/2017)

⁵ - Amonóleo, emulsões encartuchadas, riogel e riodin são explosivos produzidos em Portugal pelas empresas Maxam e Orca. Ambas forneceram este tipo de explosivo à obra. Amonóleo é um explosivo a granel utilizado como carga de coluna constituídos por nitrato de amónio e uma pequena percentagem de gasóleo. É utilizado para frentes sem água. As emulsões a granel ou encartuchadas tem o mesmo propósito, carga de coluna, mas são utilizadas para frentes com água. Este material explosivo é composto por nitrato de amónio e alumínio. O riodin é uma carga de fundo de maior potência feita à base de nitrato de amónio e dinitroglicol.

4.2.3.5 Sistema de cofragem

Para betonar os mais de 11 km de túnel foi necessário adquirir um sistema de cofragem que se adequasse ao raio de projeto. Não estando padronizados os raios de curvatura dos túneis rodoviários em Portugal ou Espanha, foi necessário encontrar cofragens disponíveis e adaptá-las realidade do projeto.

Foram adquiridas em regime de aluguer (2) e subempreitada (2), quatro sistemas de cofragem deslizante, de 15 metros cada, para em conjuntos de 2 ou singularmente betonar os túneis. Estas cofragens, autoportantes, apoiam em carros que deslizam sobre carris. Um carro poderá, se necessário, movimentar 2 cofragens. As cofragens, no momento da betonagem e cura do betão, por serem autoportantes, não necessitam estar apoiadas nos carros. O revestimento da cofragem foi de chapa de aço de 6 centímetros de espessura.

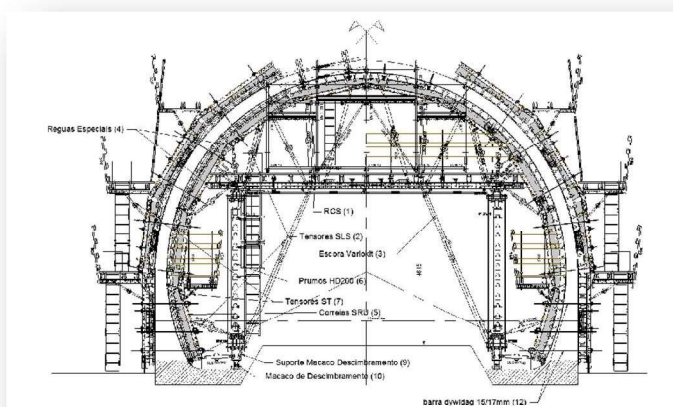
A montagem desses equipamentos foi efetuada no exterior. As desmontagens/montagens posteriores foram executadas no interior dos túneis, dificultando a manobra de peças superiores a 20 toneladas.



(cap. 4.2) - Fotografia 65 - Sistema de cofragem montado no estaleiro poente. Foto de M. Tender de 2014.

Para o exterior, falsos túneis, adotou-se uma cofragem deslizante Peri Variokit conforme figura seguinte. Esta cofragem, em oposição às utilizadas no interior dos túneis, são mais ligeiras e manobráveis. De menor dimensão, 6 metros, com revestimento em madeira permitem a adaptação de uma contra-cofragem amarrada por varão *dywidag* e castanhetas.

Ambas as cofragem permitiram que autobetoneiras ou *dumpers* pudessem circular por debaixo, mesmo no momento da betonagem. Esta condição era essencial para permitir betonar os túneis em simultâneo com a escavação.



(cap. 4.2) - Figura 61 - Sistema de cofragem falso túnel.

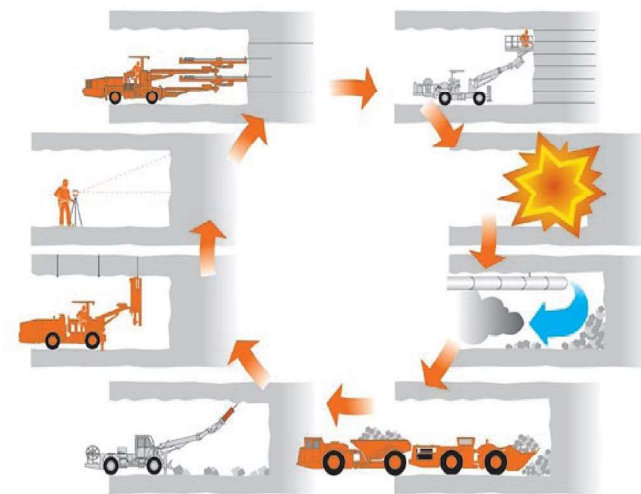
4.3 Principais atividades

4.3.1 Escavação e revestimento primário, definitivo e impermeabilização

4.3.1.1 Introdução

A escavação subterrânea decorreu pelo método NATM e resume-se a:

- Perfuração com recurso a jumbos,
- Carregamento da pega de fogo,
- Disparo da pega de fogo,
- Ventilação,
- Saneamento dos hasteais e abóbada,
- Remoção do escombro,
- Aplicação de sustimento
- Marcação topográfica



(cap. 4.3) - Figura 62 - Ciclo de escavação NATM.

Os trabalhos a executar consistiram na conclusão dos realizados anteriormente em cada um dos túneis:



(cap. 4.3) - Fotografia 66 - Escavação com recurso a giratória. Foto do autor 2015.

4.3.1.2 Túnel norte

- Escavação e revestimento primário em secção plena entre os pk's 15+190.5 e 17+130;
- Escavação e revestimento primário das valas laterais entre os pk's 15+124 e 15+190.5 (frente poente), e 17+193 e 17+130 (frente nascente);
- Execução do sistema de impermeabilização / drenagem de águas provenientes do maciço em toda a extensão do túnel;



(cap. 4.3) - Fotografia 67 - Sistema de impermeabilização. Foto do autor 2015.

- Execução do revestimento definitivo em betão armado, moldado, a aplicar na totalidade da extensão do túnel.



(cap. 4.3) - Fotografia 68 - Armadura colocada sobre impermeabilização. Foto do autor 2015.

4.3.1.3 Túnel Sul

- Escavação e revestimento primário em secção plena entre os pk's 15+307 e 17+328;



(cap. 4.3) - Fotografia 69 - Escavação com recurso a explosivos. Jumbo de furação de 3 braços. Foto do autor 2015.

- Escavação e revestimento primário das valas laterais entre os pk's 15+220 e 15+307 (frente poente), e 17+417 a 17+328 (frente nascente);
- Execução do sistema de impermeabilização / drenagem de águas provenientes do maciço em toda a extensão do túnel;



(cap. 4.3) - Fotografia 70 - Sistema de impermeabilização e revestimento definitivo. Foto do autor 2015.

- Execução do revestimento definitivo em betão armado, moldado, a aplicar na totalidade da extensão do túnel.



(cap. 4.3) - Fotografia 71 - Betonagem de um molde deslizante de 15 metros. Foto do autor 2015.

4.3.1.4 Galerias de ligação entre túneis

- Escavação e revestimento primário das galerias transversais:
 - Pedonais – 1 un.
 - Veiculares – 4 un.
- Impermeabilização e revestimento definitivo das galerias transversais:
 - Pedonais – 6 un.
 - Veiculares – 7 un.



(cap. 4.3) - Fotografia 72 - Sistema de cofragem da passagem de veículos. Foto do autor 2015.

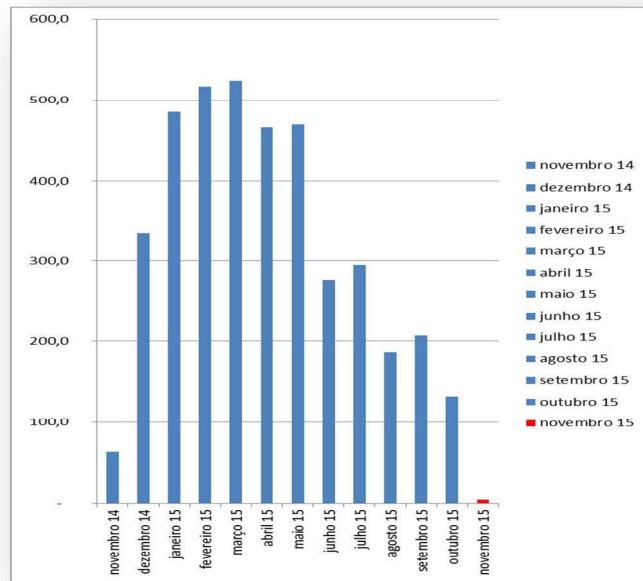
4.3.1.5 Falso túnel

Por razões de integração paisagística realizou-se a construção de 2 Falsos Túneis no lado Poente cada um com 15 metros de comprimento.

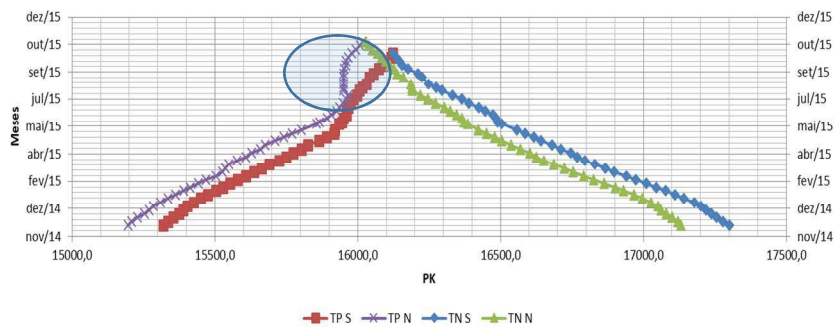
4.3.1.6 Principais quantidades e evolução dos trabalhos

	Túnel Norte	Túnel Sul	Galerias de interligação	Total
Escavação e revestimento primário	1940,5 metros	2021,5 metros	55,96 metros	4017,96 metros
Sistema de impermeabilização e drenagem	5655 metros	5655,75 metros	140,80	11451,55 metros
Revestimento definitivo	5655 metros	5655,75 metros	140,80	11451,55 metros
Falso Túnel (lado Poente)	15 metros	15 metros	--	30,0 metros

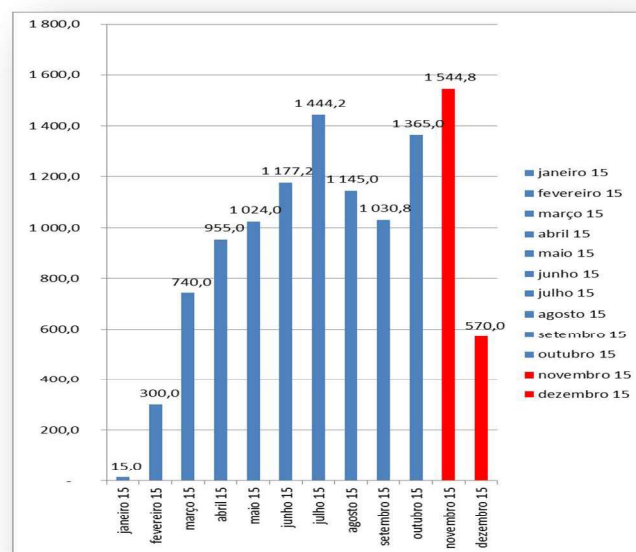
(cap. 4.3) - Tabela 9 - Resumo das quantidades de trabalho



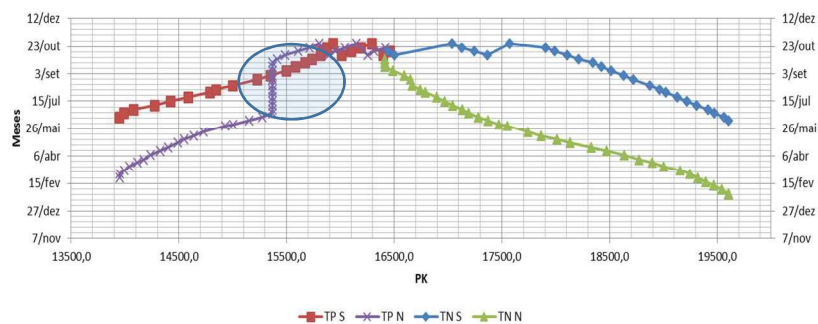
(cap. 4.3) - Figura 63 - Evolução da escavação em metros ao longo da obra.



(cap. 4.3) - Figura 64 - Evolução espaço/tempo da escavação. Nas abcissas o comprimento dos túneis e nas ordenadas o tempo. Observa-se claramente o efeito da derrocada. Assunto a abordar no capítulo seguinte.



(cap. 4.3) - Figura 65 - Evolução das betonagens em metros lineares ao longo da obra.



(cap. 4.3) - Figura 66 - Evolução espaço/tempo das betonagens. Nas abcissas o comprimento dos túneis e nas ordenadas o tempo. Observa-se claramente o efeito da derrocada. Assunto a abordar no capítulo seguinte.

4.3.2 Acompanhamento geológico

O acompanhamento geológico das frentes de escavação é fundamental para o método de escavação NATM. É com esse acompanhamento que se regista a qualidade do maciço rochoso atravessado e se afere o sustimento a aplicar. Desse acompanhamento foi feito o registo de todos os avanços de escavação. A equipa de geologia em obra era composta por 1 coordenador e geólogos.



(cap. 4.3) - Fotografia 73 - Acompanhamento geológico da frente. Foto de Rui Mergulho 2011.

4.3.3 Infraestruturas (drenagem e caleiras técnicas)

Dentro do túnel construiu-se o sistema de drenagem separativo das águas do maciço, a drenagem da plataforma e de líquidos derramados, bem como as caleiras técnicas que suportam as redes elétricas, de combate a incêndios e o Canal Técnico Rodoviário.

A materialização do sistema de drenagem do túnel e as caleiras técnicas foram construídos com uma solução quase integralmente prefabricada, para maximizar o rendimento de construção, e com colocação final de sistema de lajetas de betão para o passeio, permitindo posteriormente fácil acesso aos canais para manutenção dos mesmos.

Também foi executada a drenagem profunda da plataforma no túnel, através da colocação de dois drenos coletores de diâmetro 300mm em caixa de brita envolta em geotêxtil, na base e dos dois lados da plataforma.

Foram executados dois canais para instalações técnicas, sob os passeios da secção do túnel, cada um com configuração distinta.

O canal técnico Rodoviário associado à caleira de rasgo apresenta-se quase sempre junto à berma, onde foram colocados de 8 tubos Ø110 mm em PVC para passagem de cabos.

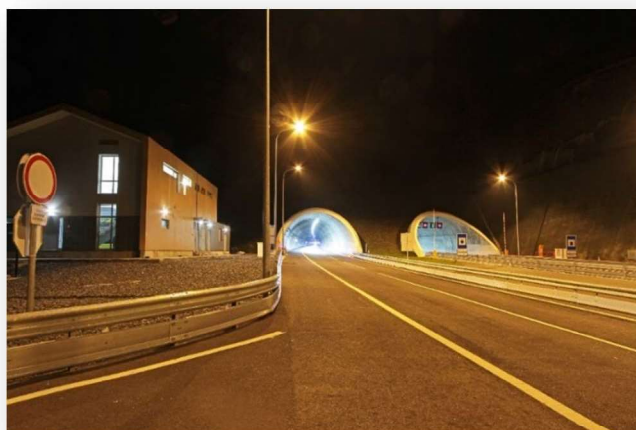
Executou-se também uma infraestrutura de média tensão relativamente com 3 tubos Ø140 mm inseridos numa zona maciça de betão simples, sob a estrutura do pavimento, sempre sob a guia da via esquerda dos túneis (via de rápidos).

4.3.4 Pavimentação e sinalética

Fez parte ainda dos trabalhos da empreitada a preparação do leito de pavimento, dentro e fora do túnel, sendo que tal trabalho correspondeu à escavação e saneamento de uma camada superficial da superfície não escavada numa espessura de 0,15 cm e substituição deste material por uma camada de material pétreo na mesma espessura, devidamente compactado.

Só então se executou a camada de forma que estabeleceu a pendente transversal, sobre a qual assentou a sub-base do pavimento.

Foi considerado para as misturas betuminosas tradicionais a utilização de um betume de pavimentação do tipo 35/50, nas misturas betuminosas subjacentes à de desgaste e para a camada de desgaste um betume modificado com polímero PMB 45/80-65 no fabrico do microbetão betuminoso rugoso.



(cap. 4.3) - Fotografia 74 – Vista geral da pavimentação e sinalética na entrada do túnel do lado Poente, Amarante. Imagens de TD-EC- 2016.

Relativamente às camadas não ligadas, em materiais granulares, foram adotadas duas camadas, subjacentes às camadas em misturas betuminosas

A estrutura de pavimento a executar na plena via do IP4 (A4), nas bermas esquerdas e na berma direita contígua à 3ª via, foi a seguinte:

- Camada de desgaste e/ou rolamento em AC 10 surf PMB 45/80-65 (mBBr), com 3 cm de espessura (microbetão rugoso);
- Camada de ligação em AC 20 bin 35/50 (MB), com 6 cm de espessura (macadame betuminoso);
- Camada de base em AC 32 base 35/50 (MB), com 10 cm de espessura (macadame betuminoso);
- Camada de base não ligada em agregado britado de granulometria extensa, com 15 cm de espessura;
- Camada de sub-base em agregado britado de granulometria extensa, com espessura de 15cm.

Para os acessos de emergência temos o perfil: TIPO III.

No TIPO III, temos a seguinte estrutura de pavimento:

- Camada de desgaste e/ou rolamento em AC 10 surf 35/50 (BB), com 4 cm de espessura (betão betuminoso);
- Camada de base em agregado britado de granulometria extensa, com 20 cm de espessura.

4.3.5 Sinalização e segurança

Por forma a garantir de circulação com o máximo de fluidez e segurança foi considerada no Sublanço a montagem do equipamento de sinalização vertical de código, de informação, incluindo as estruturas para suporte dos elementos da sinalização. Foi também prevista a execução de sinalização horizontal, marcas rodoviárias horizontais, transversais e outras.

No presente lanço foram executados os trabalhos de montagem do equipamento de guiamento, balizagem e demarcação, guardas de segurança e outros equipamentos previstos no projeto de execução.

Foram também implementados os planos de sinalização temporária, para a sinalização provisória e desvios de tráfego necessários. Incluem-se todos os trabalhos de sinalização vertical e horizontal e a utilização de outros equipamentos necessários, nomeadamente guardas amovíveis e dispositivos de sinalização luminosa, necessários à gestão do tráfego durante a execução da obra.

A sinalização de identificação da empreitada de acordo com as normas em vigor, a instalar em todas as intersecções com as estradas da rede nacional, foi também assegurada.



(cap. 4.3) - Fotografia 75 - Vista geral da pavimentação e sinalética na entrada do túnel do lado Nascente, Vila Real. Imagens de TD-EC-2016.

4.3.6 Sistemas e equipamentos de segurança ativa

No âmbito da empreitada foram executados todos os trabalhos de fornecimento e montagem dos sistemas e equipamentos de segurança ativa no túnel, onde se incluem os trabalhos de especialidade listados abaixo:

- Alimentação de energia elétrica
- Automação
- Ventilação e controlo de fumo
- Combate a incêndio
- Iluminação
- Sinalização e informação ao utente
- Sensorização e deteção automática
- Gestão de tráfego e supervisão

- Sistema de comunicações
- Apoio e intervenção em emergência



(cap. 4.3) - Fotografia 76 – Vista da sala de controlo de segurança ativa. Imagens de TD-EC 2016.



(cap. 4.3) - Fotografia 77 – Imagens da sinalização, sistemas de segurança e geradores de emergência. Imagens de TD-EC 2016.

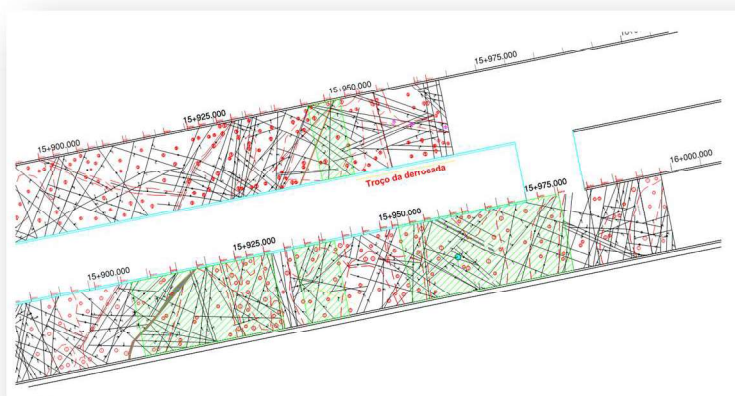
5 Alteração de Circunstância (derrocada)

5.1 Introdução

Um evento singular e súbito ocorreu, durante a fase de escavação, na construção do Túnel do Marão entre os Pk 15+951,5 e 15+968,5 do túnel poente norte no final do mês de julho de 2015.

Este acontecimento alterou a dinâmica estabelecida nas atividades de escavação do túnel, bem como na sequência das atividades de revestimento definitivo e de instalações técnicas.

Quer pelo acontecimento *per si*, quer pelas inerentes consequências no normal desenrolar da empreitada, importa detalhar todas as fases deste processo.



(cap. 5.1) - Figura 67 - Planta de localização do evento.

5.2 Acontecimento

No final do dia 24 de julho de **2015**, a escavação encontrava-se no Pk 15+968,50. Uma vez realizado o saneamento da frente, seguido da cartografia geológica e respetiva caracterização geotécnica, os trabalhos prosseguiram com a mobilização das equipas e respetivos equipamentos destinados à aplicação do suporte provisório definido e aprovado. De forma súbita e inesperada, junto à frente de trabalho, nomeadamente no ombro direito/abóbada, em zona por sustentar, inicia-se a derrocada com a queda de alguns blocos com dimensão apreciável, prosseguindo a instabilização no contorno da frente e recuando gradualmente para Pk's anteriores de forma rápida, impossibilitando, em condições de segurança, a aplicação de quaisquer medidas de contenção.



(cap. 5.2) - Fotografia 78 – Durante a instabilidade na frente de escavação. Foto de Cláudio Santa 2015.

A derrocada terminou ao Pk 15+951,50, perfazendo um total de 17 metros, dos quais cerca de 15 metros com o respectivo suporte provisório já instalado e concluído.



(cap. 5.2) - Fotografia 79 - Frente de escavação após derrocada. Foto de Cláudio Santa 2015.

5.3 Caracterização Geotécnica

O troço em causa insere-se na Formação da Desejosa, de idade Câmbrica, que apresenta uma fácies de *flysch* típica, caracterizada localmente por uma sequência espessa de alternâncias centimétricas de filitos e metassiltitos, conferindo-lhe um aspeto listrado característico.



(cap. 5.3) - Fotografia 80 - Aspeto listrado típico da Formação da Desejosa. Foto de Cláudio Santa 2015.

Nos levantamentos de frente efetuados no trecho em análise, os graus de alteração identificados variaram predominantemente entre W_1 e $W_{2/3}$, pontualmente W_4 , e os espaçamentos das descontinuidades variaram predominantemente entre F_1 e F_3 , pontualmente F_4 .

A tabela seguinte resume as diversas classificações geomecânicas, obtidas no troço derrocada, com o detalhe dos diversos fatores que contribuem para o valor de RMR final.

ROCK MASS RATING (RMR) <i>After Bieniawski 1989</i>								
	Índice Point Load	RQD	Espaçamento das descontinuidades (F)	Características descontinuidades	Água subterrânea	RMR básico	Índice de ajuste (atitude do diaclasamento)	RMR corrigido
15+949,00 a 15+952,50	9	12	10	9	12	52	-10	42
15+952,50 a 15+954,50	9	13	10	9	13	54	-10	44
15+954,50 a 15+958,50	9	13	10	9	13	54	-10	44
15+961,00 a 15+964,50	9	13	10	9	12	53	-10	43
15+964,50 a 15+966,50	9	13	11	9	12	54	-10	44
15+966,50 a 15+968,50	9	13	10	8	14	54	-10	44

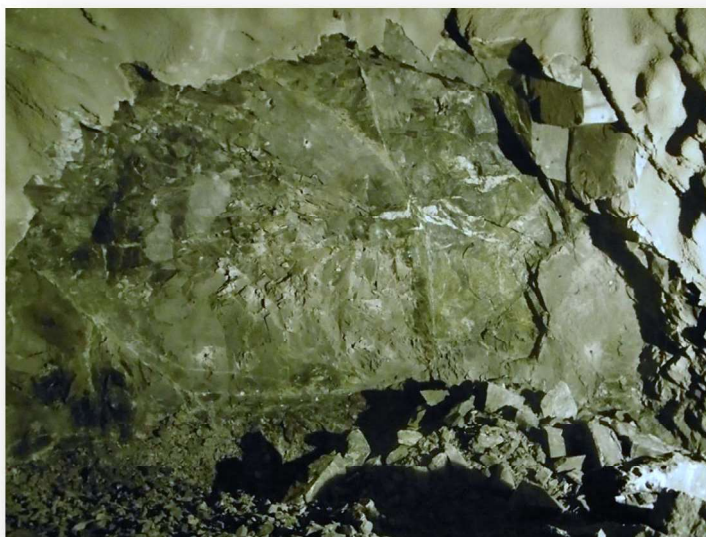
(cap. 5.3) - Tabela 10 - Resumo das classificações geomecânicas na zona da derrocada. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016a)

O valor da classificação (RMR) obtido variou entre 42 e 44, sendo a moda 44 e a média ponderada em função dos comprimentos dos avanços 43.

Da análise da anterior resulta que na zona da derrocada, anteriormente atravessada e sustida, ocorria um maciço de valor de RMR mediano (correspondente à zona ZG2 de Projeto), muito homogêneo no que diz respeito à variabilidade dos seus atributos, resultando num maciço rochoso com as seguintes características:

- Resistência à compressão uniaxial 90 a 95 Mpa
- *Rock Quality Designation* 65%
- Espaçamento das descontinuidades F3 (200 – 600 mm)
- Descontinuidades lisas, preenchimento argiloso <5mm, contínuas, abertura 1-5mm
- Genericamente seco, com algumas ocorrências de água
- Diaclasamento de direção perpendicular ao eixo do túnel e contra a escavação – desfavorável.

Conforme se comprova no extenso registo fotográfico, o material rocha, produto da escavação, é constituído por blocos rochosos de dimensões apreciáveis e resistentes.



(cap. 5.3) - Fotografia 81 - Frente de escavação ao Pk 15+968,5. É perceptível a ocorrência de blocos resistentes de elevada dimensão e o carácter liso do diaclasamento associado. Foto de Cláudio Santa 2015.

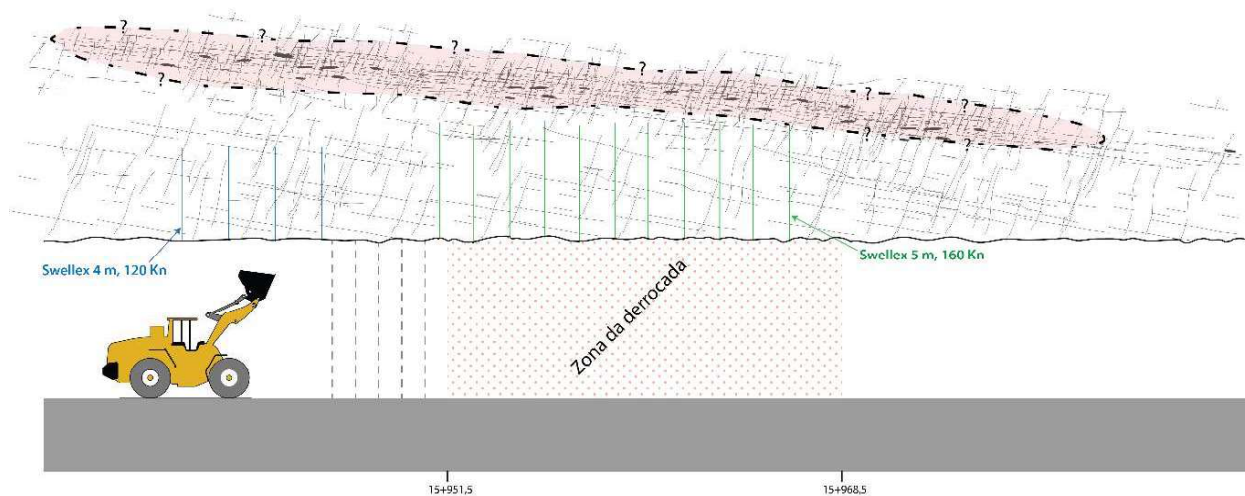
Apesar da escavação se desenvolver num maciço com características ZG2, mesmo próximo do limite de aplicabilidade de um suporte primário correspondente a ZG1, consequentemente com um suporte SP2 (standard), a atitude do diaclasamento e as respetivas características aconselhavam a adoção de um suporte ligeiramente mais reforçado (*i.e.* substituindo-se as pregagens de 4,0 m e 120 KN por pregagens com 5,0 m e de 160 KN), tendo-se ainda reforçado a malha de pregagens definida em projeto com aplicação, em locais que se julgaram necessitados, por efeito de blocometria desfavorável, de pregagens adicionais.

5.4 Fundamentação do evento

Contudo, apesar do acima mencionado e da consequente situação favorável prevista, ocorreu um incidente de derrocada com rotura do trecho já sustido. Eventos desta natureza são extremamente raros, uma vez que as “ruínas” em maciços rochosos quase sempre ocorrem na proximidade de zonas com fracas características mecânicas, resultantes da interceção de acidentes geológicos e zonas de fraqueza associadas. Na realidade, não se observou qualquer zona com este carácter. Inclusivamente, na retoma dos trabalhos na frente de escavação e após o tratamento da zona afetada, o maciço ocorrente correspondeu sistematicamente a um maciço com características típicas de ZG2.

Assim, considera-se que uma provável explicação para o fenómeno verificado, terá de estar oculta acima do trecho escavado.

Com efeito, com o normal desenvolvimento dos trabalhos, nomeadamente, com a atividade de remoção do escombro *in situ* resultante da derrocada, para além da intensa atividade de observação efetuada através dos inúmeros furos de sondagens realizados, quer para tratamento do maciço, quer para determinação da morfologia da zona afetada, constatou-se que acima do teto dessa zona o maciço rochoso parece mostrar um índice de fracturação superior ao observado ao nível do túnel nos diversos avanços da escavação realizados neste troço, pressupondo a presença de uma zona localizada acima do túnel com elevada compartimentação, mas com a manutenção das características de resistência do material rocha. Esta zona mostrou-se impossível de ser detetada, tendo em conta que toda a furação para aplicação de suporte (*i.e.* pregagens) não revelou alteração das características e/ou estas estão acima da zona sustida. O alívio de tensões, resultante da atividade de escavação, inclusive a abertura do túnel sul e o aumento de vão exposto, funcionou como mecanismo precursor para este evento, sem que o sistema de observação instalado mostrasse qualquer indício de instabilidade, ou seja, a rotura ocorreu de forma súbita e frágil ao invés de um fenómeno progressivo de plastificação do maciço, o qual poderia ter sido detetado no sistema de instrumentação instalado.



(cap. 5.4) - Figura 68 - Esquema interpretativo do fenómeno que esteve origem na derrocada. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016a)

A figura acima pretende esquematizar o possível fenómeno implícito ao evento de derrocada:

- Zona de elevada compartimentação, ou seja, com elevado índice de fracturação sem a perda de características do material rocha;
- A zona referida ocorre acima da abóboda e, por isso, oculta ao normal desenvolvimento dos trabalhos, inclusive aos trabalhos de aplicação do suporte;
- Zona limitada no espaço, não se intercetando qualquer zona semelhante no túnel sul e no prolongamento dos trabalhos no túnel norte, ou seja, sem continuidade lateral e fraca expressão vertical; e sem afluência significativa de água, ou por outras palavras, confinada espacialmente (sem conectividade).

5.5 Solução encontrada

5.5.1 Introdução

Imediatamente após a ocorrência da derrocada, procedeu-se a uma primeira avaliação da situação para definição das medidas a implementar, com vista a garantir a estabilidade de ambos os túneis e a retoma dos trabalhos de escavação.

Da avaliação realizada foi definido um plano de intervenção dividido em 8 pontos, conforme a seguir se descreve.

5.5.2 Monitorização do suporte primário

5.5.2.1 Introdução

De modo a avaliar o comportamento do maciço e a eficácia das medidas adotadas para a estabilização, consolidação e progressão dos trabalhos, aumentou-se o número de secções monitorizadas e a frequência das respetivas leituras, em ambos os túneis.

5.5.2.2 Estabilização

As medidas implementadas visaram garantir a estabilização do escombros no túnel norte, e nas áreas de influência da derrocada, túnel norte e sul, de modo a reduzir/anular as probabilidades de prolongamento do fenómeno no túnel Norte e de propagação ao túnel Sul.

5.5.2.3 Estabilização do escombros

Procedeu-se à estabilização da frente do escombros com aplicação de betão projetado.

5.5.2.4 Estabilização do túnel norte

Procedeu-se ao reforço do suporte primário SP2 com aplicação adicional de suporte primário SP3 nas zonas que apresentavam sinais de instabilidade. Este reforço prolongou-se até 20m no sentido da boca poente do túnel Norte

5.5.2.5 Estabilização do túnel sul

Ao longo do troço do túnel sul paralelo à derrocada, e na sua influência, procedeu-se ao reforço do suporte primário instalado dos troços que se encontravam com suporte primário SP2 através da aplicação de suporte primário SP3, para garantir o máximo suporte no túnel Sul ao longo da zona confinante com a derrocada e nas respetivas áreas de influência. Esta medida foi tomada no seguimento da instabilização da zona observada pela instrumentação instalada no túnel.

Reforço do suporte primário SP3 com aplicação de pregagens de 12m em ambos os hasteais e vigas de cintamento UNP, nos troços em que os dados da monitorização indicavam convergência das secções.

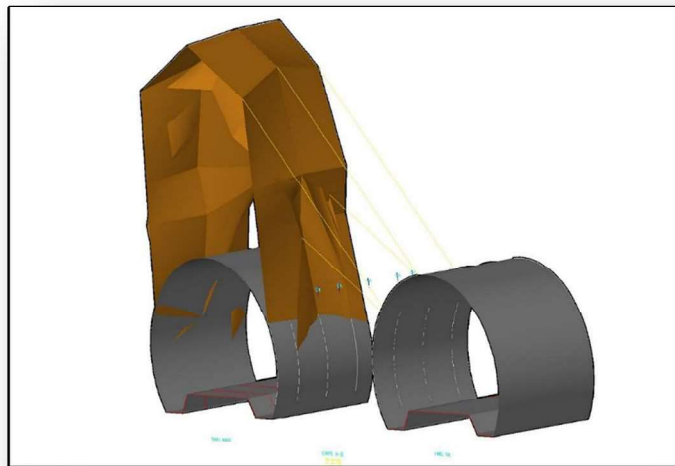
Posteriormente, para minimizar/anular a convergência do suporte primário e permitir a progressão dos rebaixes para execução do arco invertido ao nível da soleira, procedeu-se ao travamento das cambotas com a instalação de perfis metálicos HEB200.

Foram também executados furos de drenagem para alívio das pressões provocadas pela existência de água.

5.5.2.6 Prospeção

Com vista a determinar a dimensão da derrocada, e assim definir/adaptar as medidas necessárias a implementar, realizaram-se campanhas de prospeção a partir de ambos os túneis.

Com base nos dados recolhidos nas sondagens realizadas elaborou-se um modelo tridimensional aproximado da geometria da derrocada ocorrida.



(cap. 5.4) - Figura 69 - Modelação aproximada 3D da derrocada. (Teixeira Duarte & EPOS, 2016 a)

a) A partir do túnel sul

A partir do túnel sul realizaram-se três campanhas de prospeção. As campanhas de prospeção consistiram na realização de sondagens com orientação perpendicular ao hasteal esquerdo do túnel com inclinações entre variando entre 0° e 45°.

b) A partir do túnel norte

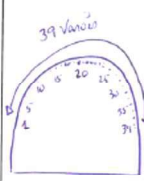
A partir do túnel norte realizaram-se sondagens na abóbada, ombros, hasteais e soleira.

5.5.2.7 Consolidação do escombro

De modo a reduzir carga do escombro localizado acima da secção do túnel sobre o suporte primário a aplicar, minimizando/anulando assim possíveis colapsos do suporte e desmoronamentos da frente do escombro durante a sua escavação/remoção, procedeu-se à sua consolidação antes do início dos trabalhos de “reescavação” do túnel através do escombro resultante da derrocada.

A consolidação do escombro foi realizada através de injeção de calda de cimento e de resina expansiva. As injeções foram efetuadas através dos furos resultantes das sondagens de prospeção entretanto realizadas, através de pregagens auto-perfurantes inseridas sub-horizontalmente no contorno da abóbada por cima do escombro e através das primeiras enfilagens instaladas.

Posteriormente, durante os trabalhos de atravessamento do escombro resultante da derrocada, foi-se procedendo a subsequentes consolidações do escombro.

CONTROLO DE CALDAS DE INJEÇÃO					Boletim Nº: _____		
Localização: <u>TPN (Derrocada)</u>			Data: <u>11.08.2015</u>		Relação A/L: <u>0,45</u>		
Identificação do Elemento	Nº de Obturadores		Sacos de Cimento	Tempo		Pressão Paragem (bar)	Volume de Calda (m ³)
	Esq.	Dir.		Início	Fim		
 <p>39 metros</p> <p>PK 15+945</p>	1		7	20:10	20:30		5,83 m ³ 188 sacos
	2		11	20:35	20:55		
	3		10	21:00	21:20		
	4		8	21:25	21:40		
	5		6	21:45	22:00		
	6		11	22:05	22:25		
	7		7	22:28	22:35		
	8		8	22:38	22:50		
	9		12	22:55	23:20		
	10		9	23:22	23:35		
	11		11	23:38	23:58		
	12		12	00:02	00:25		
	13		8	00:28	00:40		
	14		7	00:43	00:55		
	15		8	01:00	01:15		
	16		14	01:18	01:30		
	17		12	01:38	01:55		
	18		8	01:55	02:05		
	19		10	02:08	02:22		
	20		9	02:25	02:38		

Nota: Pressão Injeção (1 Kg/cm²) / Pressão de Paragem (5 Kg/cm²)

(cap. 5.5) - Tabela 11 – Exemplo de boletim de controlo de injeções em varões semihorizontais autoperforantes colocados no pk 15+945.

5.5.2.8 Progressão na escavação

A definição da metodologia dos trabalhos para atravessamento do escombro resultante da derrocada teve dois objetivos principais:

- 1) Garantir a total segurança dos trabalhadores durante e após o atravessamento do escombro resultante da derrocada;
- 2) Garantir que no decorrer dos trabalhos não fossem criadas mais instabilizações no maciço atravessado inviabilizando os trabalhos a decorrer ou até a execução dos túneis;

Face à evolução verificada ao longo dos trabalhos a metodologia adotada foi a seguinte:

- 1º. Injeção de calda de cimento e de resinas expansivas a partir dos furos das sondagens entretanto realizadas para consolidação e estabilização do escombro.
- 2º. Instalação de enfilagens com injeção de calda de cimento, para suporte e estabilização do escombro na frente de escavação e acima da abóbada, antes da instalação das cambotas.
- 3º. Instalação de pregagens auto-perforantes para injeção de resinas expansivas, para reforço do suporte e da consolidação do escombro.
- 4º. Instalação de cambotas espaçadas a 1m em 3 fases: 1ª e 2ª fases - Instalação dos segmentos de cambota da soleira até aos ombros; 3ª fase - Instalação dos segmentos de cambota na abóbada. Instalação de cambotas de reforço (2ª cambota) nas secções de execução das enfilagens.

A metodologia utilizada para a instalação das cambotas foi a seguinte: 1º - remoção do escombro, no volume necessário e suficiente, para a instalação da cambota, seguida de aplicação de betão projetado para estabilização do escombro remanescente; 2º - instalação da cambota e aplicação do betão projetado. Este procedimento foi repetido a cada secção de cambota aplicada (3 fases para cada cambota).

O espaçamento das cambotas foi sendo ajustado em função das características geotécnicas do escombro, sendo na sua maioria de 1 metro.

Em complemento das enfilagens verificou-se ser necessário a aplicação de SPILES Ø32mm, a cada 3 metros, para contenção de blocos de maiores dimensões.

A escavação e remoção do escombro foi sempre realizada com recurso a meios mecânicos de ataque pontual (giratórias), de forma a minimizar as vibrações induzidas no maciço.



(cap. 5.5) - Figura 70 -Frente estabilizada após colocação de 1º troço de enfilagens e 3 cambotas. Foto de EPOS 2015.

5.5.2.9 Revestimento Definitivo

As medidas adotadas no sentido da consolidação do maciço atravessado, o reforço, a estabilização subsequente do suporte primário e as injeções secundárias foram consideradas como suficientes para obviar um recálculo e/ou reforço do revestimento definitivo, não obstante a construção de arco invertido em troços conforme abaixo se descreve.

O túnel sul, tendo em conta as evoluções dos valores das convergências registados em articulação com a geologia local, decidiu-se construir um arco invertido em 3 troços, entre o Pk 15+941 e o Pk 16+089.

No túnel norte, tendo em conta as evoluções dos valores das convergências registados em articulação com a geologia local, verificou-se não se justificar a construção de arco invertido.

Além da intervenção realizada para consolidação do escombro antes e durante a fase de atravessamento da derrocada, procedeu-se a segunda campanha de reforço de acordo com a seguinte metodologia.

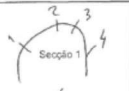
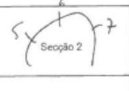
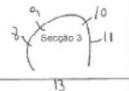

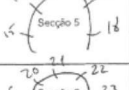
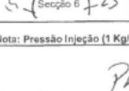
1ª Fase: Consolidação a baixa pressão de uma auréola de 3,0 m na envolvente da secção do túnel.

- a) Realização de furos com 3,0 m de comprimento, numa área correspondente a um ângulo de 120° e numa malha de 3,0x3,0 m em quincôncio ao longo de toda a extensão da derrocada, adicionada de ½ diâmetro para cada lado;
- b) Injeção de baixa pressão com calda de cimento (0,75 A/C a 0,5 A/C) com obturador à boca do furo. A injeção foi realizada dos furos localizados a cotas mais baixas para os localizados a cotas mais altas;

2ª Fase: Injeções de consolidação do escombro.

- a) Execução do revestimento definitivo, deixando materializados os negativos com $\varnothing_{\min}=90\text{mm}$, para a realização de todos os furos de sondagem e injeção. O sistema de impermeabilização foi interrompido através de trompetas de sobreposição com a geomembrana;

- b) O sistema de impermeabilização foi reforçado através da aplicação de geodreno do tipo *Tecdrain* H15 Plus, entre a geomembrana e o geotêxtil, em tiras com 2m de largura espaçadas 2m.
- c) Realização de furos de sondagem/injeção, em duas malhas, com o comprimento necessário para se atingir o maciço são, procurando identificar claramente a existências de eventuais vazios no topo da superfície de desconfinamento;
- d) Os furos foram realizados em duas malhas em quincôncio numa área correspondente a um ângulo de 120° ao longo de toda a extensão da derrocada, adicionada de ½ diâmetro para cada lado, sendo que a primeira malha foi de 6,0x6,0m e a segunda malha de 3,0x3,0m.
- e) Injeção de calda de cimento (0,75 A/C a 0,5 A/C) nos furos da primeira malha (6,0x6,0m), com obturador à boca do furo, com pressões máximas de 5 bar, começando pelos furos localizados a cotas mais baixas, passando progressivamente para os furos localizados a cotas mais altas, alternado os furos entre as secções mais afastadas.
- f) Após concluir a injeção da malha de 6,0x6,0m repetiu-se o procedimento para a malha de 3,0x3,0m.
- g) Os furos, de ambas as malhas foram executados e injetados um a um, sendo que só se executou o furo seguinte depois de concluída a injeção do anterior.

CONTROLO DE CALDAS DE INJEÇÃO						Boletim Nº: _____	
Localização: <u>TPN</u>		Data: <u>28/11/2015</u>		Relação AN: <u>0150</u>			
Identificação do Elemento	Nº de Obturadores		Sacos Cimento	Tempo		Pressão Paragem (bar)	Volume de Calda (m³) (dm³)
	Esq.	Dir.		Início	Fim		
 Secção 1	1		10	08:10	08:25	7	3144,5 95 sacos
	2		35	14:50	16:00	5	
		3	42	16:10	17:20	6/7	
		4	8	08:30	08:42	7	
 Secção 2	5		8	09:10	09:20	5	3310 100 sacos
	6		80	17:30	20:00	5	
		7	12	8:47	9:05	7	
 Secção 3	8		10	9:55	10:10	6	926,8 28 sacos
	9						
		10					
		11	18	09:25	09:50	7	
 Secção 4	12		12	10:35	10:50	7	728,2 22 sacos
	13						
		14	10	10:15	10:30	6	
 Secção 5	15		10	11:20	11:35	7	794,4 24 sacos
	16						
		17					
 Secção 6	18		14	10:55	11:15	6	
	19		12	11:40	12:00	6	
	20						

Nota: Pressão Injeção (1 Kg/cm²) / Pressão de Paragem (5 Kg/cm²)

Observações: PK 15+551,50 até PK 15+968,50
2ª Fase de Emp. J.

(cap. 5.5) - Tabela 12 – Exemplo de boletim de controlo de injeções de reforço no sustimento com autoperfurantes perpendiculares à secção do túnel, entre os pk 15+951,50 e 15+968,50.

3ª Fase: Selagem dos negativos.

- a) Dando-se por concluída a consolidação do escombros/macizo, todos os negativos foram selados com resina epóxica.

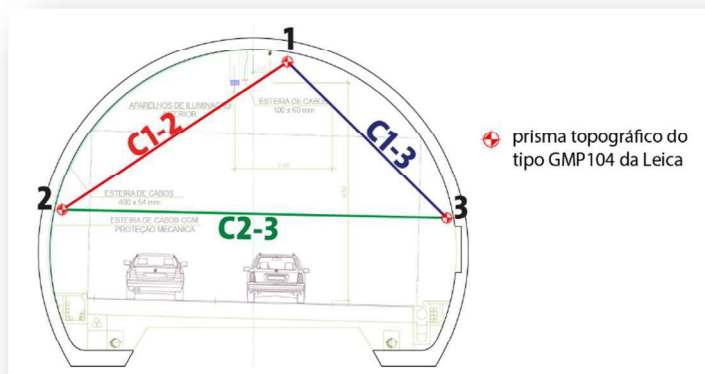
4ª Fase: Injeções de colagem.

- a) Execução de injeções de colagem semelhantes às definidas no projeto.

5.5.2.10 Instrumentação

Com vista a avaliar o comportamento do revestimento definitivo no troço da derrocada e nas áreas adjacentes instalou-se instrumentação. A mesma é constituída por prismas topográficos num esquema de instalação próximo ao usado na

observação da fase obra. O posicionamento dos referidos prismas obedeceu à compatibilização com as instalações definitivas permitindo uma observação isenta de interferências de interposição. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016a)



(cap. 5.5) - Figura 71 - Convergências implantadas no revestimento definitivo. EPOS

5.5.3 Implicações no planeamento da empreitada.

5.5.3.1 Introdução

O acontecimento inesperado que ocorre no túnel norte parou de imediato a escavação dessa frente. Como se descreve nos capítulos anteriores, inúmeros trabalhos foram necessários realizar, quer no túnel norte, quer no túnel sul, para acautelar instabilidades em ambos os túneis. De seguida apresenta-se detalhadamente as atividades e implicações no planeamento e caminho crítico da empreitada.

5.5.3.2 Situação dos trabalhos à data do acontecimento

À data de 24 de julho de 2015, as escavações encontravam-se nos seguintes pk's:

- Túnel poente norte: 15+951,5
- Túnel poente sul: 15+998,0
- Túnel nascente norte: 16+322,5
- Túnel nascente sul: 16+323,0.

Perfazendo um total de escavação por executar no túnel norte de 371 metros e no túnel sul de 325 metros.

O revestimento definitivo encontrava-se aos pk's:

- Túnel poente norte: 15+366,9 (sem molde)
- Túnel poente sul: 14+648,3 (com dois moldes)
- Túnel nascente norte: 16+861,5 (com um molde)
- Túnel nascente sul: 19+097,3 (com um molde).

Perfazendo um total de revestimento definitivo por executar no túnel norte de 1494,6 metros e no túnel sul de 4449 metros.

5.5.3.3 Análise ao planeamento à data do acontecimento

À data do acontecimento geológico, os trabalhos de escavação encontravam-se dentro do programa de trabalhos da empreitada e previa-se o seu término em consonância com o previsto.

Analisando o histórico da escavação já realizada, esta atividade já cumpria mais de 80% de execução.

Escavação	a realizar	realizado	percentagem do executado
TN	1940,5	1569,5	80,88%
TS	2021,5	1696,5	83,92%

(cap. 5.5) - Tabela 13 - % de escavação executada à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Pela observação dos rendimentos médios obtidos e os metros em falta, à data do acontecimento, concluiu-se que cumprir-se-ia o previsto no plano de trabalhos contratual.

Escavação	metros em falta	rendimento médio	dias em falta	data do acontecimento	previsão à data	PT
TN	371	7,10	52	24-07-2015	14-09-2015	06-09-2015
TS	325	6,88	47	24-07-2015	09-09-2015	14-09-2015

(cap. 5.5) - Tabela 14 - Previsão da atividade de escavação no planeamento à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Executando o mesmo exercício sobre a atividade de revestimento definitivo, obtêm-se uma execução superior a 45%.

Betão	a realizar	realizado	percentagem do executado	percentagem do executado total
TN	5655,67	4161,07	73,57%	47,45%
TS	5655,09	1206,09	21,33%	

(cap. 5.5) - Tabela 15 - % de execução do revestimento definitivo à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Na lógica descrita anteriormente, e com o histórico dos rendimentos médios obtidos, verificamos que a obra encontrava-se dentro do previsto em plano de trabalhos e previa-se concluir os revestimentos definitivos dentro dos limites estabelecidos.

Betão	metros em falta	rendimento médio	dias em falta	data do acontecimento	previsão à data	PT
TN	1494,6	15,49	96	24-07-2015	28-10-2015	12-10-2015
TS	4449	36,96	120	24-07-2015	21-11-2015	01-12-2015

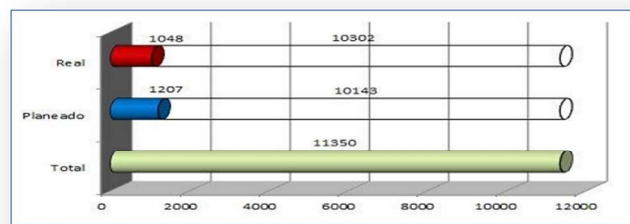
(cap. 5.5) - Tabela 16 - Previsão da atividade de revestimento definitivo no planeamento à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Relativamente aos trabalhos de construção civil no interior do túnel, o Consórcio, à data do acontecimento geológico, já tinha iniciado os trabalhos relativos às Redes de Drenagem e Canal Técnico – *iniciados a 3 de junho* – antecipando o início previsto no plano de trabalhos contratual – *7 de julho*.

Esta antecipação da data inicialmente prevista era consequência da articulação e coordenação que existia em obra, quer das distâncias existentes entre as várias frentes e tipologias de trabalho, quer da organização e o estabelecimento de circuitos de circulação dentro do túnel, quer ainda dos ritmos e rendimentos de trabalho das várias atividades, em simultaneidade, que existiam e “*coabitavam*”.

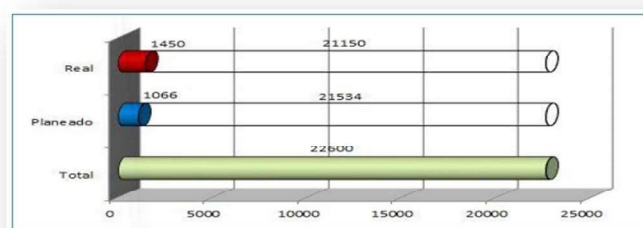
De uma forma geral, os trabalhos de construção civil no interior do túnel apresentavam os seguintes pontos de situação:

Redes de Drenagem:



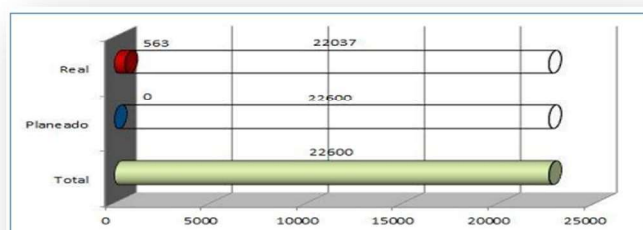
(cap. 5.5) - Tabela 17 - Quantidade de trabalho executado de redes de drenagem à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Infraestruturas enterradas para Instalações Elétricas e Comunicações:



(cap. 5.5) - Tabela 18 - Quantidade de trabalho executado de infraestruturas enterradas à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Acabamentos:



(cap. 5.5) - Tabela 19 - Quantidade de trabalho executado de acabamentos à data do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

5.5.3.4 Efeito previsível no plano geral de trabalhos

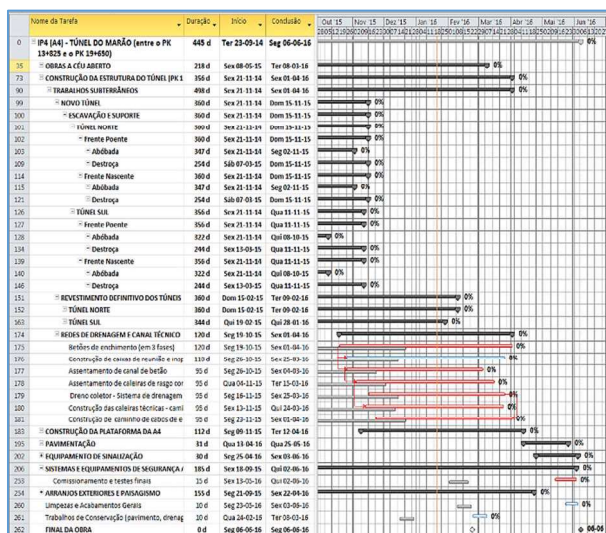
A realização das atividades enunciadas no capítulo anterior, não previstas na empreitada, quer pela sua complexidade, necessidade de alocação de meios humanos e equipamentos específicos, quer pela morosidade das atividades em concreto, nomeadamente a estabilização da derrocada, medidas minimizadoras para garantia da estabilidade de ambos os túneis, consolidação do maciço rochoso e *re-escavação* do túnel norte, produziu um efeito direto no cumprimento dos prazos previstos nas atividades sucessoras.

Tendo em conta as vicissitudes e as alterações de circunstância que a derrocada provocara, os trabalhos de escavação dilataram-se por 57 e 24 dias no túnel norte e túnel sul, respetivamente, conforme a seguir se demonstra.

Escavação	previsão à data	PT	real	atraso (dias)
TN	14-09-2015	06-09-2015	02-11-2015	57
TS	09-09-2015	14-09-2015	08-10-2015	24

(cap. 5.5) - Tabela 20 - Atividade de escavação - efeito no plano de trabalhos após o acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Analisando o efeito geral nas restantes atividades subsequentes, as implicações dos trabalhos de escavação, nomeadamente as datas efetivas de conclusão, e incluindo os constrangimentos produzidos nas restantes, verificou-se que finalizar-se-ia o revestimento definitivo no túnel norte e no túnel sul a 09 de fevereiro de 2016 e a 28 de janeiro de 2016, respetivamente e que a data efetiva de conclusão da empreitada seria **6 de junho de 2016**, conforme a seguir se demonstra.



(cap. 5.5) - Figura 72 - Plano de trabalhos - Efeito produzido pelo atraso na atividade de escavação. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

No que diz respeito à atividade revestimento definitivo, analisando, de uma forma linear, as implicações dos trabalhos de escavação, nomeadamente as datas efetivas de conclusão, verificamos que finalizar-se-ia o túnel norte e no túnel sul a 09 de fevereiro de 2016 e a 28 de janeiro de 2016, respetivamente.

Betão	previsão à data do acontecimento	PT	efeito directo	atraso previsto (dias)
TN	28-10-2015	12-10-2015	09-02-2016	120,00
TS	21-11-2015	01-12-2015	28-01-2016	58,00

(cap. 5.5) - Tabela 21 - Datas finais de conclusão para a atividade de revestimento definitivo. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

Mantendo a mesma analogia de análise nas restantes atividades subsequentes ao revestimento definitivo, verificamos que a datas de conclusão seriam as seguintes:

Atividades	PT	Efeitos Diretos	Atraso previsto (Dias)
REDES DE DRENAGEM E CANAL TÉCNICO	21-12-2015	01-04-2016	102
CONSTRUÇÃO DA PLATAFORMA DA A4	30-12-2015	12-04-2016	104
PAVIMENTAÇÃO	11-02-2016	25-05-2016	104
EQUIPAMENTO DE SINALIZAÇÃO	22-01-2016	03-06-2016	133
SISTEMAS E EQUIPAMENTOS DE SEGURANÇA ATIVA			
Comissionamento e testes finais	19-02-2016	02-06-2016	104
ARRANJOS EXTERIORES E PAISAGISMO	29-12-2015	22-04-2016	115
FINAL DA OBRA	23-02-2016	06-06-2016	104

(cap. 5.5) - Tabela 22 - Datas finais de conclusão para as restantes atividades. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

No entanto e conforme a seguir se demonstrará, o Consórcio adotou medidas para mitigar estes atrasos na atividade de revestimento definitivo, muito embora tenham condicionado, em muito, a laboração das restantes atividades e tarefas subsequentes.

5.5.3.5 Medidas Mitigadoras adotadas

Na escavação, para lá das medidas necessárias tomadas para contenção e estabilização da derrocada no túnel norte, foi também necessário reforçar os meios existentes em obra para fazer face aos efeitos de instabilidade no túnel sul, garantindo que os rendimentos das frentes de escavação do lado nascente não saíram comprometidos.

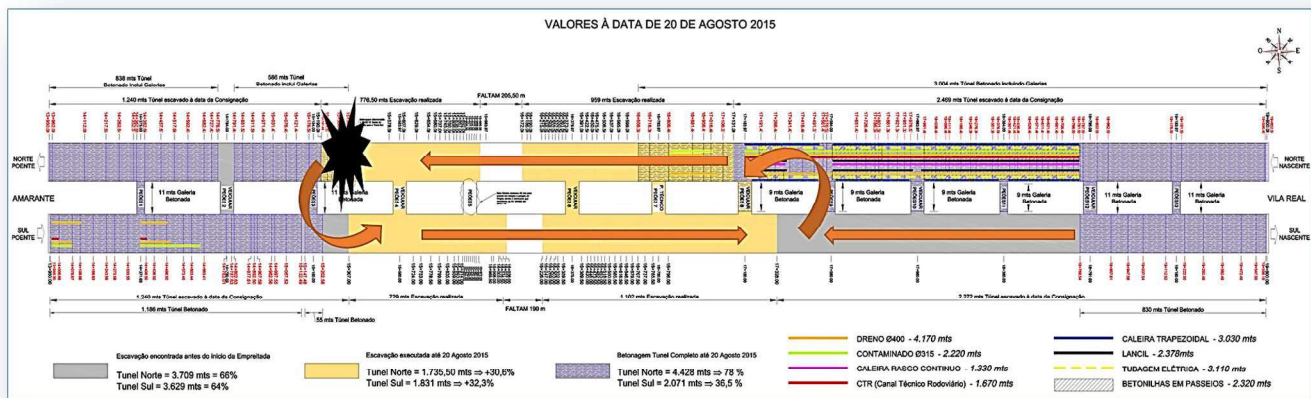
Como foi já referido, dada a forma inesperada e súbita desta ocorrência, e no sentido de prevenir eventos semelhantes, foi considerado prudente o reforço do sustimento em algumas zonas classificadas com ZG2.

Este aumento significativo de trabalho em simultâneo, quer do lado nascente quer do lado poente, obrigou a um reforço de meios humanos e equipamentos.

Na atividade de revestimento definitivo foi necessário alterar profundamente a estratégia definida em fase de estudo da empreitada e das opções colocadas em prática no início da execução.

Estas alterações incidiram, fundamentalmente, na quantidade de meios afetos, mãos de obra e equipamentos, bem como nos horários de trabalho praticados (reforço noturno) e ao nível da sequência de construção.

- Mudança de localização da cofragem - No sentido de não interromper as betonagens no túnel nascente norte e no túnel poente sul, foi necessário desmontar no interior dos túneis e voltar a montar nos túneis nascente sul e poente norte onde haveria garantia de continuidade. Para esta alteração foi necessário o nivelamento minucioso da pista, para garantir a retirada das cúpulas do interior dos túneis já revestidos.
- Mudança de localização dos andaimes para a execução das armaduras, trompetes e impermeabilização - De igual modo para as cofragens do revestimento definitivo, foi necessário desmontar e montar os andaimes nos locais onde foram recolocadas as cofragens.
- Foi necessário trabalhar em laboração contínua para aumentar o ritmo de produção de betonagens nas frentes disponíveis. Esta medida permitiu compensar as paragens das cofragens, que inevitavelmente iriam acontecer. A laboração contínua foi transversal a todas as atividades relacionadas com o revestimento definitivo.
- Alteração da receita de betão para diminuir os tempos de descofragem - Foi necessário alterar a composição de betão, de forma a conseguir performances de resistências iniciais superiores às inicialmente previstas.
- Alteração dos sistemas de ventilação - Foi necessário alterar os circuitos de ventilação instalados, tendo em conta a necessidade de readaptação desta fase às seções e galerias transversais disponíveis para o efeito, através da colocação de mais bifurcações, curvas de ventilação e ventiladores, para garantir a simultaneidade das atividades.
- Alargamento PP5 - De forma a garantir a circulação dos equipamentos pesados e a continuidade dos trabalhos de revestimentos definitivo, foi necessário alargar a passagem de peões 5 (PP5).
- Cofragem dos falsos túneis – O prolongamento da ocupação das cofragens de betão no interior dos túneis, obrigou a mobilizar um jogo de cofragem extra para executar os falsos túneis.
- Desmontagem das cofragens no interior do túnel - Pela necessidade de limitar os constrangimentos nas atividades subsequentes ao revestimento definitivo e garantir o maior número de secções disponíveis nos túneis, para atenuar o atraso previsto, optou-se por desmontar as cofragens no seu interior.



(cap. 5.5) - Figura 73 - Esquema da troca de moldes de cofragem, consequência da derrocada.

Nos sistemas de drenagem dos túneis, uma das primeiras medidas adotadas pelo Consórcio foi dar total prioridade às circulações de veículos de grande dimensão e que diretamente estavam afetos a estas novas atividades / tarefas.

As vias de acesso às frentes de trabalho, antes do acontecimento geológico, estavam perfeitamente definidas e estanques.

O procedimento inicial era o seguinte:

- Nas secções com trabalhos em curso relativos aos sistemas de drenagem, infraestruturas enterradas e acabamentos em passeios, apenas circulavam equipamentos afetos a estas atividades;
- As circulações dos equipamentos afetos à escavação e revestimento definitivo, bem como abastecimentos diversos, eram realizadas nas secções adjacentes, sem trabalhos em curso;
- Nas zonas de circulação apenas existia uma única faixa – devido ao desnível existente nas zonas dos rebaixos / sapatas, havendo, para o cruzamento de viaturas em sentidos contrários, zonas pontuais de alargamento da plataforma de circulação;
- Sempre que se utilizassem secções com os trabalhos concluídos relativos aos sistemas de drenagem, infraestruturas enterradas e acabamentos em passeios, a circulação também se fazia apenas por uma única faixa central.

Com o reforço de meios humanos e equipamentos, implementado pelo Consórcio, quer ao nível das atividades de estabilização da zona da derrocada, quer ao nível das frentes de escavação, quer ainda do revestimento definitivo, foi necessário estabelecer novos circuitos de circulação, nomeadamente nas secções onde já tinham sido executados os sistemas de drenagem dos túneis – *frente nascente, túnel norte* -, pois circular nas secções com trabalhos em curso relativos aos sistemas de drenagem, infraestruturas enterradas e acabamentos em passeios era totalmente inseguro.

A programação adotada pelo Consórcio e a circulação dos equipamentos pesados afetos aos trabalhos de escavação e betonagem dos túneis, que foram necessários garantir (*dumpers* e betoneiras) numa largura que permitisse o respetivo cruzamento, resultou na concentração de cargas muito elevadas a cotas em que a plataforma ainda não tinha o recobrimento necessário à dissipação destas mesmas cargas e à proteção das infraestruturas de drenagem – manilhas – já instaladas.

Essa concentração de cargas, com o decorrer dos trabalhos e a permanente utilização e circulação de veículos de grande dimensão, originou, em algumas das infraestruturas de drenagem já edificadas, nomeadamente nas secções mais solicitadas, problemas de estabilidade nas referidas infraestruturas.

Assim, e em total consonância com a equipa de projetistas da empreitada, foi decidido que se impunha a utilização de elementos pré-fabricados que garantissem a circulação nas plataformas existentes, sem que houvesse risco de dano nas infraestruturas subsequentemente executadas.

Neste contexto, foi proposto e aprovada a utilização de elementos pré-fabricados de classe de resistência muito elevada - *manilhas armadas da classe V* - assentes em berço de betão até meia secção, tendo resultado, para o Consórcio, num reforço de meios materiais não previstos em projeto de execução.

Concomitantemente e de forma a serem garantidos os mesmos rendimentos de execução destes sistemas de drenagem foi proposta a utilização de materiais granulares na execução dos aterros ao nível das infraestruturas de drenagens, recorrendo para o efeito, face aos volumes / consumos necessários e sua natureza, a pedreiras externas existentes na região. Esta situação resultou, uma vez mais, num reforço de meios materiais não previstos em projeto de execução.

Nos sistemas e equipamentos de segurança ativa, em mais uma medida de mitigação dos atrasos verificados, iniciou a laboração em período noturno com as equipas dos instaladores, responsáveis pela execução e implementação dos sistemas e equipamentos de segurança ativa na presente empreitada.

Numa fase inicial e tendo em conta os constrangimentos de circulação existentes na fase de execução do revestimento definitivo, não era possível rentabilizar as equipas já em obra, responsáveis por estas atividades, dado que nas secções com o revestimento definitivo concluído estavam em curso os trabalhos de construção civil.

Desta forma, a solução encontrada passou por desfasar, temporalmente, os dois tipos de trabalhos – construção civil e instalações especiais – com a laboração em regime noturno. Esta situação manteve-se durante a realização dos trabalhos de construção civil nas várias secções, tendo sido mobilizadas novas equipas de instaladores logo que os trabalhos de construção civil ficaram concluídos.

Outra medida mitigadora que foi implementada ao nível dos sistemas e equipamentos de segurança ativa foi a execução de ensaios e testes preliminares ao nível dos vários sistemas, para que, numa fase inicial, se possam identificar e solucionar eventuais situações não conformes e obviar os ensaios finais e comissionamentos.

5.5.3.6 Plano de trabalhos realizado (agosto a dezembro 2015)

Com as medidas mitigadoras tomadas ao nível das atividades de escavação e revestimento definitivo, foi possível atenuar uma derrapagem ainda maior na escavação dos túneis, implicando, diretamente, com o rendimento de todas as atividades subsequentes, e reduzir, em média, 46 dias na finalização prevista da atividade de revestimento definitivo.

Betão	previsão à data do acontecimento	PT	efeito directo	atraso previsto (dias)	real	atraso (dias)	Redução do atraso (dias)
TN	28-10-2015	12-10-2015	09-02-2016	120,00	21-12-2015	70	50,00
TS	21-11-2015	01-12-2015	28-01-2016	58,00	16-12-2015	15	43,00

(cap. 5.5) - Tabela 23 - Resultado no plano de trabalho das medidas mitigadoras do acontecimento geológico. (TEIXEIRA DUARTE & EPOS 2016b)

No entanto, esta análise não concretiza e nem tem em consideração as implicações, diretas e indiretas, decorrentes das medidas adotadas pelo Consórcio, que condicionaram os trabalhos nas várias frentes de atividades subsequentes, conforme demonstraremos no ponto seguinte.

5.5.3.7 Efeito das atividades de escavação e revestimento definitivo

- **Influência da atividade de escavação nas sucessoras**

A atividade de escavação / sustimento primário, dado o seu carácter cíclico, em que a tarefa sucessora depende da finalização da precedente, constitui caminho crítico da empreitada.

Uma alteração de circunstância que ocorra nesta atividade e que perturbe o seu ciclo normal de produção, não é passível de ser recuperável através de mobilizações adicionais, quer de meios humanos quer de equipamentos, pelo carácter “estanque” que a mesma possui.

Para a execução da atividade de escavação são necessários equipamentos pesados de remoção de escombros, parcela importante no ciclo de trabalho, sem horário específico pré-determinado. Pelo seu regime de laboração contínua esta condiciona a circulação no interior dos túneis.

Com a secção livre disponível para circular, os constrangimentos nas atividades que se desenrolam ao nível do solo, infraestruturas de drenagem e todas as atividades que desta dependam, são afetadas.

Nas atividades de infraestruturas de drenagem, os rendimentos de produção conseguidos, após a data do acontecimento geológico, foram inferiores aos anteriormente verificados e aos previstos no plano de trabalhos. Os constrangimentos provocados pela passagem constante destes equipamentos geraram atrasos impossíveis de recuperar.

Estes constrangimentos consequentes da circulação existente, agravaram as condições de segurança, pelo que a execução de atividades nas proximidades não reunia as condições de segurança mínimas, tendo sido interrompida a sua laboração. Para a minimização destes riscos, foram estabelecidos circuitos preferenciais de circulação, nomeadamente nas secções onde já tinham sido executados os sistemas de drenagem dos túneis – Frente Nascente, Túnel Norte.

Para além do anteriormente referido, a existência de manga de ventilação dupla, na maioria dos troços, condicionava, também, a execução de outras atividades.

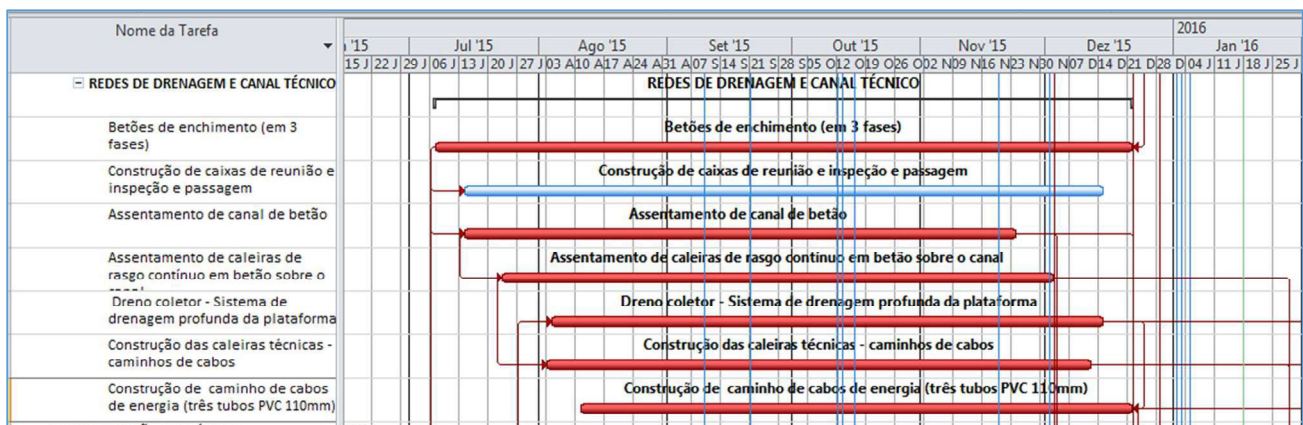
- **Influência da atividade de revestimento definitivo nas sucessoras**

A permanente laboração contínua nas tarefas relativas à atividade de revestimento definitivo gerou um fluxo permanente de autobetoneiras e equipamentos de apoio que, com o acréscimo dos equipamentos pesados de remoção de escombros, condicionaram a abertura de novas frentes de trabalho.

- **Influência conjunta da escavação e revestimento definitivo**

A execução em simultâneo das atividades de escavação e revestimento definitivo, que se prolongou em simultâneo por mais de dois meses, e a necessidade de manter corredores de circulação para os equipamentos pesados, condicionou a abertura de novas frentes de infraestruturas, acabamentos e instalações especiais nos túneis.

Foi necessário coordenar e dar início, em troços de 800 m, às atividades de infraestruturas de drenagem, CTR (Canal Técnico Rodoviário), acabamentos e rede de incêndios. No entanto, os rendimentos conseguidos, nesta fase, foram substancialmente afetados pelos constrangimentos existentes, supra mencionados, culminando num atraso global destas atividades, dado que as mesmas integravam o *Caminho Crítico* do plano de trabalhos da empreitada, conforme a seguir se ilustra.



(cap. 5.5) - Figura 74 - Extrato do Plano de Trabalhos de 22 de Setembro de 2014.

A prioridade e sequência das atividades não poderiam ser alteradas. As atividades subsequentes à escavação e revestimentos definitivos foram sendo executadas à medida das possibilidades e das frentes disponíveis, mantendo-se sempre as garantias de segurança a pessoas e equipamentos.

5.5.3.8 Efeito global da empreitada

Tendo presente a consequente reformulação do Programa de Trabalhos, a qual já tem em consideração o sobreesforço do Consórcio, com o objetivo de mitigar e obviar os atrasos registados em consequência do incidente verificado em 24 de julho de 2015, verificou-se a impossibilidade de concluir os trabalhos da Empreitada antes de 31 de março de 2016.

A alteração de circunstâncias anteriormente descrita determinou uma prorrogação legal do prazo da Empreitada em 37 (trinta e sete) dias de calendário. (Teixeira Duarte & EPOS, 2016 b)

6 Projeto e acompanhamento técnico em obra

6.1 Caracterização geológica e geotécnica

A natureza do trabalho, o método construtivo preconizado, bem como o âmbito contratual impõem a elaboração de cartografia geológica e de caracterização geotécnica, em contínuo, de todos os trabalhos de escavação.

Para a concretização destas tarefas o consórcio construtor e o projetista colocaram em obra uma equipa de técnicos qualificados para o efeito, constituída por geólogos e geólogos de engenharia, que garantiram o acompanhamento integral das escavações, tendo a seu cargo as responsabilidades de cartografia e de caracterização do maciço escavado, o acompanhamento e análise da monitorização geotécnica, bem como todo o apoio às equipas de produção e de Projeto.

A partir do modelo geológico-geotécnico, teórico, consequentemente criado em fase de projeto, a equipa de geologia e geotecnia estava assim preparada para as presumíveis ocorrências no decurso dos trabalhos, adaptando diariamente o modelo e, em concertação com a equipa de produção da obra, preparando os meios necessários para a correta aplicação do suporte preconizado em função da qualidade do maciço rochoso ocorrente.

Os dados coligidos na frente de trabalho permitem a elaboração da cartografia geológica, com a execução de um mapeamento e respetivo registo fotográfico. Nesta são inscritas a determinação da atitude das principais diaclases e suas características, a ocorrência de água, litologia, falhas, entre outros aspetos relevantes. Em acréscimo, foi efetuada a representação planificada da abóboda e dos hasteais. A materialização em planta destas particularidades permite, no caso particular de túneis gémeos, a antecipação de determinadas particularidades e propriedades geotécnicas na galeria adjacente ainda por escavar.

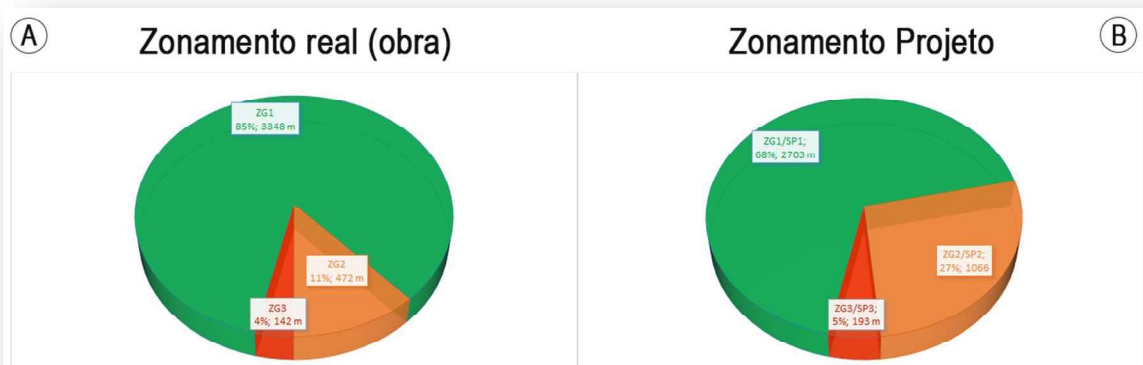
Quanto à caracterização geotécnica, realizada em simultâneo com a cartografia geológica, foram efetuadas três classificações: RMR89; Q e GSI. Apesar do Projeto definir as secções tipo em função do valor de RMR obtido na frente de escavação, a determinação do *Quality Index* (Q) e *Geological Strength Index* (GSI) permite obter uma maior robustez na classificação determinativa para o suporte e uma ajuda fundamental nas situações fronteira.

Esta informação, validada pela Assistência Técnica de Obra (ATO), era diariamente publicada em plataforma de internet desenvolvida para o efeito, permitindo acessibilidade a todos os intervenientes, sempre que necessário.

A equipa de geologia e geotecnia, em conjunto com a ATO, realizava ainda uma análise discreta sobre a blocometria, definindo in loco o número de pregagens, respetivos comprimentos e orientação.

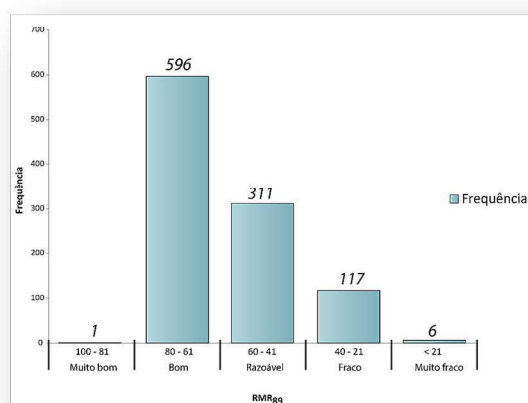
Salienta-se que durante a fase de escavação foram executadas cerca de 1050 fichas de cartografia geológica e 3150 classificações geomecânicas, de forma continuada, garantindo a cobertura da totalidade da escavação realizada.

A comparação entre o inicialmente admitido em projeto e o realmente obtido no decurso dos trabalhos em relação à distribuição das zonas geotécnicas está patente na figura seguinte. Nesta é visível que as diferenças se verificaram sobretudo na distribuição da ocorrência entre ZG1 e ZG2, sendo que a ocorrência da ZG3 foi aproximadamente semelhante ao previsto na fase de projeto.



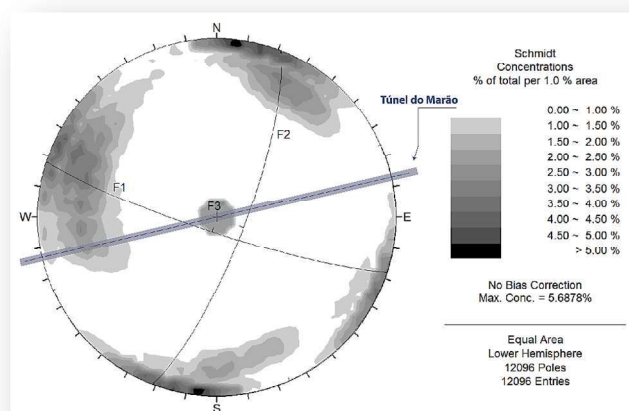
(cap. 6.1) - Figura 75 - Zonamento real vs. Zonamento de projeto. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)

Assim, verifica-se que o troço de túnel escavado no âmbito da empreitada se enquadra maioritariamente na ZG1 (figura anterior). Com efeito, verifica-se que em ambos os túneis e no conjunto das 4 frentes a escavação se desenvolveu num maciço rochoso com características geotécnicas de boa qualidade (figura seguinte) com pontuais decréscimos de qualidade associados a zonas tectonizadas, na generalidade bem delimitadas, como é exemplo o atravessamento da falha de Manta que se enquadrou o maciço na ZG2. Na aproximação à falha de Gaiva, observou-se um decréscimo gradual das condições geotécnicas do maciço rochoso, tendo coincidido com a zona de encontro das frentes de escavação. No túnel norte observaram-se aproximadamente 50 metros de maciço enquadrável na ZG2 e 90 metros de maciço na ZG3, apresentando-se o mesmo tectonizado e tendo ocorrido nesta zona uma ocorrência geológico-geotécnica de destaque. No túnel sul a zona de influência da falha de Gaiva fez-se notar numa maior extensão, sendo que se observaram cerca de 100 metros de maciço correspondente à ZG2 e 60 metros de maciço enquadrável na ZG3, tendo-se observado alguma alternância entre os dois zonamentos geotécnicos na aproximação à zona de tectonização mais evidente. Importa referir a presença de água em abundância na zona da falha de Gaiva, tendo-se realizado medições de caudal expeditas onde foram contabilizados caudais máximos de cerca de 300 l/min.



(cap. 6.1) - Figura 76 - Histograma de frequências das classes de RMR. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)

Um fator decisivo para a definição do suporte neste tipo de maciço rochoso é a determinação da atitude e estado do diaclasamento ocorrente. Como tal, foram efetuadas cerca de 12 100 medições, cujo tratamento estatístico permitiu a elaboração de um diagrama geral de isodensidades da rede de diaclasamento que se apresenta na figura seguinte.



(cap. 6.1) - Figura 77 - Diagrama de isodensidades geral da rede de diaclasamento do troço escavado. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)

Independentemente do constatado pelas classificações efetuadas, importa referir que a execução do túnel constituiu um desafio geológico-geotécnico, pois a interceção dos acidentes geológicos maiores e conseqüente redução das características geotécnicas, motivaram solicitações expressivas ao suporte provisório. Este comportamento, a discutir mais em detalhe no próximo capítulo, estimulou a interação necessária entre os responsáveis da produção, a ATO e a equipa de geologia com o intuito de adotar soluções técnicas adequadas sem comprometer o prazo da empreitada.

6.2 Instrumentação

Numa obra com as características da presente, ou seja, um túnel com elevado desenvolvimento e elevada cobertura, a instrumentação consiste, maioritariamente, na materialização de secções de leitura das convergências, cuja observação é determinante para verificar a adequabilidade do processo construtivo preconizado em Projeto às reais condições geológico-geotécnicas ocorrentes.

No decurso da obra foram analisadas 403 secções de medição de convergências, constituídas por cinco marcas, duas por hasteal e uma na abóboda. As medições foram realizadas com recurso a equipamento topográfico de precisão (TM30, da Leica). O espaçamento seguiu, regra geral, o definido em projeto, ou seja, secções espaçadas de 40 m em SP1 (i.e. Suporte Provisório tipo 1), espaçadas de 20 m em SP2 e 5 m em SP3.

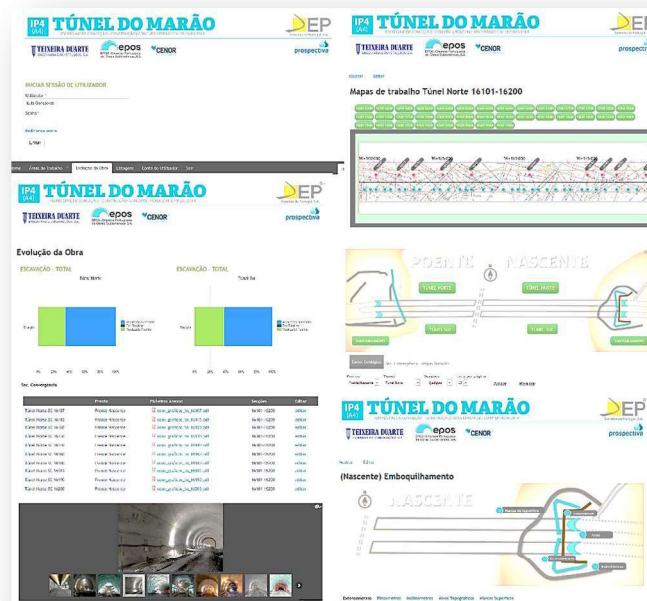
No exterior, nomeadamente nos emboquilhamentos, encontravam-se instalados desde a empreitada anterior um conjunto de dispositivos, tais como, marcas de superfície, alvos topográficos, extensómetros, piezómetros e inclinómetros. Este conjunto de equipamentos permitiu, para além de analisar o comportamento das escavações em subterrâneo, aferir a estabilidade das estruturas de suporte dos taludes de emboquilhamento do túnel.

Todos os dados de interesse à instrumentação/monitorização, e tal como já anteriormente referida a cartografia geológica, foram inseridos em aplicação web (Figura seguinte) especialmente desenhada para o efeito (<http://www.tunelmarao.pt/>). Esta aplicação, de acesso condicionado aos intervenientes na obra, permitiu o acesso à informação sensível de uma forma rápida e segura, permitindo a interação entre todos os responsáveis na tomada de decisão.

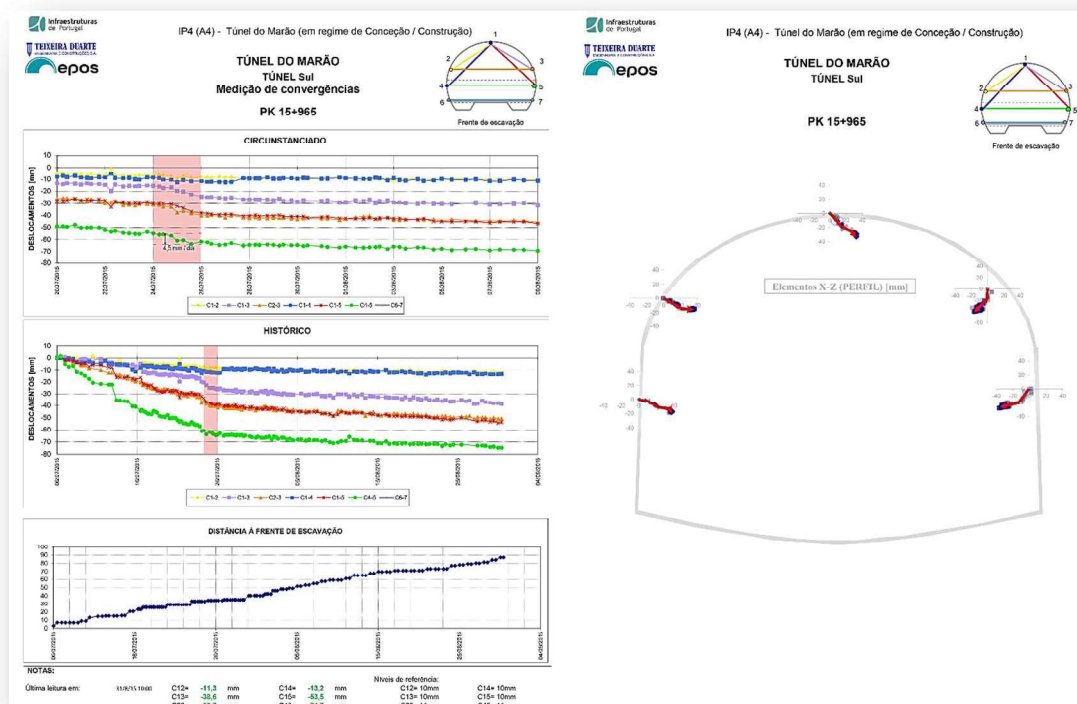
Na monitorização das zonas de emboquilhamento não foi registada nesta fase da obra qualquer deformação com significado, tendo as leituras, de periodicidade mensal, evidenciado um estado de estabilização. Trata-se de um comportamento expectável, uma vez que os dispositivos já estavam instalados desde 2009, tendo durante o período referente à primeira parte da empreitada, evidenciado a estabilidade das estruturas observadas.

Refere-se que foi necessário proceder nesta fase à monitorização das secções de leitura de convergências anteriormente instaladas no troço já escavado e, tal como para os taludes de emboquilhamento, os dispositivos referidos não registaram qualquer tipo de evolução.

Em relação aos resultados obtidos durante esta fase do empreendimento, confirmaram-se os pressupostos de projeto, ou seja, observaram-se deslocamentos de pequena magnitude nas zonas geotécnicas 1 e 2 (ZG1 e ZG2), uma vez que o maciço característico destas zonas apresenta elevada resistência e uma rigidez elevada, e valores mais significativos no caso da ZG3, nomeadamente, nas zonas na dependência das falhas mais expressivas (e.g. Falha da Gaiva).



(cap. 6.2) - Figura 78 - Portal web desenvolvido para a empreitada.



(cap. 6.2) - Figura 81 - Secção de convergência ao pk 15+965 localizada nas proximidades da falha da gaiva. (CONCEIÇÃO et al. 2016b)

Uma vez detetada a situação, para uma melhor análise da sua evolução e extensão, reduziu-se o espaçamento entre secções de leitura de convergências, de 5m para 2,5m, aumentou-se a frequência de leitura para 4 a cada 24h, com a 1ª leitura no início de cada turno e a 2ª leitura a meio de cada turno, para assim permitir que em cada um dos turnos se avaliasse a evolução das convergências e se pudesse decidir as ações a implementar no turno seguinte.

Com o objetivo de parar a evolução desfavorável das convergências registadas, e tendo em consideração a necessidade de conceber uma solução de implementação rápida e que atendesse aos materiais e equipamentos disponíveis em obra, definiram-se as seguintes soluções:

- Travamento de convergências ao nível hasteais:

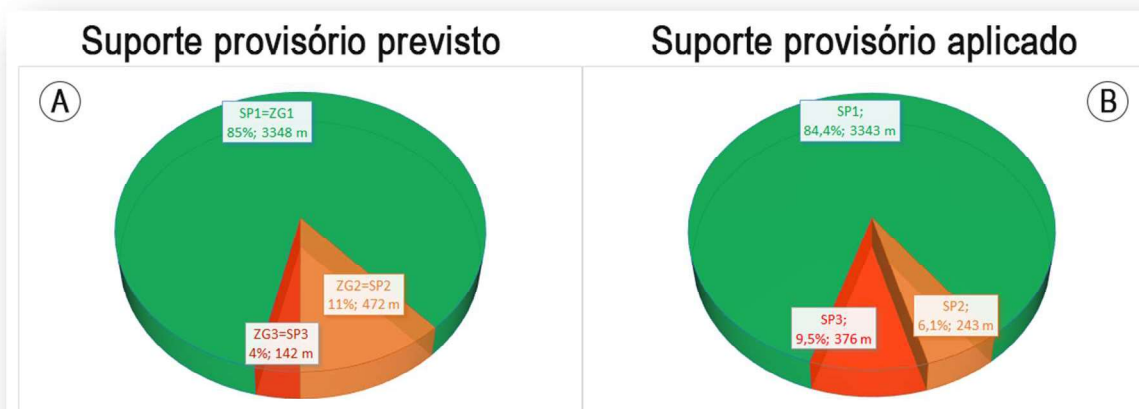
Instalação de pregagens passivas em varão com $l=12m$, $\varnothing 25mm$ em aço A500NR, espaçadas de 1 m, introduzidas em furos com inclinação de 15° , cujas cabeças foram soldadas a um perfil metálico contínuo UPN 180, de modo a unir todas as pregagens contíguas. A aplicação das pregagens prolongou-se 5 m, para ambos os lados, para além da primeira secção de leitura que não apresentasse convergências consideradas anormais.

Previu-se a execução de uma segunda fiada de pregagens localizada 1 m abaixo da primeira, e com inclinação de 30° , que, com base nos resultados obtidos na monitorização instalada, se verificou desnecessária por bom funcionamento das pregagens instaladas na primeira fiada instalada.

- Travamento de convergências ao nível dos “ombros” da secção:

Instalação de pregagens passivas em varão com $l=12m$, $\varnothing 25mm$ em aço A500NR, espaçadas de 1 m, introduzidas em furos realizados na perpendicular à face do suporte primário instalado, soldadas a 2 varões $\varnothing 32mm$ em aço A500NR contínuos, unindo deste modo todas as pregagens contíguas. A aplicação das pregagens prolongou-se 5 m para ambos os lados, para além da primeira secção de leitura que não apresentasse convergências consideradas anormais.

Em virtude da ocorrência geológica-geotécnica excepcional, bem como da área de influência da falha (*weakness zone*) e que motivaram os reforços acima justificados, os responsáveis em obra optaram pela adoção de medidas protetivas de aplicação de suporte, de forma a reduzir o risco e, assim, dar cumprimento ao prazo de obra estabelecido. A consequência direta desta filosofia de atuação foi a disparidade entre o zonamento determinado em fase de obra e o suporte provisório instalado, conforme se pode observar pela análise da figura seguinte. (Conceição, et al., 2016 b)



(cap. 6.2) - Figura 82 - Suporte provisório previsto em fase de projeto de execução (A) e o realmente aplicado em fase de obra (B). (CONCEIÇÃO et al. 2016b)

7 Conclusões

O túnel do Marão é, atualmente, a terceira maior infraestrutura desta natureza na Península Ibérica e para a sua conclusão foi necessário dedicar um significativo investimento em termos de recursos materiais e humanos.

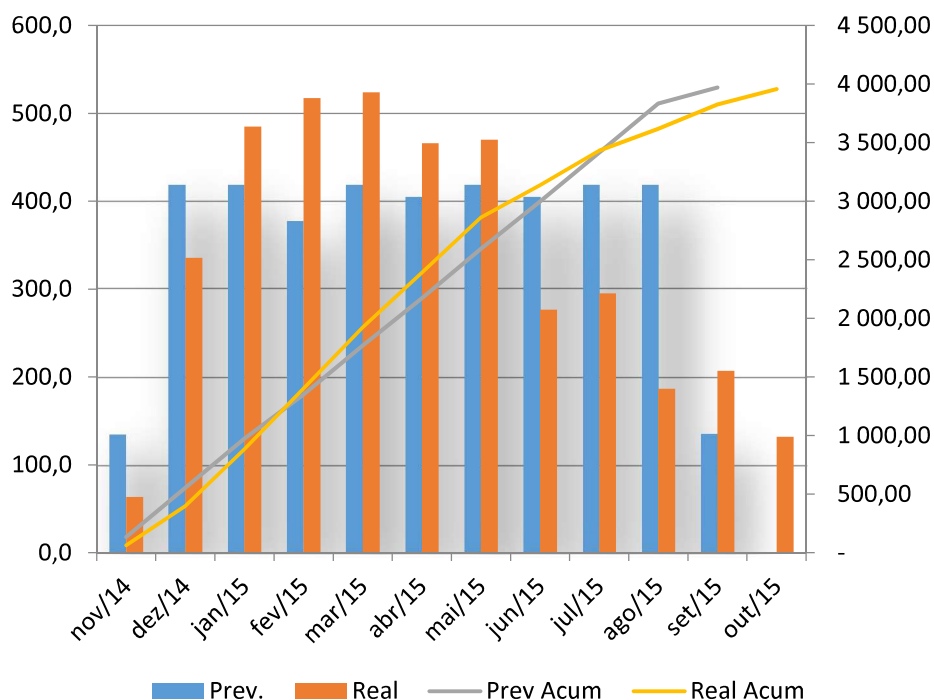
De referir que o dono de obra começou por ser o Instituto de Infraestruturas Rodoviárias IP, numa primeira fase, e depois a passando para as Estradas de Portugal, S.A., culminando na Infraestruturas de Portugal, S.A..

Os empreiteiros foram a INFRATUNEL – Construtores do Túnel do Marão A.C.E. e a EPOS – Empresa Portuguesa de Obras Subterrâneas, S.A. na primeira fase e na segunda fase o consorcio Teixeira Duarte – Engenharia e Construção S.A. e a EPOS, S.A..

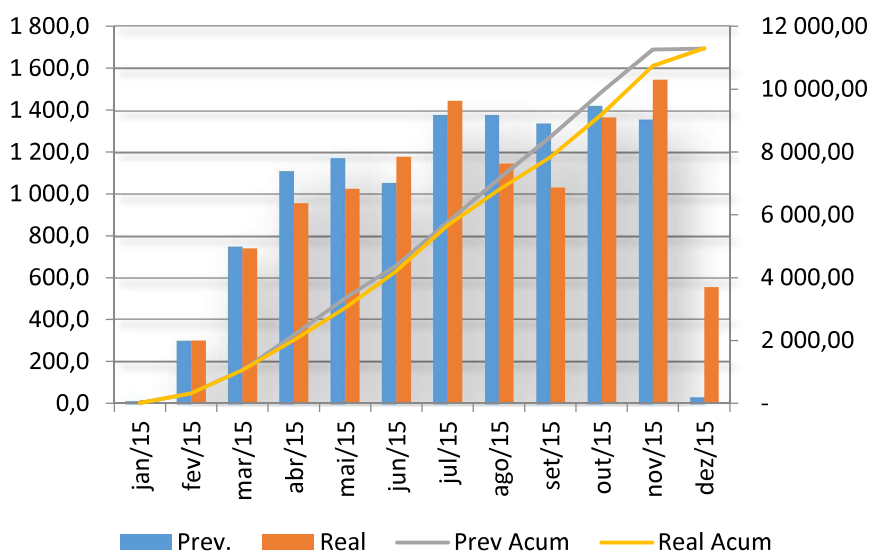
A fiscalização iniciou com a Profico – Projetos, Fiscalização e Consultoria S.A na primeira fase e seguiu com a Prospetiva – Projetos, Serviços, Estudos S.A..

Os principais projetistas foram a CJC – Engenharia e Projecto, Lda e transitou na segunda fase para a CENOR Consulting Engineers e a Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A. Especialmente constrangidos por um plano de trabalhos muito exigente, foi necessário planear as atividades de escavação, suporte primário, revestimento, drenagem e de instalação de equipamentos especiais de forma a ocorrerem numa janela de tempo muito estreita e em simultâneo.

Os trabalhos de escavação e instalação do suporte provisório iniciaram-se em novembro de 2014 e terminaram 12 meses depois, perfazendo um total de cerca de 3 970 metros de túnel escavados (tabela seguinte **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** 24). Por sua vez, o revestimento definitivo do túnel foi integralmente executado entre fevereiro de 2015 e dezembro de 2015, o que corresponde a cerca de 11 320 m lineares de betonagem realizados (tabela seguinte 25).

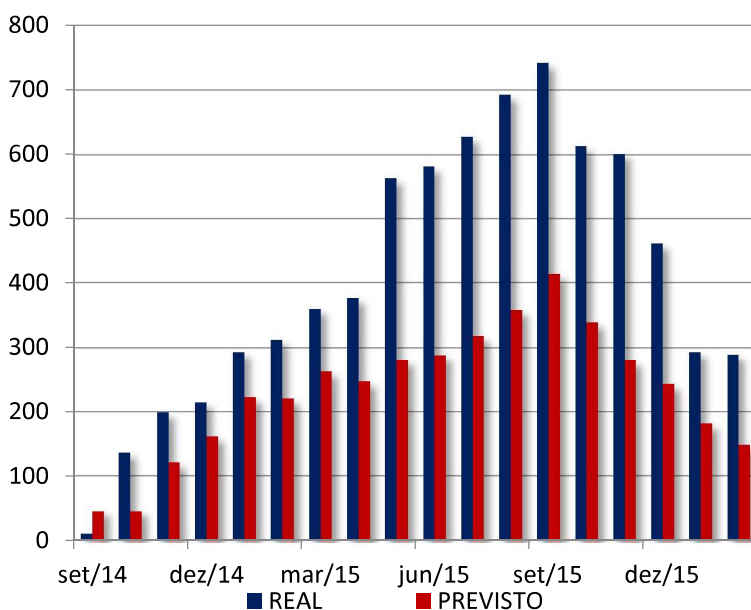


(cap. 7) - Tabela 24 - (A) Evolução da escavação ao longo da obra.



(cap. 7) - Tabela 25 - (B) Evolução do revestimento definitivo ao longo da obra.

No período de maior exigência, em virtude da multiplicidade de atividades a decorrer, chegaram a participar em obra 741 trabalhadores.

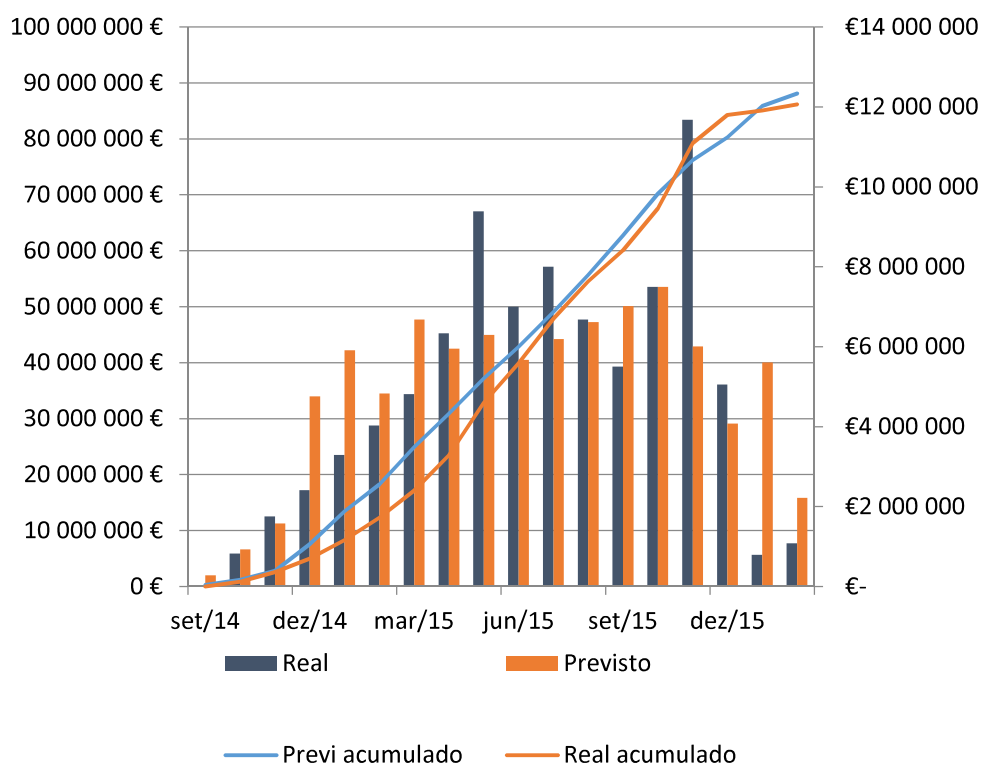


(cap. 7) - Tabela 26 - Evolução do número de trabalhadores em obra.

Como principais quantidades de trabalho destacam-se 1 000 000 m³ de escavação, 300 000 m³ de betão (moldado e projetado), 6 750 toneladas de aço, 280 000 m² de geomembrana de impermeabilização, 300 000 m² de cofragem deslizante, 275 km de tubaria e 125 km de cablagem elétrica instalada. São de facto números absolutamente significativos à escala do país e aplicados num período de tempo extremamente reduzido.

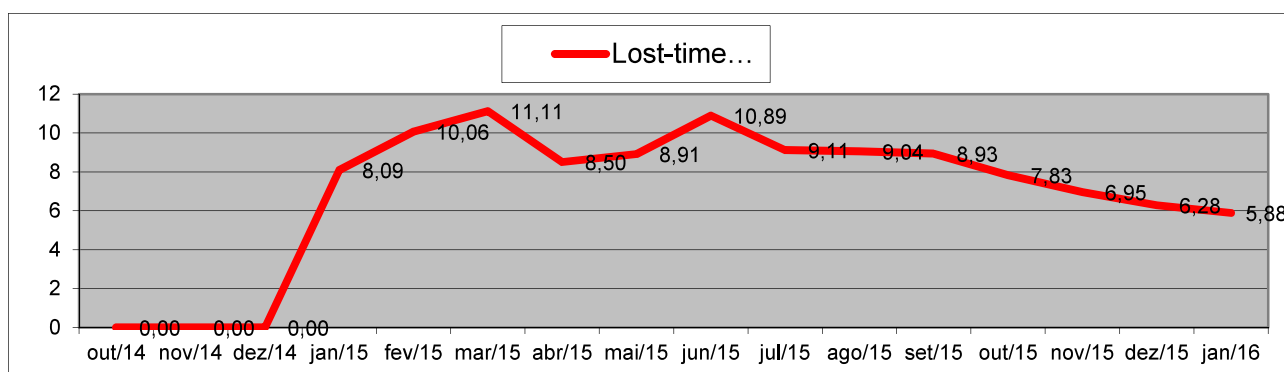
Estiveram envolvidos 15 *dumpers* Volvo A40 de carregamento de escombros, 4 pás carregadoras Volvo L220, 6 giratórias Volvo EC210/240, 4 Carros + molde de cofragem da Peri, 14 multifunções Manitu, 4 plataformas de carregamento de explosivo Normet, 4 robot de projecção Sika PM500 e 4 jumbos de furação de 3 braços WE3C/XE3C da Atlas copco.

A faturação de 88,1 M€ da decorreu dentro do previsto no cronograma financeiro da empreitada, conforme se verifica na tabela seguinte.



(cap. 7) - Tabela 27 - Histograma da faturação da empreitada.

Ao nível da segurança poderá dizer-se que foi uma aposta ganha. O investimento na formação foi fundamental para o sucesso da empreitada. Zero acidentes mortais ou graves.



(cap. 7) - Tabela 28 - Índice de frequência de acidente atualizado em Janeiro de 2016

A execução de uma obra com um grau de complexidade tão elevado apenas foi possível graças à organização multidisciplinar de todos os intervenientes e o elevado grau de especialização dos mesmos.

O empenho de todas as empresas envolvidas, desde o lançamento da obra, projeto, execução, resgate, lançamento, projeto e execução foi fundamental para que esta infraestrutura pudesse servir os Portugueses, em particular os transmontanos.

O empreendimento viveu momentos complicados. As sucessivas interrupções devido à providência cautelar da empresa António Pereira – Água do Marão, Lda., e depois uma paragem de 3 anos e 2 meses fez temer o pior nos transmontanos. A taxa de mortes devida a acidentes mortais no IP4, no troço sobranceiro ao traçado do Túnel do Marão, era de 7,1 mortes por ano (MAI - Ministério da Administração Interna - Direcção Geral de Viação, 2004). Entre 1996 e 2015 morreram 136 pessoas e outras 200 pessoas ficaram com mazelas para toda a vida.

O tempo de execução da nova empreitada, muito curto, aliada à complexidade da obra, foi certamente o maior desafio de todos. Foi uma corrida contra o tempo nunca descurando a segurança. Zero mortes a assinalar. As empresas envolvidas estavam bem cientes da responsabilidade adquirida quando da consignação da obra. Era um objetivo do Estado Português que ficou vincado no empreiteiro que por sua vez o soube transmitir a todos os seus colaboradores, subempreiteiros e fornecedores.

Outros dos momentos difíceis de gerir foi a derrocada do túnel norte, em plena construção dos túneis. Uma alteração ao normal desenrolar da empreitada que poderia atrasar e muito o fim das obras. Soube o empreiteiro, e bem, imaginar e concretizar as alterações necessárias ao planeamento para mitigar ao máximo a perturbação do prazo final da empreitada.

Esta obra trouxe conhecimento, técnica, organização e rigor. Essa experiência ficará para todos os intervenientes e passará para os próximos projetos.

8 Bibliografia

- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. Em Springer-Verlag, *Rock Mechanics* 6 (pp. 189-236).
- Bieniawski, Z. (1989). Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Em *Wiley-Interscience* (pp. 40-47).
- CENOR CONSULTORES. (2014-2016). *IP4 (A4) – Túnel do Marão (em regime de conceção/construção) - Estudo Prévio para Concurso. Projeto de Execução. Assistência Técnica Especial.* . Lisboa.
- Coke, C. (2000). Evolução geodinâmica do ramo sul da Serra do Marão um caso de deformação progressiva em orógenos transpressivos. *Dissertação de doutoramento*, 330. Vila Real, Trás-dos-Montes, Portugal: UTAD.
- Coke, C., & Santos, V. (2012). Geologia estrutural na caracterização do comportamento geotécnico da escavação do Túnel do Marão. *13º Congresso Nacional de Geotecnia*, (p. 16). Lisboa.
- Coke, C., Dias, R., & Ribeiro, A. (2003). Partição da deformação varisca induzida por anisotropias no soco Precâmbrico: o exemplo da falha de Ferrarias na Serra do Marão. *n.º especial V.* (U. N. Lisboa, Ed.) Lisboa.
- Conceição, M., Aldeias, J., Barbosa, P., Baião, C., Luís, R., Santa, C., . . . Azevedo, J. (2016 a). Túnel do Marão. Das soluções de projecto à realidade em obra. *15º Congresso Nacional de Geotecnia*, (pp. 1 - 10). Porto.
- Conceição, M., Aldeias, J., Romeiro, M., Baião, C., Gonçalves, L., Luís, R., . . . Azevedo, J. (2016 b). Túnel do Marão. Do estudo geológico e geotécnico à definição das soluções de projecto. *15º Congresso Nacional de Geotecnia*, (pp. 1 - 13). Porto.
- Cruz, N., Tareco, H., Rocha, R., Andrade, R., & Cruz, J. (2008). Caracterização mecânica de maciços rochosos com base na combinação de prospecção mecânica e geofísica. 8. Porto.
- Diário da República. (13 de Março de 2007). 2ª Série - n.º51. 1-44. Lisboa.
- Diário da República. (30 de Maio de 2008). 1ª Série - n.º104. 1-31. Lisboa.
- Diário de Notícias. (2016). *Túnel do Marão é alternativa ao IP4 a estrada da morte*. Obtido de <https://www.dn.pt/portugal/interior/tunel-do-marao-e-alternativa-ao-ip4-a-estrada-da-morte-5161071.html>
- Diário de Notícias. (2017). *Túnel do Marão: Um marco para a região que demorou sete anos a concluir*. Obtido de <https://www.dn.pt/lusa/interior/tunel-do-marao-um-marco-para-a-regiao-que-demorou-sete-anos-a-concluir-7581455.html>
- EP - Estradas de Portugal, S.A. (2013). *Concurso Público para adjudicação da empreitada “IP4 (A4) – TÚNEL DO MARÃO” (Em regime conceção/construção) - Programa de Concurso* . Lisboa.
- Infraestruturas de Portugal. (2014). *Túnel do Marão - folheto informativo*. Obtido de <http://www.infraestruturasdeportugal.pt/sites/default/files/povt-11-0150-fcoes-000015-tunelmarao.pdf>
- Infratúnel - Construtores do Túnel do Marão, A.C.E. (2009). *Projeto de Execução - Túnel*. Lisboa.
- Jornal de Notícias. (2014). *Abrem esta semana concurso para as obras do Túnel do Marão*. Obtido de <https://www.jn.pt/local/noticias/porto/amarante/interior/abrem-esta-semana-concursos-para-as-obras-do-tunel-do-marao-3706708.html?id=3706708>
- MAI - Ministério da Administração Interna - Direcção Geral de Viação. (2004). *Sinistralidade Rodoviária 2004*. Obtido de [http://www.ansr.pt/Estatisticas/RelatoriosDeSinistralidade/Documents/2004/Relatório%20Anual/Relatório%20Anual%202004%20\(PDF\).pdf](http://www.ansr.pt/Estatisticas/RelatoriosDeSinistralidade/Documents/2004/Relatório%20Anual/Relatório%20Anual%202004%20(PDF).pdf)
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng. 2000 Conference*, (pp. 1422-1442). Melbourne.
- MFAPOPTC - Ministério das Finanças e da Administração Pública e das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. (2008). *Contrato de Concessão - Concessão Túnel do Marão*. MFAPOPTC, Lisboa.
- Monteiro, B., & Azevedo, J. (2016). Túnel do Marão. Condicionantes Geológicas e Geotécnicas no lançamento do empreendimento em Conceção Construção. *15º Congresso Nacional de Geotecnia*, (pp. 1 - 8). Porto.
- OSCA - Prospecciones y Estudios, S.L. (2010). *Prospección geofísica con sísmica de reflexión de alta resolución para la construcción del Tunel de Marão*.

- Público. (2013). *Estado rescinde com a concessionária do Túnel do Marão*. Obtido de <https://www.publico.pt/2013/06/18/economia/noticia/estado-rescinde-com-a-concessionaria-do-tunel-do-marao-1597639#/0>
- SOMAGUE. (2008). *Concessão Túnel do Marão - Contrato assinado com consórcio liderado pela SOMAGUE*. Obtido de <http://www.somague.pt/assinatura-do-contrato-da-concessao-do-tunel-do-marao/>
- Teixeira Duarte & EPOS. (2016 a). *Acontecimento Geológico, Túnel do Marão - Galeria Norte - Dossier Técnico*.
- Teixeira Duarte & EPOS. (2016 b). *Memória descritiva e justificativa da prorregação legal do prazo da empreitada*. Lisboa.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construção. (2014-2016). *IP4 (A4) – Túnel do Marão (em regime de conceção/construção) - Projeto de Execução. Assistência Técnica Especial*. Lisboa.
- TPF CONSULTORES. (2015). *Túnel do Marão - folheto informativo*. Obtido de <https://www.tpf.pt/pt/tunel-do-marao-c-1675-5-192---6.html>