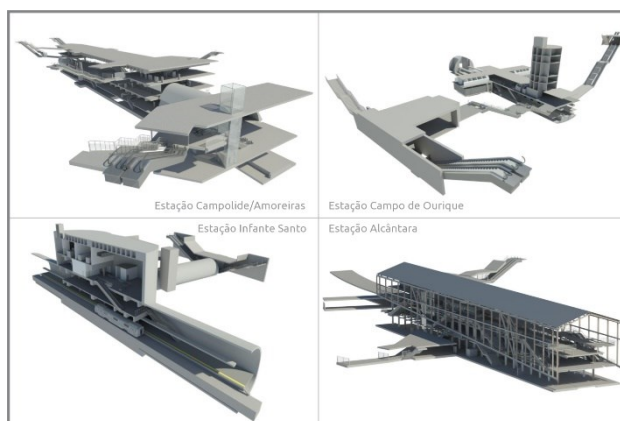


METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO III – OBRAS ESPECIAIS

VOLUME 3 – OE7 – TÚNEL TÉRMINO E VR3

MEMÓRIA DESCRITIVA

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR TUN OE7 MD 088002 0
-----------------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Francisco Bernardo Sofia Casanova Afonso Guerreiro		2024-09-27
Revisto	Sandra Ferreira		2024-09-27
Verificado	Rui Rodrigues		2024-09-27
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-09-27
Aprovado	Raúl Pistone		2024-09-27

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-09-27

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	4
2	ELEMENTOS DE BASE	5
2.1	DOCUMENTOS DO PROGRAMA PRELIMINAR.....	5
2.2	ESTUDO PRÉVIO APRESENTADO EM FASE DE CONCURSO	5
3	CONDICIONAMENTOS.....	7
3.1	TRAÇADO	7
3.2	GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS	7
3.3	DESVIOS DE CIRCULAÇÃO	8
3.4	OCUPAÇÃO DE SUPERFÍCIE E DE SUBSOLO	8
3.5	INTERFERÊNCIAS	9
3.6	IMPLANTAÇÃO	9
3.7	SEGURANÇA.....	9
3.8	COMPATIBILIDADE COM AS OUTRAS ESPECIALIDADES.....	10
3.9	AMBIENTE.....	10
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE	11
5	MATERIAIS.....	12
5.1	SUORTE PRIMÁRIO.....	12
5.2	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	13
5.3	SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO	14
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	16
6.1	TEMPO DE VIDA ÚTIL	16
6.2	CLASSIFICAÇÃO DA OBRA DE ACORDO COM A SUA IMPORTÂNCIA	16
6.3	CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO SEGUNDO A NP EN 1998.....	16
6.4	CLASSE DE INSPEÇÃO	18
6.5	CLASSE DE FIABILIDADE	19
6.6	CATEGORIA GEOTÉCNICA.....	19
6.7	CRITÉRIOS DE ESTANQUEIDADE EM ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS	19
7	SITUAÇÕES DE PROJETO.....	21
7.1	PERSISTENTES.....	21
7.2	TRANSITÓRIAS.....	21
7.3	ACIDENTAIS	21
7.4	SÍSMICA	21

8	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	22
8.1	GERAL	22
8.2	SUPOORTE PRIMÁRIO	23
8.3	REVESTIMENTO DEFINITIVO	26
9	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	30
10	PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO	31
10.1	AÇÕES CONSIDERADAS	31
10.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO	31
10.3	MODELOS NUMÉRICOS	34
10.4	MODELOS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	34
10.5	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	35
11	PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS	39
11.1	METODOLOGIA DE CÁLCULO	39
11.2	AÇÕES	40
11.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	43
11.4	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	45
11.5	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	46
11.5.2	Túnel Término – Secção VR3.5	46
11.5.4	Túnel Término – Secção VR3.5	49
11.6	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	51
12	PLANO DE OBSERVAÇÃO	52
13	INTERFERÊNCIAS	53
13.1	ENQUADRAMENTO	53
13.2	ESTADO DO EDIFICADO, INCLUINDO PATRIMÓNIO, DAS INFRAESTRUTURAS ENTERRADAS E DAS INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS	54
13.3	MEDIDAS DE MITIGAÇÃO	55
14	AVALIAÇÃO DE DANOS	56
15	REDE DE TERRAS	57

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa da Obra Especial 7 – Túnel Término e Via de Resguardo 3**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo III – Obras Especiais** e **Volume 7 – Túnel Término**.

2 ELEMENTOS DE BASE

Os documentos considerados como elementos de entrada associados às obras em questão foram os seguintes:

2.1 DOCUMENTOS DO PROGRAMA PRELIMINAR

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 1 – Túnel:
 - Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR TUN 000 MD 087001 0”;
 - Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN 000 DW 087000 A” a “LVSSA ML PP STR TUN T85 DW 087003 0”);
- Respostas aos Esclarecimentos do procedimento “Resposta Esclarecimentos_Proc. 125_2022”

2.2 ESTUDO PRÉVIO APRESENTADO EM FASE DE CONCURSO

- Memória Descritiva e Justificativa do túnel: Tomo IV – Volume 1 – Túnel “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 MD 087001 0”;
- Memória Descritiva e Justificativa da Obra Especial 7: Tomo IV – Volume 2 – Túnel Término da Via de Resguardo 3 “LVSSA CBJ EP STR TUN OE7 MD 087001 0”;
- Notas de cálculo do túnel: Tomo IV – Volume 1 – Túnel “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 NC 087001 0” e “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 NC 087002 0”;
- Peças desenhadas do túnel: Tomo IV – Volume 1 – Túnel “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 DW 087000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 DW 087003 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 DW 087900 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN 000 DW 087913 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN T81 DW 087000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN T81 DW 087002 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN T82 DW 087000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN T82 DW 087003 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN T83 DW 087000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN T83 DW 087003 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN T84 DW 087000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN T84 DW 087004 0”; “LVSSA CBJ EP STR TUN T85 DW 087000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN T85 DW 087003 0”
- Peças desenhadas da Obra Especial 7: Tomo IV – Volume 2 – Túnel Término Via de Resguardo 3 “LVSSA CBJ EP STR TUN OE7 DW 088000 0” a “LVSSA CBJ EP STR TUN OE7 DW 088005 0”

-
- Estudo Geológico – Geotécnico: Tomo II – Volume 2
 - Serviços afetados: Tomo II – Volume 4
 - Desvios de trânsito: Tomo II – Volume 5
 - Estaleiros: Tomo II – Volume 11
 - Interferências ao longo da linha: Tomo II – Volume 13

3 CONDICIONAMENTOS

3.1 TRAÇADO

A solução estrutural adotada e os processos e faseamento construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha.

3.2 GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, encontram-se descritos no Estudo Geológico-Geotécnico (Tomo I – Volume 6 do Projeto de Execução).

Apresenta-se na Figura 1, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.

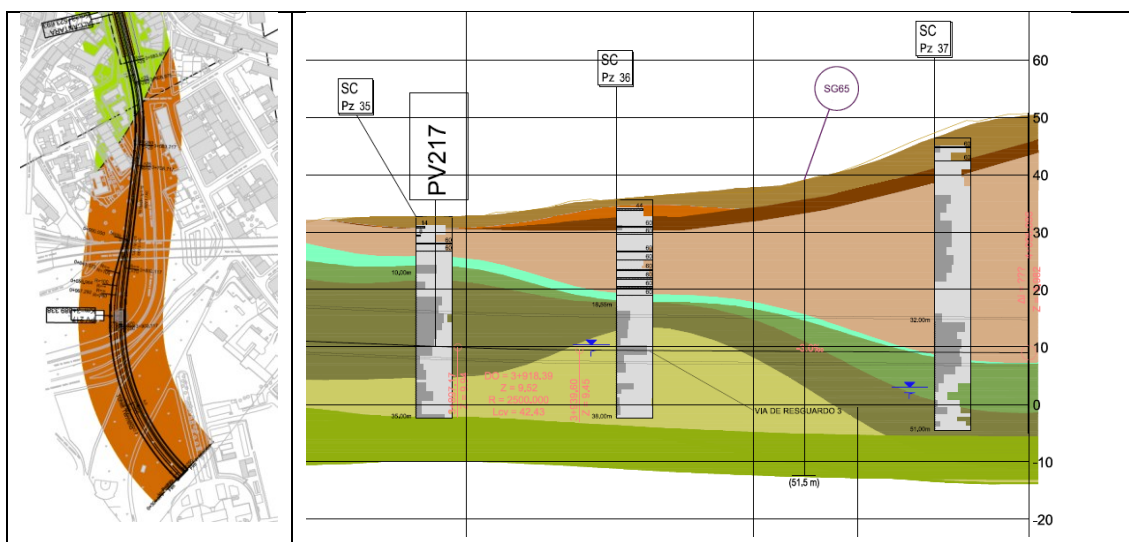


Figura 1 – Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

A OE7, com um recobrimento médio da ordem dos 25 a 30 m, interessa sob os terrenos recentes de cobertura (aterro), terrenos das Formações do CVL – “Complexo vulcânico de Lisboa”, aqui com basalto na parte superior e com tufo na parte inferior. Abaixo do CVL, ocorrem as Formações cretácicas da Bica e de Caneças, nomeadamente as unidades Calcário CC1a (argila margosa), Calcário Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Sem prejuízo da possível existência de níveis de água suspensos, considera-se que na zona envolvente à OE3 e ao PV215 o nível de água se situe sensivelmente entre as cotas 10,00 e 15,00.

Da análise desenvolvida às condições geológico-geotécnicas na zona da obra, resultam os parâmetros geotécnicos resumidos na tabela seguinte:

Tabela 1 – Valores característicos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	v	σ_c (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
ATERRO, A	18	20	---	---	0	28	10	0,5	10 ⁻⁵	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10 ⁻⁵	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	17	19	20	20	0	25	10	0,5	10 ⁻⁸	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10 ⁻⁴	0,30	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)a-NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)b-NSPT < 50	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 ⁻⁸	0,38	---	---
MIOCÉNICO-M(cal)	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 ⁻⁵	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, O	20	22	400	150	25	30	75	1,2	10 ⁻⁷	0,30	---	---
BASALTO, B β	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, B β WS, W4/S	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, T	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 ⁻⁷	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10 ⁻⁷	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10 ⁻⁷	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10 ⁻⁶	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d	24	24	---	---	120	40	1250	0,8	10 ⁻⁷	0,21	12	6
CALCÁRIO-DE-CANEÇAS	23	23	---	---	80	35	400	0,8	10 ⁻⁷	0,25	5	1,5

3.3 DESVIOS DE CIRCULAÇÃO

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas para acesso às obras, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação serão objeto de projeto autónomo, apresentado no Capítulo 09 de cada Volume deste Projeto, não se prevendo desvios específicos associadas a esta parte da obra.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 9 – Estaleiros ao Longo da Linha.

3.4 OCUPAÇÃO DE SUPERFÍCIE E DE SUBSOLO

Sempre que existam interferências, as infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se com o faseamento construtivo proposto.

Devido à profundidade a que se encontram, prevê-se, nesta fase do projeto, que os troços de túnel e vias de resguardo executados através de NATM não irão interferir diretamente com as infraestruturas de serviços existentes no subsolo.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no Capítulo 02 - Serviços Afetados, deste Volume.

3.5 INTERFERÊNCIAS

As interferências resultantes da construção dos túneis NATM, necessidade de demolições, reforço de edifícios e contenções, encontram-se retratadas no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha e Volume 27 – Demolições ao Longo da Linha, deste Projeto de Execução.

Serão apresentados desenhos de identificação com as principais interferências no volume acima mencionado.

Onde aplicável, serão apresentados neste volume os projetos de demolição e reforço de edifícios afetados pela execução do túnel.

3.6 IMPLANTAÇÃO

A implantação da obra respeita os requisitos definidos no Programa Preliminar, tendo os mesmos sido também desenvolvidos em fase de Estudo Prévio e de Anteprojecto.

Nesta fase de Projeto de Execução a implantação das vias de resguardo sofreu alguns ajustes de forma permitir a otimização dos processos construtivos e quantidades de materiais.

3.7 SEGURANÇA

A atividade de prevenção de riscos profissionais tem uma matriz de referência baseada num conjunto de princípios gerais de prevenção:

1. Evitar os riscos;
2. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Ter em conta o estado de evolução técnica;
6. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
7. Planificar a prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção coletiva em relação à individual;
9. Dar formação e instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção. Apresenta-se nas peças desenhadas do presente Estudo Prévio, subscrevendo as orientações do Dono de Obra apresentadas no Programa Preliminar, desenho de notas gerais com uma lista não exaustiva de atividades que envolvem riscos especiais para a segurança e saúde dos trabalhadores decorrentes da execução do projeto e as ações para a prevenção de riscos associados à realização dos trabalhos.

É da responsabilidade da Entidade Executante desenvolver o Plano de Segurança e Saúde, conforme indicado no Caderno de Encargos, e garantir a sua implementação na fase de execução da obra.

3.8 COMPATIBILIDADE COM AS OUTRAS ESPECIALIDADES

O presente Projeto está compatibilizado com todas as restantes especialidades.

3.9 AMBIENTE

O projeto do “Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara” está sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental, tendo sido desenvolvido um Estudo de Impacte Ambiental e emitida uma Declaração de Impacte Ambiental (DIA) que determina uma Decisão Favorável Condicionada ao cumprimento dos termos e condições expressas na DIA (processo de AIA n.º 3462), na qual se identificam as medidas de minimização gerais a implementar em fase de construção, a serem complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

4 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 - Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
- NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
- NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
- NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

5 MATERIAIS

5.1 SUPORTE PRIMÁRIO

As características dos materiais adotados no presente Projeto encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes:

Tabela 2 – Características dos materiais considerados no estudo do suporte primário (1/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C30/37 XC 4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C12/15 XC 2(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
CALDA DE CIMENTO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	f_{ck} MÍN. = 25 MPa
FIBRAS METÁLICAS	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	1500 MPa
	COMPRIMENTO (EXTREMIDADE COM GANCHO)	< 35 MM
	ESBELTEZA, L/D	65
	CLASSE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA:	E700
PREGAGENS DE FIBRA DE VIDRO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	≥ 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 355 JR
	CAMBOTAS TRELIÇADAS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
PREGAGENS DE TUBO EXPANSIVO	CARGA MÍNIMA DE CEDÊNCIA	$P_y = 130$ kN
	AÇO	S 355 MC
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no EC3 e NP EN 1090		

Tabela 3 – Características dos materiais considerados no estudo do suporte primário (2/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
GEODRENOS	TUBO DE POLIETILENO RÍGIDO, CORRUGADO E RANHURADO	SN2
GEOTÊXTIL DO GEODRENO	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	150 g/m ²
	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	2 mm
	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (EN ISO 10319)	4,5 kN/m
	ALONGAMENTO À CARGA MÁXIMA (EN ISO 10319)	80 %
	PUNÇOAMENTO ESTÁTICO (EN ISO12236)	≥ 700 N
	RESISTÊNCIA À PERFURAÇÃO DINÂMICA (EN 918)	≤ 28 mm
	DURABILIDADE	[DURAÇÃO ESTIMADA DE, NO MÍNIMO, 25 ANOS EM TERRENO COM 4 < PH < 9 E TEMPERATURAS < 25°C (TEMPO DE EXPOSIÇÃO MÁXIMO DE 1 SEMANAS APÓS INSTALAÇÃO)]

5.2 ESTRUTURAS DEFINITIVAS

As características dos materiais adotados nas estruturas definitivas encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes:

Tabela 4 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Materiais	Localização	Classe de Resistência	Classe de exposição	Cl. teor de cloretos	D _{max} (mm)	Classe de Consistência
Betão (<i>in situ</i>)	Regularização	C12/15	X0	CL 1,00	25	S3
	Revestimento definitivo dos túneis em NATM	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S3
	Enchimento	C20/25	X0	CL 1,00	25	S3

Tabela 5 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço Estrutural	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Malha eletrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas e perfis)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

Tabela 6 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais	Elemento	Recobrimento nominal
	Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Revestimento definitivo do túnel

(*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(**) - Em elementos inferiores a 0,25 m o recobrimento é reduzido em 0,005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na EN 10080.

5.3 SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO

De forma a cumprir os requisitos de estanqueidade definidos no Caderno de Encargos, prevê-se para os túneis NATM a aplicação de um sistema de impermeabilização com recurso a uma barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno) de acordo com a especificação RT026 do ML e com as peças desenhadas.

A Figura 2 esquematiza o sistema de impermeabilização geral proposto:

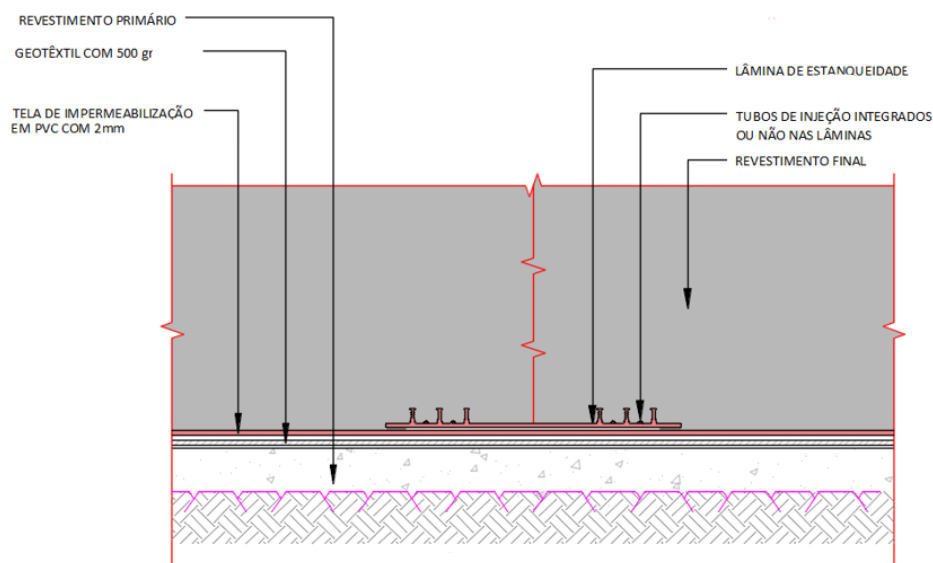


Figura 2 – Sistema de impermeabilização a propor no EP para os túneis e galerias em NATM

Resumem-se na tabela as características do material a considerar no sistema de impermeabilização.

Tabela 7 – Características do material do sistema de impermeabilização

BARREIRA GEOSINTÉTICA	MATERIAL	PVC – P (POLICLORETO DE VINIL)
	ESPESSURA (EN 1849 – 2)	DE ACORDO COM C.E.
	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 1849-2)	2,56 KG/M2
	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (EN ISO 527)	16 MPA (DIREÇÃO TRANSVERSAL)
		17 MPA (DIREÇÃO LONGITUDINAL)
	EXTENSÃO PARA A CARGA MÁXIMA (EN ISO 527)	> 300 %
	PUNÇOAMENTO ESTÁTICO (EN ISO 12236)	2,35 KN
	EXPANSÃO TÉRMICA (ASTM D696-91)	<130 X 10-6 (+/-50X10-6) 1/K
	RESISTÊNCIA À DEGRADAÇÃO MICROBIOLÓGICA (EN 12225)	<15 %
	RESISTÊNCIA À OXIDAÇÃO (EN 14575)	<10 %
	RESISTÊNCIA QUÍMICA (EN 14414)	INEXISTÊNCIA DE SINAIS DE DEGRADAÇÃO; PROPRIEDADES INALTERADAS
REAÇÃO AO FOGO (EN ISO 13501-1 E EN ISO 11925-2)	CLASSE E	

6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

6.1 TEMPO DE VIDA ÚTIL

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada com sendo uma estrutura de categoria do tempo de vida útil de projeto 5, a qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

6.2 CLASSIFICAÇÃO DA OBRA DE ACORDO COM A SUA IMPORTÂNCIA

A classificação da obra de acordo com a sua importância é realizada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da EN 1990, as Estações e Poços de Ventilação são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que classificam-se como sendo da classe de consequência CC3.

6.3 CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO SEGUNDO A NP EN 1998

No que se refere à sismicidade, os sismos que afetam o território nacional têm duas fontes de geração distintas:

- Sismicidade interplaca - associada à fronteira das placas Eurasiática e Africana, gerada na Zona de fratura Açores-Gibraltar, com registo de sismos de magnitudes elevadas (1755 e 1969);
- Sismicidade intraplaca - associada a movimentos ao longo de estruturas de ressonância no interior da placa Eurasiática resultantes da acumulação de tensões e desenvolvimento de deformações, originando sismos de magnitudes moderadas (1909).

Considerando todos os sismos históricos e instrumentais registados, segundo dados compilados e interpretados pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (INMG), as intensidades sísmicas terão atingido na zona em estudo o valor IX, segundo a escala de Mercalli modificada.

De acordo com o estipulado na norma NP EN 1998-1: 2010 (EC8) e no respetivo Anexo Nacional NA, por afetação simultânea do território com perturbações dinâmicas com origem interplacas e intraplacas, a zona em análise encontra-se localizada nas Zonas Sísmicas classificadas como 1.3 e 2.3, para a Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2, respetivamente.

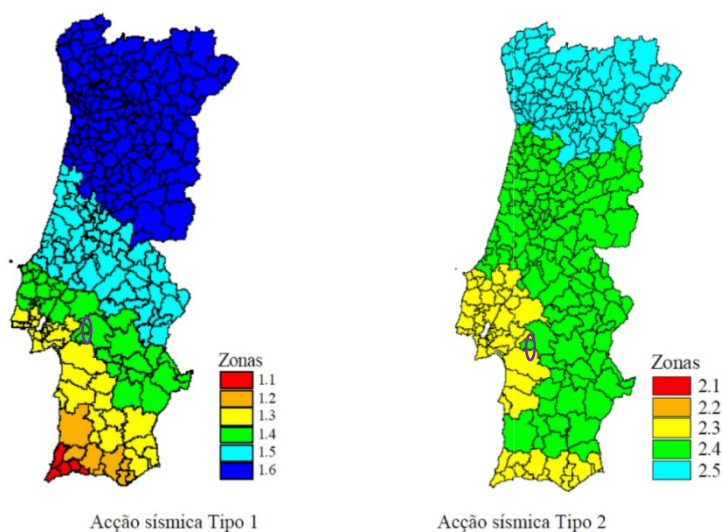


Figura 3 – Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010

Os valores da aceleração máxima de referência de projeto, para cada uma das zonas sísmicas em função dos dois tipos de atividade sísmica a considerar, são os indicados na tabela seguinte.

Tabela 8 – Aceleração máxima de referência de projeto a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica tipo 1 (afastada)		Ação sísmica tipo 2 (próxima)	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	---	---

De acordo com este zonamento sísmico, os valores de aceleração máxima de referência a considerar na obra, a_{gR} , correspondentes a um período de retorno de 475 anos, são de 1,5 m/s² (Zona Sísmica 1.3 e Ação Sísmica Tipo 1) e de 1,7 m/s² (Zona Sísmica 2.3 e Ação Sísmica Tipo 2). Visando ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica, o EC8 considera os tipos de terreno indicados na Tabela abaixo, para definição dos espectros de resposta elásticos a utilizar em cada zona sísmica.

Tabela 9 – Tipos de Terreno segundo o EC8

Classe de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	C_u (kPa)
A	Rocha ou formação geológica rochosa, que inclua, no máximo 5m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rija com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média a elevada, de cascalho ou de argila dura, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos soltos de solos não coesivos (com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brandas), ou de solos coesivos predominantemente de fraca a média consistência	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um nível aluvionar superficial com $V_s < 360$ m/s e espessura variando entre 5 e 20 m, sobrejacente a um nível mais rígido (com $V_s > 800$ m/s)	< 360		
S ₁	Depósitos consistindo ou contendo uma camada com pelo menos 10m de espessura – de argilas ou siltes brandos com elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e elevado teor em água	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, ou argilas sensíveis, ou outros perfis não incluídos nos tipos anteriores			

A classificação do tipo de terreno segundo a NP EN 1998 será feita ponderando os valores de N_{SPT} das sondagens, da coesão não drenada, S_u e das medições da velocidade das ondas de corte, V_s (m/s), obtidas diretamente dos resultados dos ensaios *in situ* (quando existentes), como os “crosshole” e SCPTu. Na fase de Projeto de Execução recorre-se à informação existente em particular aos ensaios existentes, ou seja, ensaios SPT’s.

Assim, e tendo em conta as características das unidades geológicas presentes, considera-se que as em geral as formações rochosas do CVL e do Complexo Carbonatado correspondem a terrenos do tipo A, enquanto as formações com comportamento terroso do Miocénico, Eocénico-Oligocénico e CVL - Tufos inserem-se nos terrenos dos tipos C e B.

A escolha do tipo de terreno a utilizar nesta fase do estudo será efetuada tendo por base a predominância do maciço atravessado pela obra a executar.

6.4 CLASSE DE INSPEÇÃO

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura de objeto desta Memória Descritiva e Justificativa enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

6.5 CLASSE DE FIABILIDADE

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

6.6 CATEGORIA GEOTÉCNICA

A NP EN 1997-1:2010 estabelece-se a Categoria Geotécnica (CG1, CG2 ou CG3) do projeto em função da sua complexidade e classe de consequências.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, os túneis NATM fazem parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais importantes” (CC3), considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC2, para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) aos túneis NATM.

6.7 CRITÉRIOS DE ESTANQUEIDADE EM ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS

6.7.1 Considerações gerais

As obras em túnel e os poços de ventilação deverão apresentar desempenho correspondente à classe 3 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

De acordo com estas recomendações o sistema de revestimento deverá garantir que o afluxo de água ao interior do túnel se restrinja a fenómenos de capilaridade, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas sem qualquer escorrência de água, embora possa ocorrer alteração cromática de um papel sobre elas colocado.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,2 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com carácter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005(3)).

A área máxima de cada compartimento será de 360 m². Nos terrenos com presença de água sob pressão até 3 bar essa área fica limitada a 250 m². Para valores indicativos de pressão superiores, o limite superior de área a considerar será de 200 m².

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro do túnel. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo do túnel num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais).

Aplicam-se nos poços os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização, com as devidas adaptações.

6.7.2 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

Regra geral a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água existentes no subsolo sejam mantidos e que a água subterrânea seja mantida sem contaminação; uma consequência direta do cumprimento destas exigências é a impossibilidade de rebaixamento permanente do lençol freático, sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de água subterrânea deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados por forma a garantir a plena recuperação do nível inicial do lençol freático.

7 SITUAÇÕES DE PROJETO

7.1 PERSISTENTES

No dimensionamento estrutural, onde aplicável, serão consideradas as situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização, nomeadamente em cenários de estado limite último e estado limite de serviço.

7.2 TRANSITÓRIAS

No dimensionamento estrutural, onde aplicável, serão consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

7.3 ACIDENTAIS

No dimensionamento estrutural, onde aplicável, serão consideradas as situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis às estruturas, nomeadamente a ação do incêndio.

7.4 SÍSMICA

No dimensionamento estrutural, onde aplicável, serão consideradas as situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita a ação dos sismos.

8 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

8.1 GERAL

A solução para a via de resguardo corresponde à implantação da via num túnel independente ao túnel de via, com o comprimento suficiente para implementar o sistema automático de travagem e estacionamento das composições do metro.

Esta solução é materializada, em relação ao túnel de via, com uma zona de transição em secção única que acomoda as três vias até uma bifurcação, quando geometricamente possível, para duas secções em separado, um túnel para a via e um túnel para a via de resguardo. Estes túneis são interligados por uma galeria de ligação no fim da via de resguardo com funcionalidade de drenagem, ventilação e evacuação.

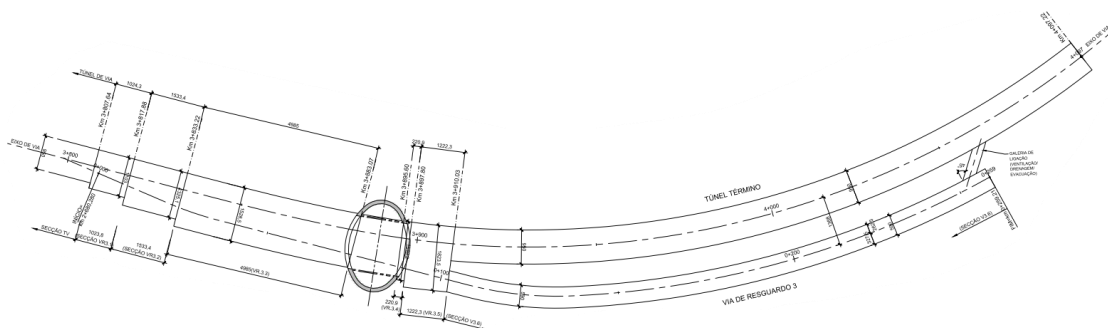


Figura 4 – Definição da Via de Resguardo 3. Planta de implantação.

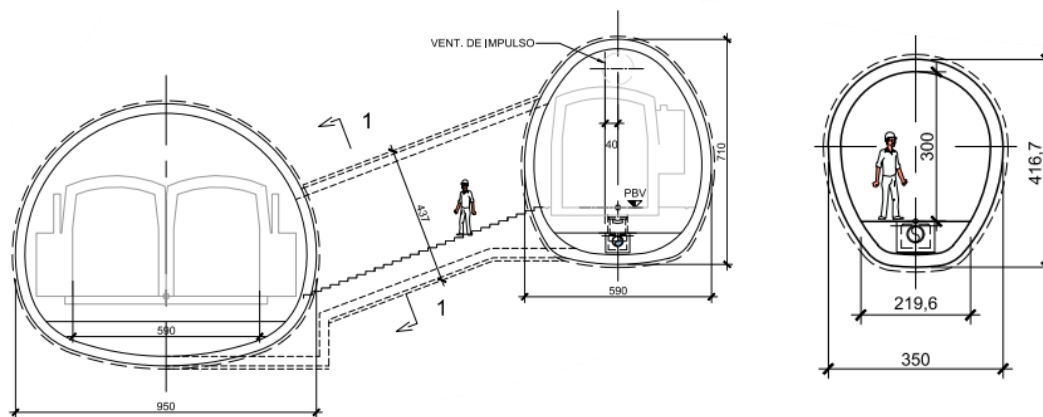


Figura 5 – Definição da Galeria de Ligação.

A secção do túnel da via de resguardo e as secções de transição foram geometricamente definidas, pelo interior, de forma a garantir as tolerâncias necessárias para as composições, zonas de passagem, drenagem de via e espaço estimado necessário para colocação de ventiladores de impulso (com dimensões respetivas a verificar).

8.2 SUPORTE PRIMÁRIO

Em termos gerais, o suporte primário da Via de Resguardo 3 encontra-se tipificado em 5 secções (VR3.1, VR3.2, VR3.3, VR3.4 e VR3.5) com geometria crescente, executadas por meio de escavação faseada e desfasada, em cujo o suporte da calote e do rebaixo é composto pela aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, sendo executadas pregagens sistemáticas do tipo expansivo na calote.

O resumo das características dos elementos que constituem o suporte primário para cada secção tipo, encontra-se indicado no Tabela 10 e as figuras ilustrativas dos elementos que compõem o suporte primário são apresentadas na Figura 6 a Figura 10.

Tabela 10 - Resumo das características do suporte primário

SECÇÃO TIPO	LOCAL	SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	ESPESSURA DE BETÃO PROJETADO	CAMBOTAS TRELICADAS	ENFILAGENS	PARCIALIZAÇÃO DA ESCAVAÇÃO	DRENAGEM DA FRENTE	DRENAGEM RADIAL
VR 3.1	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 200mm	P95-20-30 // 1,0m	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	2 FASES	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m FASE 2 - AVANÇOS DE 4m		
VR 3.2	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 200mm	P95-20-30 // 1,0m	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	2 FASES	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m FASE 2 - AVANÇOS DE 4m		
VR 3.3	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 200mm	P95-20-30 // 1,0m	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	3 FASES	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m FASE 2 - AVANÇOS DE 2m FASE 3 - AVANÇOS DE 4m		
VR 3.4	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 200mm	P95-20-30 // 1,0m	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	3 FASES	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m FASE 2 - AVANÇOS DE 2m FASE 3 - AVANÇOS DE 4m		
VR 3.5	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 300mm	P115-30-36 // 1,0m	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	4 FASES	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m FASE 2 - AVANÇOS DE 2m FASE 3 - AVANÇOS DE 2m FASE 4 - AVANÇOS DE 4m		
VR 3.6	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 300mm	P115-30-36 // 1,0m	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	4 FASES	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m FASE 2 - AVANÇOS DE 2m FASE 3 - AVANÇOS DE 2m FASE 4 - AVANÇOS DE 4m		
TÚNEL DE RESGUARDO	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 150mm	-	VARÕES DE AÇO A500 Ø32mm COM 12m DE COMPRIMENTO E 4m DE SOBREPOSIÇÃO EM FURO Ø52mm	1 FASE	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m		
TÚNEL DE LIGAÇÃO	ABÓBADA E HASTEIS	MEMBRANA DE PVC COM GEOTÉXTEL DE PROTEÇÃO	B.P.R.F.M* 150mm	-	-	1 FASE	GEODRENOS Ø50mm COM 9m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm E 1m DE SOBREPOSIÇÃO	GEODRENOS Ø50mm COM 3m DE COMPRIMENTO EM FURO Ø76mm DISPOSTOS EM MALHA 1,50X3,60m
	SOLEIRA		B.P.R.F.M* 100mm	-	-	FASE 1 - AVANÇOS DE 2m		

* - B.P.R.F.M. - BETÃO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS METÁLICAS

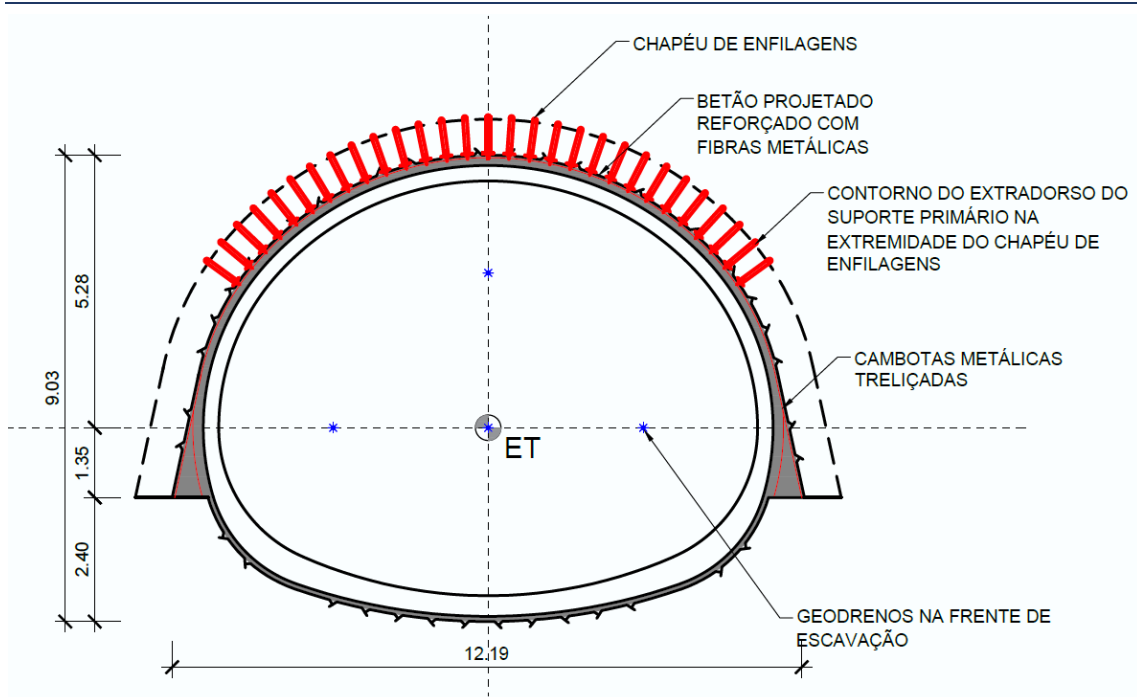


Figura 6 - Suporte Tipo VR3.1

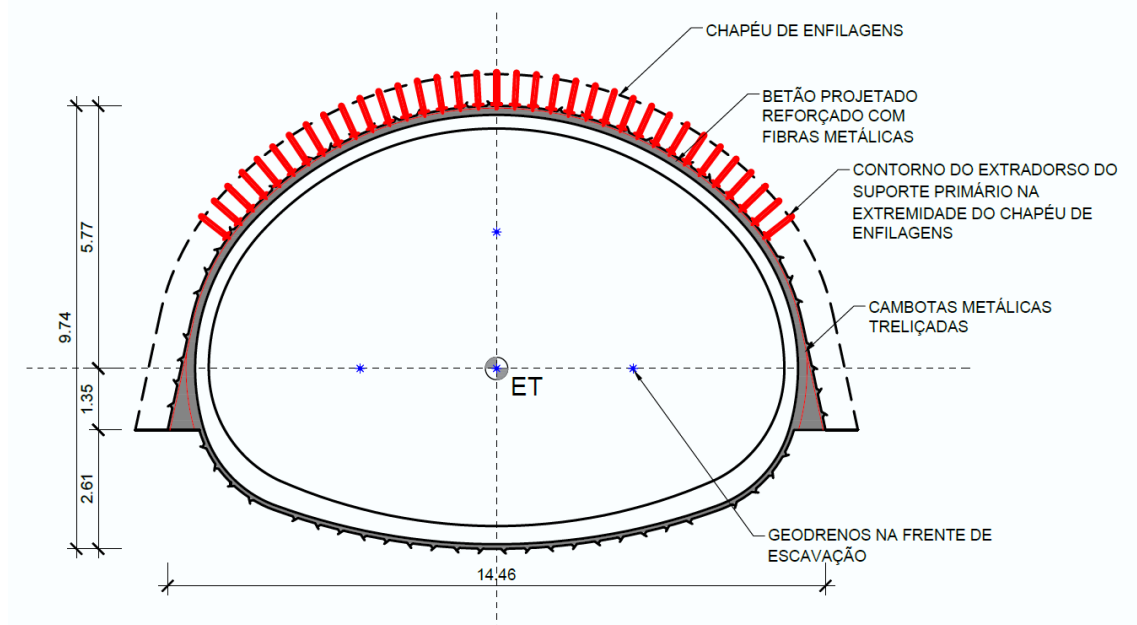


Figura 7 - Suporte Tipo VR3.2

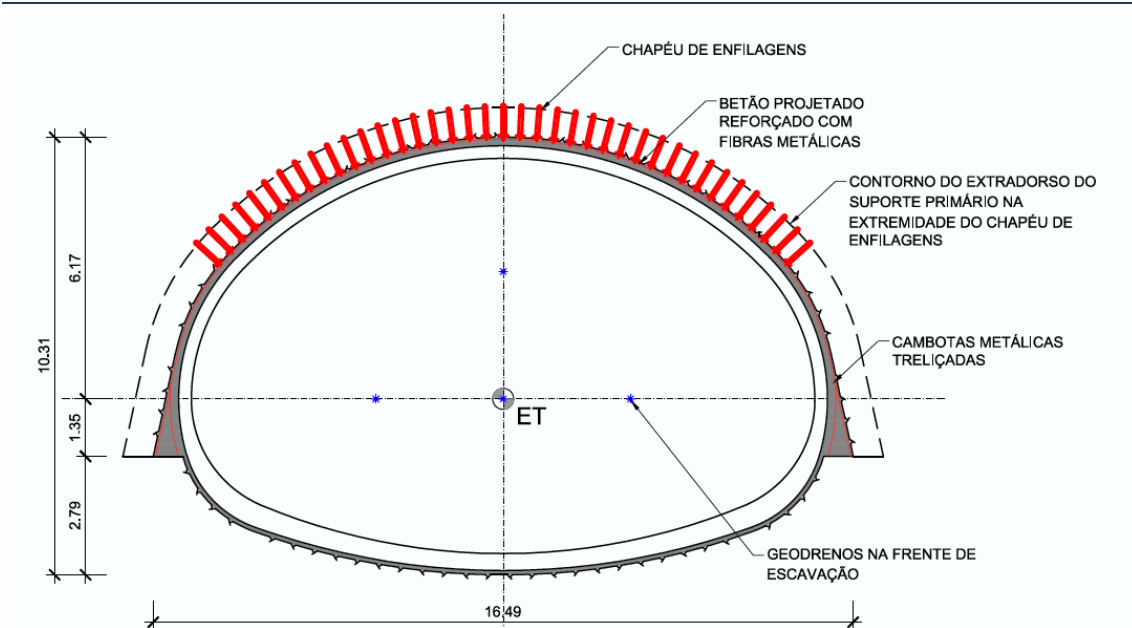


Figura 8 - Suporte Tipo VR3.3

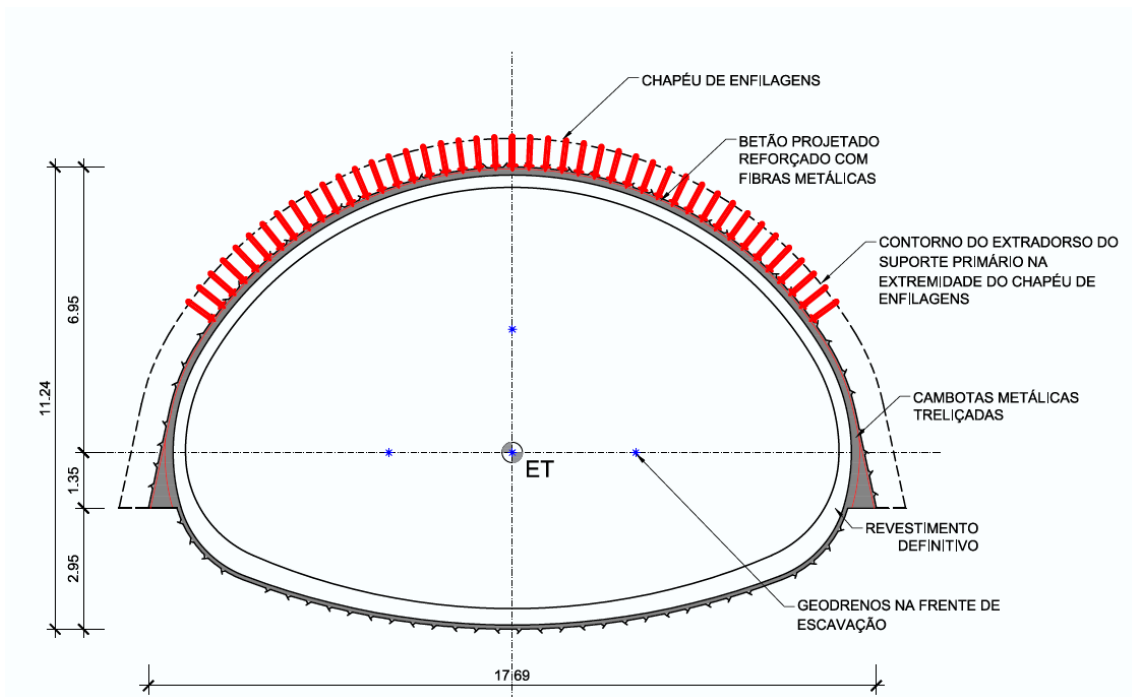


Figura 9 - Suporte Tipo VR3.4

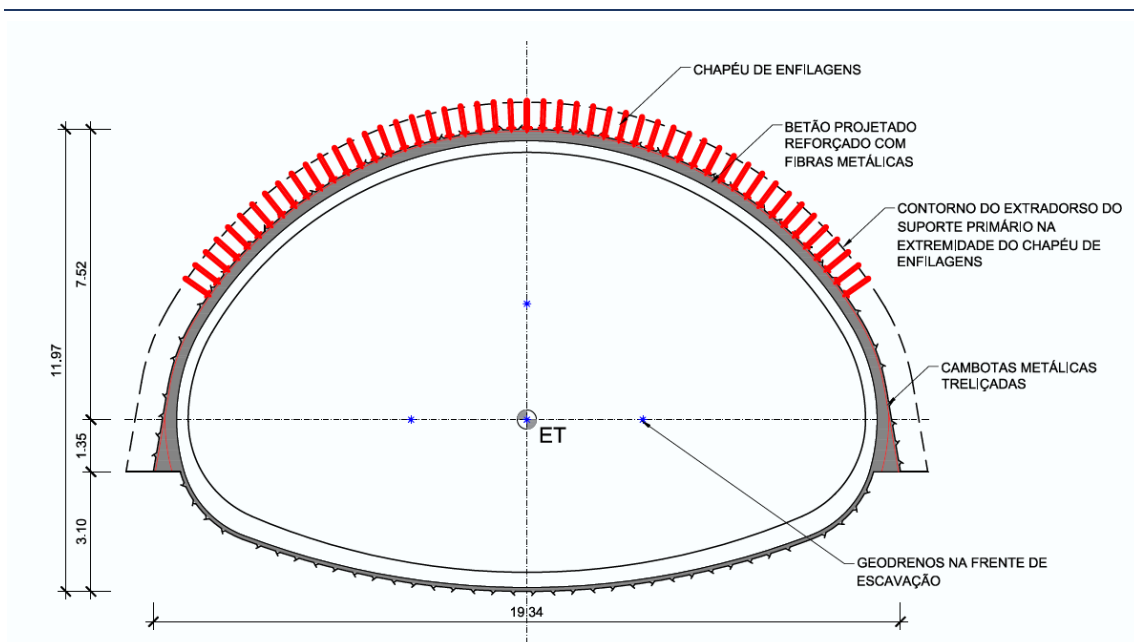


Figura 10 - Suporte Tipo VR3.5

8.3 REVESTIMENTO DEFINITIVO

A estrutura definitiva exterior (revestimento definitivo) da via de resguardo será construída após a execução da estrutura de suporte primário.

As secções transversais dos revestimentos definitivos da OE7 foram definidas respeitando-se os constrangimentos ao contorno interior das secções, a garantia da segurança e os condicionamentos geotécnicos das camadas atravessadas.

Para as secções de túnel das transições a abóbada apresenta espessura constante de 0,30 m, com o espessamento da base dos hasteais, para um máximo de 0,55 m e um mínimo na soleira com 0,40 m.

A seção de túnel individual da via de resguardo apresenta espessura 0,30 m, com um espessamento na zona dos hasteais, com um máximo de 0,45 m.

A galeria de ligação apresenta uma geometria condicionada pelas cotas dos tuneis interligados, pelas necessidades de drenagem e tem uma espessura constante de 0,25 m.

Prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estruturas, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais.

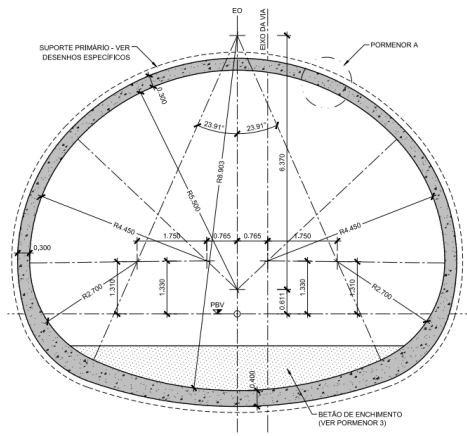


Figura 11 – Revestimento Definitivo: Via de Resguardo 3 (OE7) – Secção VR3.1

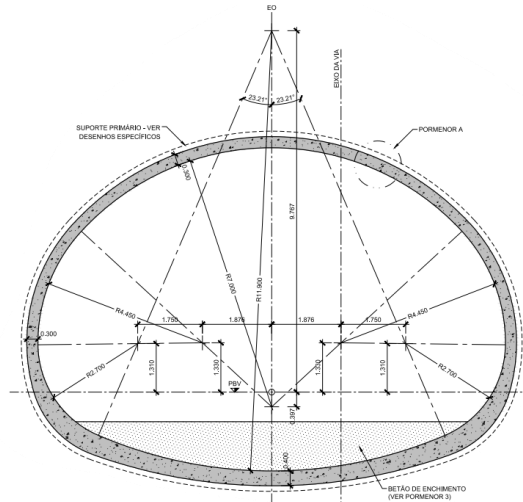


Figura 12 – Revestimento Definitivo: Via de Resguardo 3 (OE7) – Secção VR3.2

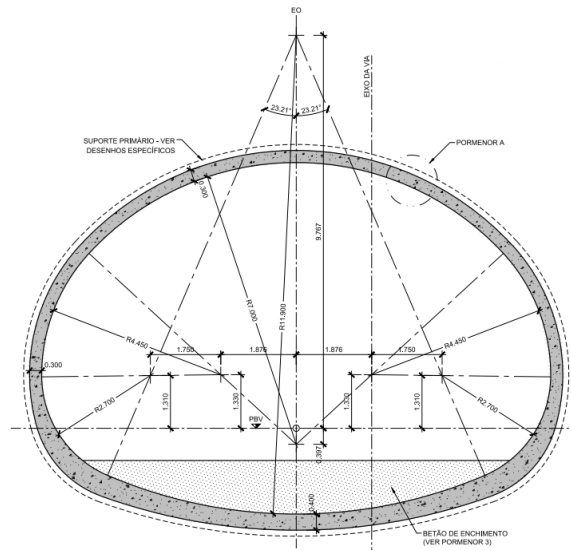


Figura 13 – Revestimento Definitivo: Via de Resguardo 3 (OE7) – Secção VR3.3

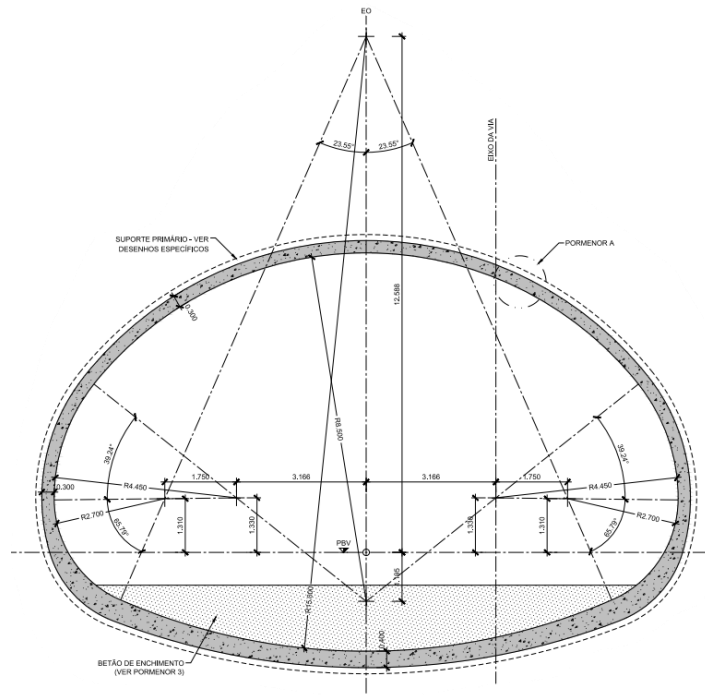


Figura 14 – Revestimento Definitivo: Via de Resguardo 3 (OE7) – Secção VR3.4

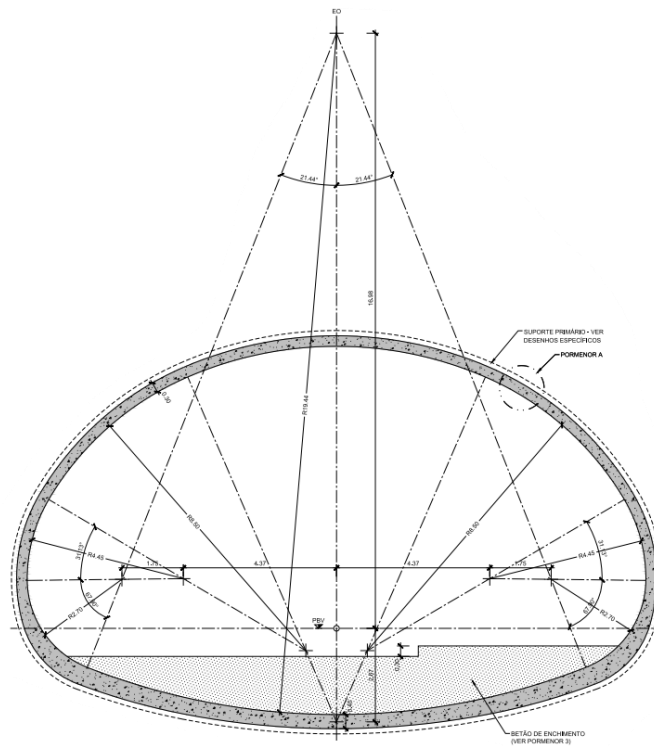


Figura 15 – Revestimento Definitivo: Via de Resguardo 3 (OE7) – Secção VR3.5

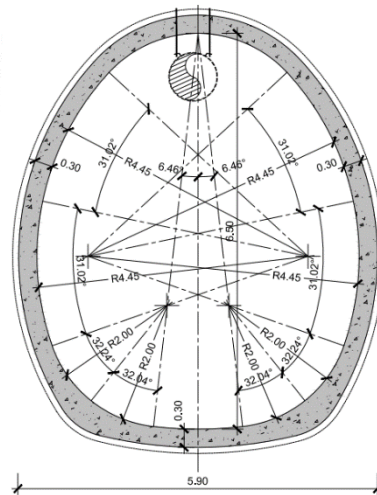


Figura 16 – Revestimento Definitivo: Via de Resguardo 3 (OE7) – Secção VR3.6

9 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Genericamente, o suporte primário da Via de Resguardo 3 será aplicado segundo o seguinte faseamento:

1. Realização de um chapéu de enfilagens em cada emboquilhamento do poço PV217;
2. Execução do suporte primário da secção VR3.3 a partir do emboquilhamento do poço PV217 até ao PK 3+833,22. Em simultâneo, execução do suporte primário da secção VR3.5 desde o poço PV217 até ao PK 3+910,03;
3. Ao PK 3+833,22, alteração da secção de escavação da secção VR3.3 para a secção VR3.2;
4. Ao PK 3+817,88, alteração da secção de escavação da secção VR3.2 para a secção VR3.1;
5. Ao PK 3+910,03, alteração da secção de escavação da secção VR3.5 para a secção TT até ao final do Término;
6. Escavação da soleira nas secções TT e VR3.5 a VR3.1.
7. Ao PK 3+910,02, execução do chapéu troncocónico de enfilagens para proteção do início da escavação da secção VR3.6;
8. Escavação da secção VR3.6 a partir do PK 3+910,03 até ao final da via de resguardo em secção total, com execução durante o avanço de pregagens injetadas com calda de cimento, para reforço do maciço entre as galerias de secção VR3.6 e TT;
9. A partir da secção TV, execução da escavação e suporte primário do túnel de ligação entre galerias em secção total;
10. Instalação do sistema de impermeabilização;
11. Execução do revestimento definitivo.

10 PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO

A análise efetuada visou a realização de um estudo específico visando a análise de tensões e deformações experimentadas pelo maciço ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural.

10.1 AÇÕES CONSIDERADAS

As ações consideradas são as apresentadas no Tabela 11.

Tabela 11 – Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
CARGAS PERMANENTES	☒
Peso próprio	$\gamma_{betão} = 25 \text{ kN/m}^3$
AÇÕES DO SOLO	–
Peso de Terras	Carregamento resultante do peso de terras atuante em cada secção de cálculo. Adotaram-se os pesos específicos definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
Impulsos do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
IMPULSOS DE ÁGUA	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{água} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
SOBRECARGAS Á SUPERFÍCIE	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m^2

10.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na NP EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

Combinação fundamental geral:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Em que:

E_d - valor de cálculo do efeito das ações;

$\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

$G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;

$\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;

- $Q_{k,1}$ - valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i ;
- $\psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ - valor característico da ação variável acompanhante i .

Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

- E_d - valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;
- $\psi_{2,i}$ – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ - valor característico da ação variável acompanhante i .

Os coeficientes de redução ψ adotados são os definidos no Tabela 12:

Tabela 12 - Coeficientes de redução

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

Em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.

Assim, no presente projeto considerou-se a abordagem de cálculo 1 nos seguintes elementos:

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R1.....(caso geral)
- Combinação 2: A2 "+" M2 "+" R1.....(caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 13) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 14 e Tabela 15).

Tabela 13 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 14 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

Parâmetro do solo	Símbolo	STR/GEO	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso volúmico	γ_V	1,00	1,00

Tabela 15 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	γ_c	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	γ_s	1,15

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos estruturais é garantida com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que S_d e R_d se designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Na consideração de um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d$$

em que E_d e R_d se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e da capacidade resistente em relação a uma ação.

Na verificação dos estados limites de utilização no terreno ou numa seção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d$$

em que E_d e C_d se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização. A avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais para uma estrutura de contenção é realizada considerando a combinação

10.3 MODELOS NUMÉRICOS

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos, utilizou-se o programa de cálculo automático Plaxis, o qual permite a produção automatizada de um malha de elementos finitos, triangulares de quinze nós, tendo esta sido refinada a zona próxima da escavação. A modelação numérica foi efetuada considerando um estado plano de deformação, com um campo gravítico de tensões. O comportamento mecânico do terreno foi simulado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo a rotura controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, admitindo todos os materiais como isotrópicos.

As fronteiras foram definidas de modo a abranger a quase totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura das escavações. Em cada fase de escavação foram retirados os elementos correspondentes e, subsequentemente instaladas as medidas de suporte primário preconizadas, de modo a reproduzir um faseamento construtivo previsto em fase de construção.

A sequência de construção foi simulada mediante a remoção, introdução de elementos e a alteração das suas propriedades. O efeito tridimensional associado ao avanço da frente de escavação, foi modelado através da descompressão dos elementos localizados na secção do túnel a escavar em cada fase.

A determinação do fator de descompressão que simula o avanço da frente de escavação, depende de numerosos fatores (modelos constitutivos dos materiais, estado de tensão inicial, rigidez do suporte, pré-suporte da frente, etc.) que apenas podem ser equacionados com precisão recorrendo a modelos tridimensionais, apenas desenvolvidos em fases avançadas de projeto, devido ao tempo necessário para os desenvolver e calibrar.

Não obstante, através de retroanálises realizadas em projetos de escavações em método mineiro, considerou-se que o fator de descompressão varia entre 40% a 80%, pelo que as análises realizadas neste Estudo Prévio em modelos numéricos bidimensionais contemplam 40%, 60% e 80% de descompressão.

10.4 MODELOS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Na modelação do suporte primário foram utilizados elementos estruturais com as propriedades de resistência, inércia e deformabilidade, representativas dos diversos elementos de suporte. Estes elementos encontram-se dispostos no contorno da escavação, e a sua simulação permite a avaliação dos esforços atuantes ao longo dos mesmos.

O betão projetado a aplicar no contorno da escavação, foram modelados através de elementos *plate* com comportamento elástico-plástico perfeito, com as propriedades mecânicas representativas da sua resistência e deformabilidade com uma idade $\leq 1, 7$ e 28 dias, consoante o avanço das fases de escavação, Faseamento construtivo adotado nos modelos numéricos

A definição de etapas de cálculo para a modelação do faseamento construtivo, permite simular a variação de tensões a que o maciço se encontra sujeito durante o processo, permitindo extrair dos modelos as grandezas relevantes para o dimensionamento nos elementos estruturais que compõem o suporte primário. Foi realizada uma zeragem dos deslocamentos após a aplicação das sobrecargas, de modo a que os deslocamentos decorrentes da sua aplicação não fossem somados aos deslocamentos resultantes da escavação.

10.5 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

A verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que constituem as soluções propostas foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor.

As referidas disposições regulamentares traduzem-se na aferição das dimensões médias dos elementos estruturais para um conjunto de situações de projeto a que corresponde uma expectável probabilidade de ocorrência dos estados limite.

Neste contexto, estes estados constituem limites para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os requisitos fundamentais de projeto, nomeadamente estados limites últimos e estados limites de utilização.

Com vista à verificação de segurança dos diversos elementos, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações de ações:

Tabela 16 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança

Verificações de segurança	Combinação
Estados Limites Últimos (ELU)	Combinações fundamentais de ações
Estado Limite de Utilização (ELS)	Combinação característica de ações

Para a verificação da segurança aos estados limites referidos foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes.

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na Tabela 17, sendo as mesmas efetuadas de acordo com as disposições das normas NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 17 – Verificações de segurança associadas ao suporte primário

Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado
	Estado limite último de resistência à tração da armadura das pregagens
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Deslocamentos e convergências da secção do túnel
	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

10.5.1 Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

Com referido no ponto, foram produzidos modelos bidimensionais e tridimensionais com o objetivo de aferir os esforços aos quais os diversos elementos que constituem o suporte primário estarão sujeitos durante a várias etapas de construção.

Neste contexto, a análise dos esforços relativos às etapas de escavação em que o betão se encontra com idade jovem foi realizada com base nos esforços extraídos dos modelos tridimensionais. Nestes modelos, foi realizada a modelação do avanço de escavação em articulação com o ganho de resistência do betão aplicado nas fases de escavação anteriores.

A curva de ganho de resistência do betão projetado adotada para o incremento dos parâmetros de rigidez dos modelos de cálculo e para a realização das respetivas verificações de segurança foi a curva extraída do fib Model Code 2010 (Figura 17).

A adoção desta curva permite estimar a evolução dos parâmetros do betão projetado desde as idades jovens (1 hora) até aos 28 dias (672 horas). Relativamente à evolução dos parâmetros nas primeiras 24 horas, referidos na norma relativa à especificação de betão projetado (NP EN 14487-1), a curva adotada permite obter parâmetros de acordo com o ganho de resistência espectável para uma classificação J2.

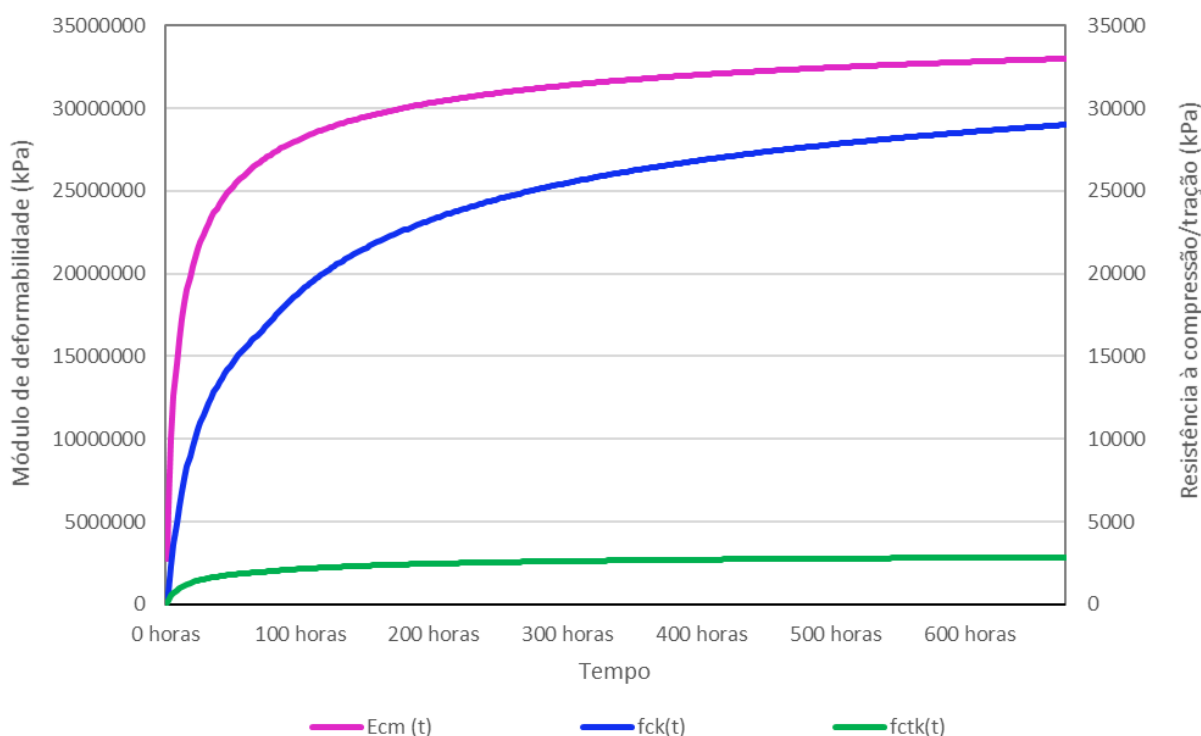


Figura 17 - Evolução do ganho de resistência e de rigidez do betão projetado considerada (fib Model Code 2010)

A verificação do ELU de resistência em flexão composta para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq N_{max} = A \times f_{cd}$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq N_{min} = A \times f_{ctd}$$

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (f_{cd} - f_{ctm}) \times \frac{I}{t}$$

$$N_{Ed} \leq N (M_{max}) = A \times (f_{cd} + f_{ctd})$$

Em que:

N_{max} – Esforço axial máximo de compressão do betão

N_{min} – Esforço axial máximo de tração do betão

A – Área da secção transversal

I – Momento de inércia da secção

f_{cd} – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

f_{ctd} – Resistência à tração do betão de projeto

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (M, N).

10.5.2 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq (f_{cd} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{cd} \times A} \right)$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq (f_{ctm} \times A) - \left(\frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{ctd} \times A} \right)$$

Para o esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Ed} \leq \pm A \times \sqrt{-\frac{4 \times f_{cd} \times f_{ctd}}{9}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal de betão projetado

I – Momento de inércia da secção

f_{cd} – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

f_{ctd} – Resistência à tração do betão de projeto

Para a verificação da segurança para o revestimento de betão projetado para idade jovem, à semelhança do indicado no ponto 10.5.1, os esforços serão extraídos do modelo tridimensional a meio da secção de betão projetado do avanço anterior, aquando da execução do avanço seguinte de escavação.

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão igualmente apresentados em diagramas de capacidade resistente (V, N), devidamente ajustados à idade do betão na referida fase.

10.5.3 Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção

A verificação do ELS dos deslocamentos e convergências da secção deverá garantir que a deformação da secção não compromete o espaço disponível para a execução do revestimento definitivo. Nesse sentido, foi estabelecido um limite de deformação de 50mm.

10.5.4 Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea

A verificação do ELS dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea encontra-se realizada no Tomo I – Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

11 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

11.1 METODOLOGIA DE CÁLCULO

O dimensionamento estrutural da secção foi realizado com recurso a um programa de cálculo automático de estruturas desenvolvido na COBA, que utiliza o método dos elementos finitos e modela a estrutura com elementos de barra apoiados elasticamente.

O cálculo estrutural realizado para a obtenção dos esforços devidos a carregamentos exteriores foi executado através de uma análise não-linear, considerando elementos lineares apoiados elasticamente, tendo-se desactivado as molas tracionadas.

Os modelos de cálculo utilizados na análise estrutural são do tipo apresentado na figura seguinte.

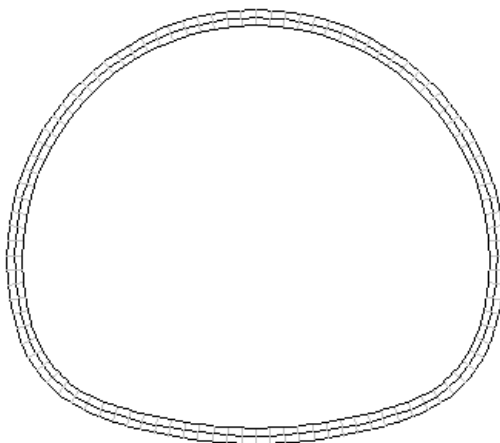


Figura 18 – Modelo de cálculo de uma secção tipo

O módulo de reação (k) dos apoios elásticos foi estimado a partir do módulo de deformabilidade (E) do maciço e do seu coeficiente de Poisson (ν) pela seguinte expressão:

$$k = \frac{E}{R(1 + \nu)}$$

em que R representa o raio do revestimento definitivo.

No quadro seguinte apresentam-se os parâmetros geotécnicos adotados no cálculo e que correspondem aos complexos geomecânicos Cc1b, Cc1c e Tufos

Tabela 18 – Revestimento definitivo. Parâmetros geotécnicos adotados

	Cc1b	Cc1c	Tufos
E' (MPa)	325	4000	120
ν	0,21	0,25	0,27
γ (kN/m ³)	24	23	20

Os parâmetros apresentados no quadro acima têm o seguinte significado:

E – módulo de deformabilidade do maciço;

ν – coeficiente de Poisson do maciço;

γ – peso específico do maciço.

11.2 AÇÕES

Na fase de Projeto de Execução foram consideradas no dimensionamento das estruturas as ações regulamentares bem como as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

11.2.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas na análise foram as seguintes:

- Peso Próprio da estrutura (PP) - Para o peso do betão armado da estrutura considerou-se um peso específico de $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Restantes Cargas Permanentes (RCP) - Para o enchimento em betão simples considerou-se um peso específico de $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$.
- Retração e Fluência (Ret+Flu) – Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C;

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor: $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

- Impulso de Terras (I_t) – Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas dos maciços interessados (de acordo com o zonamento geotécnico apresentado nas peças desenhadas).

Considerou-se que a VR3.5 é revestida por Cc1c até ao início da abóbada e por Cc1b no resto da altura sendo que, por simplificação, este foi o Impulso de Terras aplicado à secção:

- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- $H = 11,0 \text{ m}$ para a maior secção (correspondente a metade do diâmetro do túnel);
- $k_0 = 0,30$.

Considerou-se que a VR3.6 é revestida por Tufos que, por simplificação, este foi o Impulso de Terras aplicado à secção:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $H = 2,30 \text{ m}$ para a maior secção (correspondente a metade do diâmetro do túnel);
- $k_0 = 0,30$.

- Impulso Hidrostático (I_w) – Considera-se que o nível freático está abaixo da cota do túnel.

11.2.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas na análise foram as seguintes:

- Sobrecarga de terraplano – (SC_Terr) – Foi considerada uma sobrecarga de 10 kN/m² para a determinação dos impulsos de terras;
- Sobrecarga Ferroviária: cargas transmitidas pelo material circulante, conforme definido no anexo ANX_C4 – cargas MC ML.

O material circulante na linha do Metropolitano é formado por unidades triplas compostas por 2 motoras (M) e um reboque (R) com a formação MRM. Os veículos poderão ser constituídos por 2 unidades triplas, com a formação MRM-MRM.

Na Figura 19 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM, correspondente a um material circulante ML 90, definido ANX_C4 – cargas MC ML

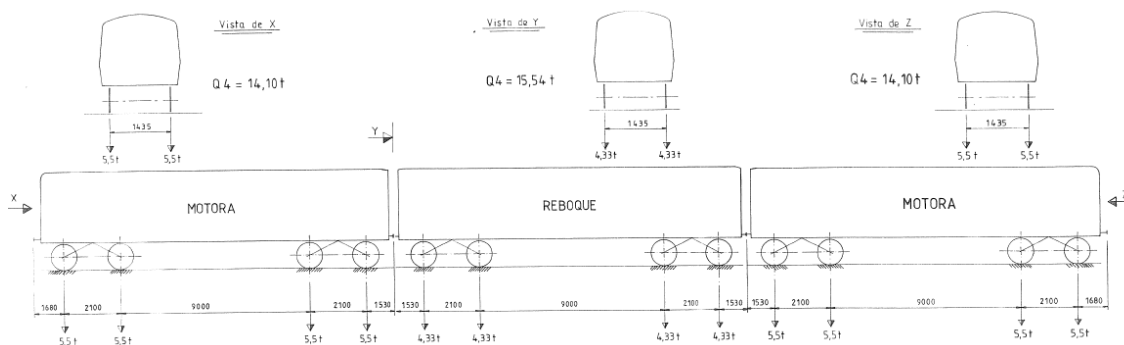


Figura 19 – Cargas transmitidas por uma formação MRM (extrato do ANX_C4, ML 90)

Na análise estrutural considera-se a degradação das cargas do material circulante em profundidade ao longo do enchimento previsto sobre o revestimento definitivo, resultando numa carga uniformemente distribuída de 42,6 kN/m².

11.2.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, que impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

A ação sísmica foi definida de acordo com a NP EN 1998-1 para a zona de Lisboa.

O valor da aceleração sísmica, a_g , é determinado pela expressão apresentada no ponto 3.2.1 (3) do EC8: $a_g = \gamma_i \times a_{gr}$; em que γ_i é o coeficiente de importância que multiplica a aceleração sísmica de referência para um solo tipo A (rocha), a_{gr} .

O coeficiente de importância, γ_i , foi calculado, tendo em consideração o período de vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos:

$$\gamma_i = (T_{LR}/T_L)^{-1/k}, \text{ em que:}$$

$$T_L = 100 \text{ anos e } T_{LR} = 50 \text{ anos,}$$

k é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do Anexo Nacional do EC8, toma os seguintes valores: $k = 1,5$ para o sismo tipo 1, e; $k = 2,5$ para o sismo tipo 2.

Tabela 19 – Quantificação da ação sísmica

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Observação
$a_{gr} (m/s^2) =$	1,5	1,7	Quadro NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
$\gamma_I =$	1,59	1,32	-
$a_g (m/s^2) =$	2,38	2,24	-

A metodologia de análise sísmica a adotada compreende:

- a obtenção dos campos de “deslocamentos sísmicos” a aplicar à estrutura, obtidos com base em modelos bidimensionais que incluem a estrutura e a estratificação do maciço envolvente até um substrato rígido;
- a imposição estática, aos modelos estruturais do túnel, do campo cinemático mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços.

As principais fases da metodologia acima descrita são as seguintes:

- 1) Avaliação do campo de deslocamentos sísmicos no modelo bidimensional de interação solo-estrutura;
- 2) Calibração da rigidez das “barras de solo” equivalentes a adotar no modelo estrutural do túnel;
- 3) Aplicação do perfil de deslocamentos sísmicos no modelo estrutural do túnel.

No modelo de análise estrutural (software SAP2000), o comportamento não linear da estrutura, para o campo de “deslocamentos sísmicos” aplicado, é incorporado pela consideração do coeficiente de comportamento $q=1,5$, de acordo com o definido na EN 1998 para este tipo de estruturas.

No que se refere à combinação das componentes direcionais da ação sísmica, adota-se o preconizado no Eurocódigo 8, avaliando-se os esforços para a ação sísmica a atuar independentemente em cada direção, e posteriormente combinado os esforços resultantes:

$$\text{Sismo}_H = 1,0 \times E_H \text{ "+" } 0,3 \times E_V$$

$$\text{Sismo}_V = 0,3 \times E_H \text{ "+" } 1,0 \times E_V$$

em que,

- "+" – significa ser combinado com;
- E_H e E_V – são os efeitos da ação sísmica a atuar isoladamente na direção horizontal e vertical, respetivamente.

11.2.4 Ações Acidentais

11.2.4.1 Ação Acidental de Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo foram considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. Na Tabela 6 está representado o valor do recobrimento adotado com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

11.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

11.3.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

11.3.1.1 Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1.35, quando desfavorável ou valor de 1.0, caso contrário;

γ_Q – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor de 1.50 as ações variáveis quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

ψ_0 – Valor reduzido da ação variável i .

11.3.1.2 Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$ – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

O valor do coeficiente ($\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$) $S_{Q,1}$ é definido em função da situação de projeto accidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

11.3.1.3 Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por S_{Ed} , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

ψ_2 – Valor reduzido da ação variável j .

11.3.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS)

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes:

11.3.2.1 Combinação rara de ações:

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

11.3.2.2 Combinação frequente:

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

11.3.2.3 Combinação quase permanente:

$$S_{QPerm} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

ψ_1 e ψ_2 – Valores reduzidos da ação variável j .

11.4 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

11.4.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

A verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos a ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Foi igualmente verificado o estado limite último de resistência do solo de fundação.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança estrutural para a ação do fogo é garantida com adoção de dimensões e recobrimentos mínimos de armaduras.

11.4.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão armado:
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
 - Abertura de fendas: limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente.
 - Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;

11.4.3 Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global

A verificação da segurança relativamente à rotura por levantamento global foi efetuada através da comparação, em valor característico, das ações permanentes globais na direção vertical (F_v) com a subpressão (U). Considera-se verificada a segurança garantindo:

$$\frac{F_v}{U} \geq FS$$

Em que FS corresponde a um fator de segurança global a indicar juntamente com a verificação.

11.5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Nos pontos seguintes são apresentados os resultados dos cálculos efetuados, bem como a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência, estado limite de abertura de fendas e levantamento global.

11.5.1 Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites Últimos (ELU)

De seguida apresentam-se os esforços e as armaduras de cálculo obtidos, para cada secção, na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de flexão composta e de esforço transversal. Para fins de dimensionamento, apresenta-se apenas os resultados dos cenários que se mostraram mais desfavoráveis.

11.5.2 Túnel Término – Secção VR3.5

O cenário que se mostrou mais desfavorável na análise desta secção foi onde se considerou a ação simultânea do Peso Próprio e as ações das Terras. Apresentam-se de seguida os esforços e armaduras de cálculo obtidos.

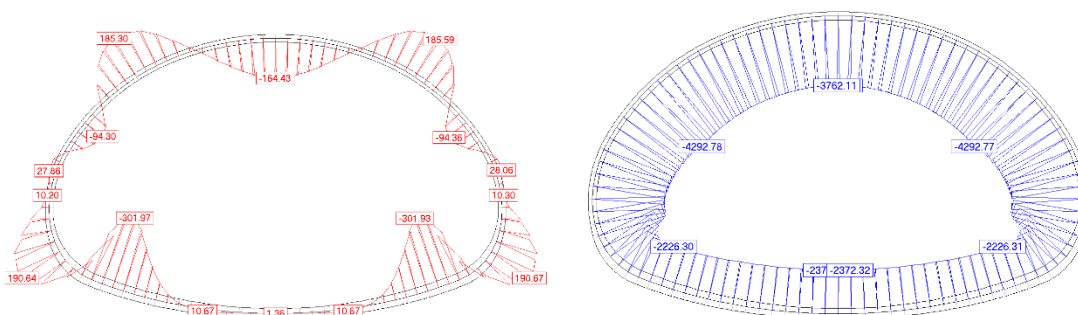


Figura 20 – Secção VR3.5. Esforços de dimensionamento M_{sd} (kNm/m) e N_{sd} (kN/m) (ELU)

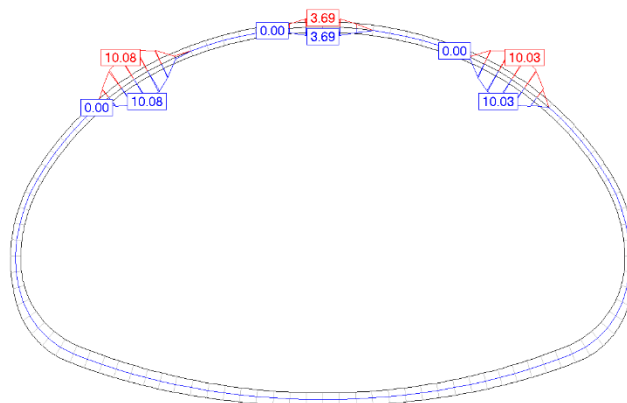


Figura 21 – Secção VR3.5. Armaduras de cálculo de flexão (cm²/m)

De acordo com a armadura de cálculo obtida, foi adotada uma malha de Ø12//0,10 nas duas faces da secção **VR3.5**, verificando-se a segurança ao Estado Limite de Flexão Composta.

Para o mesmo caso de carga apresentado para a verificação da flexão, obteve-se também a situação mais desfavorável para o esforço transversal. Apresentam-se de seguida o diagrama de esforço transversal obtido.

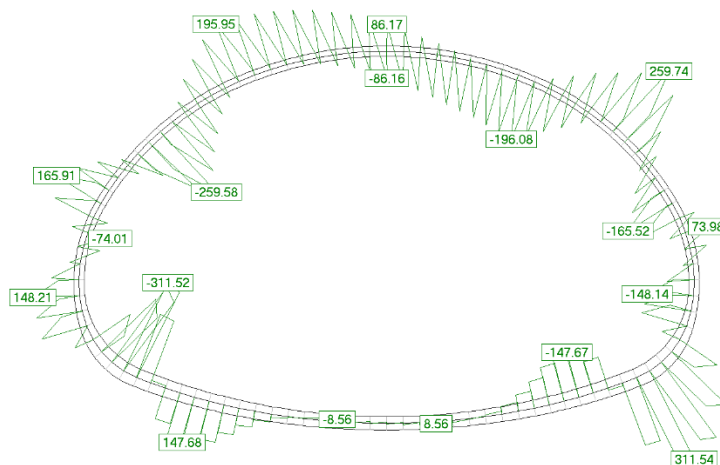


Figura 22 – Secção VR3.5. Esforço transversal de dimensionamento V_{sd} (kN/m)

Para uma secção corrente de 0,40 m obteve-se um $V_{Rd,c}$ de cerca de 450 kN/m, superior ao V_{sd} e conclui-se que não será necessária armadura de esforço transversal.

11.5.2.1 Secção VR3.6

O cenário que se mostrou mais desfavorável na análise desta secção foi onde se considerou a ação simultânea do Peso Próprio e as ações das Terras. Apresentam-se de seguida os esforços e armaduras de cálculo obtidos.

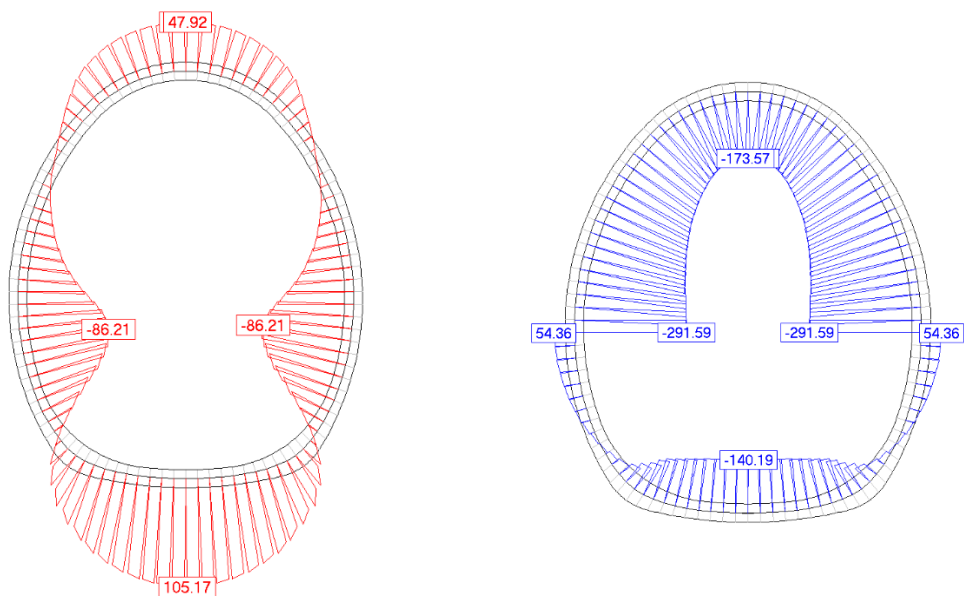


Figura 23 – Secção VR3.6. Esforços de dimensionamento M_{sd} (kNm/m) e N_{sd} (kN/m) (ELU)

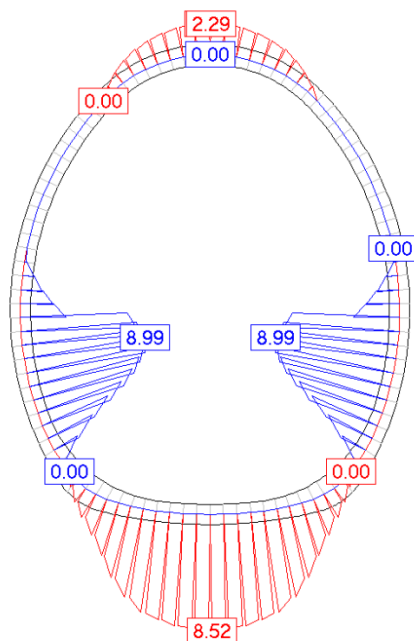


Figura 24 – Secção VR3.6. Armaduras de cálculo de flexão (cm^2/m)

De acordo com a armadura de cálculo obtida, foi adotada uma malha de $\varnothing 12//0,10$ nas duas faces da secção **VR3.6**, verificando-se a segurança ao Estado Limite de Flexão Composta.

Para o mesmo caso de carga apresentado para a verificação da flexão, obteve-se também a situação mais desfavorável para o esforço transversal. Apresentam-se de seguida o diagrama de esforço transversal obtido.

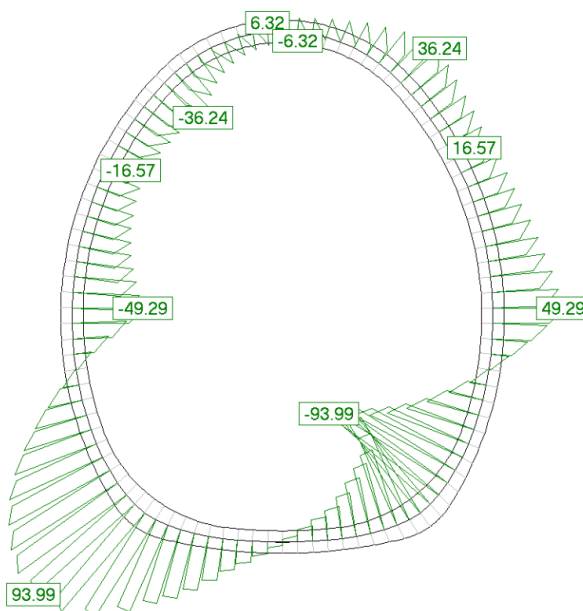


Figura 25 – Secção VR3.6. Esforço transversal de dimensionamento V_{sd} (kN/m)

Para uma secção corrente de 0,30 m obteve-se um $V_{Rd,c}$ de cerca de 150 kN/m, superior ao V_{sd} e conclui-se que não será necessária armadura de esforço transversal.

11.5.3 Verificação da Segurança em relação aos Estados Limites de Serviço (ELS)

11.5.4 Túnel Término – Secção VR3.5

O cenário que se mostrou mais desfavorável na análise desta secção foi onde se considerou a ação simultânea do Peso Próprio e as ações das Terras. Apresentam-se de seguida os esforços e armaduras de cálculo obtidos.

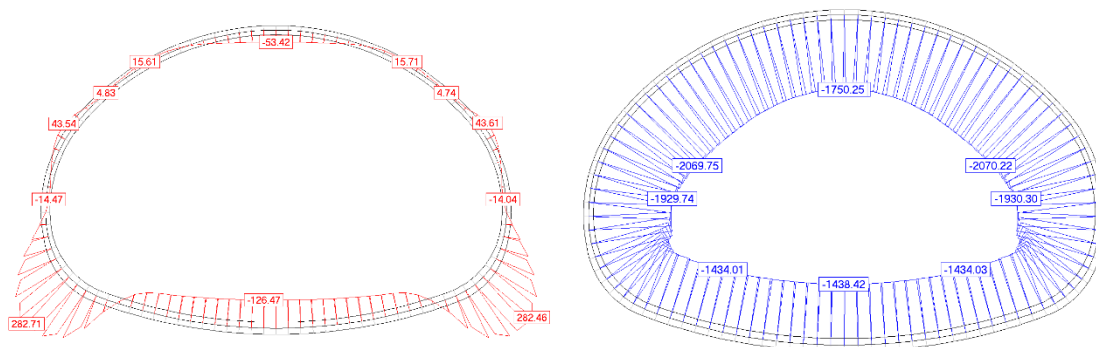


Figura 26 – Secção VR3.5. Esforços de dimensionamento M_{sd} (kNm/m) e N_{sd} (kN/m) (ELS)

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

11.5.4.1 Secção VR3.6

O cenário que se mostrou mais desfavorável na análise desta secção foi onde se considerou a ação simultânea do Peso Próprio e as ações das Terras. Apresentam-se de seguida os esforços e armaduras de cálculo obtidos.

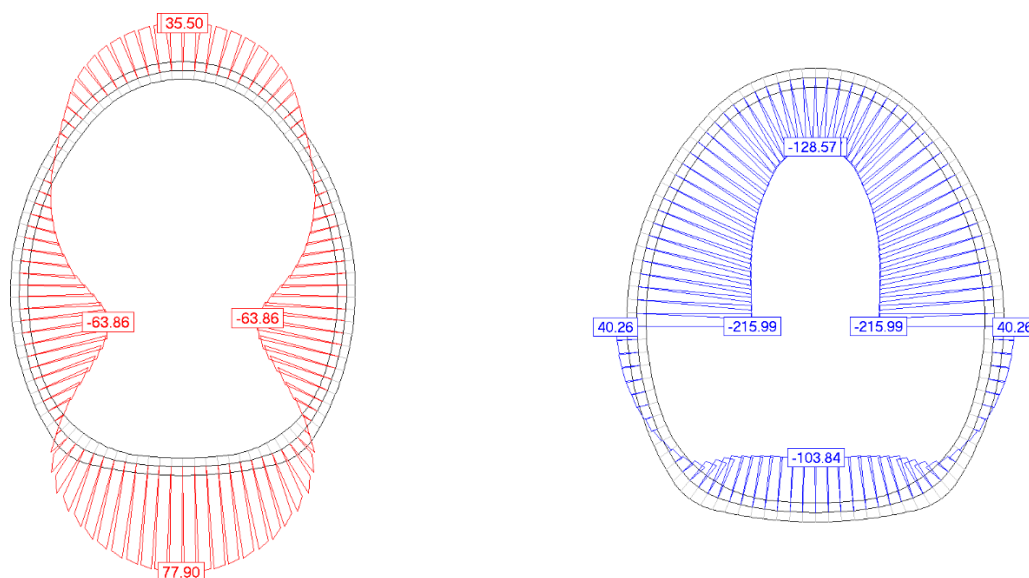


Figura 27 – Secção VR3.6. Esforços de dimensionamento M_{sd} (kNm/m) e N_{sd} (kN/m) (ELS)

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

11.6 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

11.6.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para o

11.6.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 6.7 acima garantirá a estanqueidade da Obra.

As juntas de contração serão munidas de lâminas de estanqueidade tipo *Waterstop* em PVC.

12 PLANO DE OBSERVAÇÃO

O Plano de Observação encontra-se incluído no Tomo I – Volume 40.

13 INTERFERÊNCIAS

13.1 ENQUADRAMENTO

A avaliação de danos foi realizada com base na metodologia preconizada no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha, já mencionada nos Critérios Gerais de Projeto, apoiada pelas recomendações do Eurocódigo 7, Anexo H e ainda pelo relatório ITA/AITES Report 2006 - *Settlements induced by tunneling in Soft Ground*.

Genericamente, todas as interferências estudadas encontram-se dentro da faixa de 30 m de ambos os lados do eixo do traçado e na zona de influência das escavações. A avaliação risco contemplou diversos tipos de interferências, nomeadamente:

- Edificado, incluindo os de interesse patrimonial
- Infraestruturas enterradas
- Infraestruturas ferroviárias

Após a realização da avaliação de danos, em função do tipo de interferência e da magnitude dos danos estimados, serão selecionadas medidas de mitigação de assentamentos tendo em consideração:

- Tipo de obra a realizar
- Cenário geológico, geotécnico e hidrogeológico estimado
- Relação custo-benefício

A execução dos trabalhos de escavação irá originar alterações do estado de tensão do maciço que resultarão em descompressões e conseqüentemente em deslocamentos na sua zona de influência. O método construtivo adotado em combinação com o comportamento das estruturas e dos materiais intercedidos condicionará a magnitude dos deslocamentos induzidos nas estruturas nele fundadas (doravante denominadas interferências). Em função da grandeza dos deslocamentos e da natureza das interferências, os efeitos dos deslocamentos poderão ser significativos e resultar em danos, pelo que importa analisar os seus efeitos. Com este objetivo, a metodologia proposta, permite quando necessário e aplicável, definir medidas de mitigação.

A presente avaliação de danos foi realizada de acordo com os requisitos do Caderno de Encargos. De modo a abranger as várias tipologias de interferências presentes no ambiente urbano em que a obra se insere, foi necessário complementar a metodologia patenteada, resultando no processo descrito no ponto seguinte do presente documento.

13.2 ESTADO DO EDIFICADO, INCLUINDO PATRIMÓNIO, DAS INFRAESTRUTURAS ENTERRADAS E DAS INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS

13.2.1 Atividades realizadas

Com o objetivo de melhor caracterizar os edifícios, as infraestruturas enterradas e as infraestruturas ferroviárias, foi realizada uma consulta da informação cadastral, dos elementos técnicos (plantas) disponíveis e de fotografias históricas e, onde possível, realizadas visitas.

Para os edifícios abrangidos pela faixa de influência, tentou-se recolher sempre que possível informações sobre as características das suas fundações, nomeadamente, o tipo de fundação e a cota estimada a que estas poderão estar localizadas.

Para a caracterização das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias na zona de influência dos trabalhos de escavação, serão realizados contactos com as entidades concessionárias das infraestruturas com o objetivo de aferir o seu posicionamento e estado de conservação. Paralelamente, serão realizadas vistorias aos serviços e efetuados levantamentos topográficos dos elementos visíveis à superfície.

13.2.2 Edifícios

O projeto insere-se numa zona urbana cujo edificado foi construído em diferentes períodos históricos e em que a sua composição, estado de conservação e tipo de estrutura, diferem significativamente.

Na avaliação da suscetibilidade de edifícios foi também considerado o seu valor histórico-cultural, particularmente se no que respeita ao facto de o mesmo ser considerado património classificado. Assim, com o objetivo de incluir na avaliação de risco esta componente, foi incorporado um fator de agravamento da categoria de risco, descrita no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

A análise dos elementos acima referidos em combinação com o posicionamento dos edifícios em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar os edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 20).

Tabela 20 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA	TIPO DE FUNDAÇÃO
428	Pilar Ponte	Acesso à Ponte 25 de Abril, Pilares	Betão Armado	Superficial

13.2.3 Infraestruturas ferroviárias

O eixo do projeto interceta infraestruturas ferroviárias associadas à rede de comboios da empresa Infraestruturas de Portugal (IP) e da rede de elétricos da Carris. Na Tabela 21 encontra-se a lista das infraestruturas ferroviárias consideradas como mais suscetíveis.

Tabela 21 – Infraestruturas ferroviárias mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA
1054	Via Férrea	Ponte 25 de Abril, Pilares	Metálica

13.3 MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

Para a fase de Projeto de Execução, foi realizada uma referenciação de danos nas interferências mais suscetíveis, tendo-se concluído, nesta fase do projeto, não ser necessário realizar medidas específicas de reforço estrutural. A monitorização de cada interferência pode ter que ser reforçada função do seu nível de suscetibilidade perante a obra.

14 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infra-estruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se incluída no Tomo I – Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

15 REDE DE TERRAS

A rede de terras proposta tem com objetivo garantir que as tensões de passagem e de contato de um eventual defeito, não excedem os valores regulamentares.

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.

As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será composta por barras de cobre estanhado com 65x5x100, instalados em cada um dos lados da galeria de 30 em 30 metros, ligados através de soldadura aluminotérmica a um varão de aço de diâmetro de 12mm instalado ao longo da galeria e que por sua vez será ligado à armadura da estrutura dos toscos de 8 em 8 metros.

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Data	Descrição
0	2024-09-27	Emissão inicial