

13.3 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 13.2, 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.

13.4 Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas

A verificação do ELU de resistência em flexão composta das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir dos modelos de cálculo bidimensionais.

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

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

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (2 \times f_{yd}) \times \frac{I}{t}$$

Em que:

N_{max} – Esforço axial máximo de compressão na cambota

N_{min} – Esforço axial máximo de tração na cambota

A – Área da secção transversal da cambota

I – Momento de inércia da secção

f_{yd} – Tensão de cedência da cambota metálica

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

13.5 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir dos modelos de cálculo bidimensionais e tridimensionais.

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para as cambotas metálicas terá assim de garantir as seguintes condições:

Em compressão e tração:

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

Para esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Ed} \leq \pm A \times \sqrt{-\frac{4 \times f_{yd}^2}{9}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal da cambota metálica

I – Momento de inércia da secção

f_{yd} – Tensão de cedência da cambota metálica

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

13.6 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.

13.7 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.

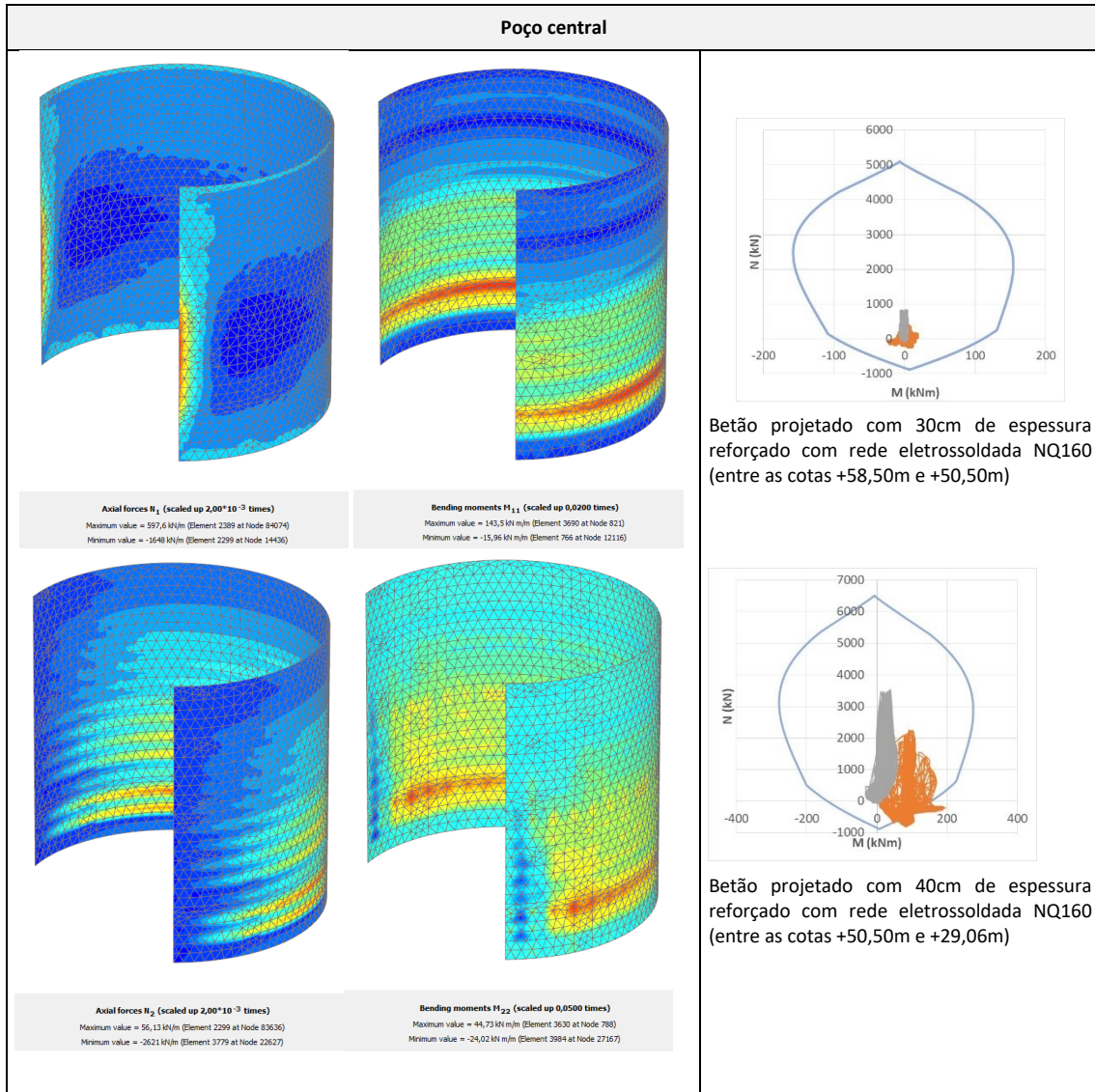
14 RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Neste capítulo apresentam-se os resultados condicionantes para o dimensionamento de cada secção tipo indicada e para cada verificação de segurança.

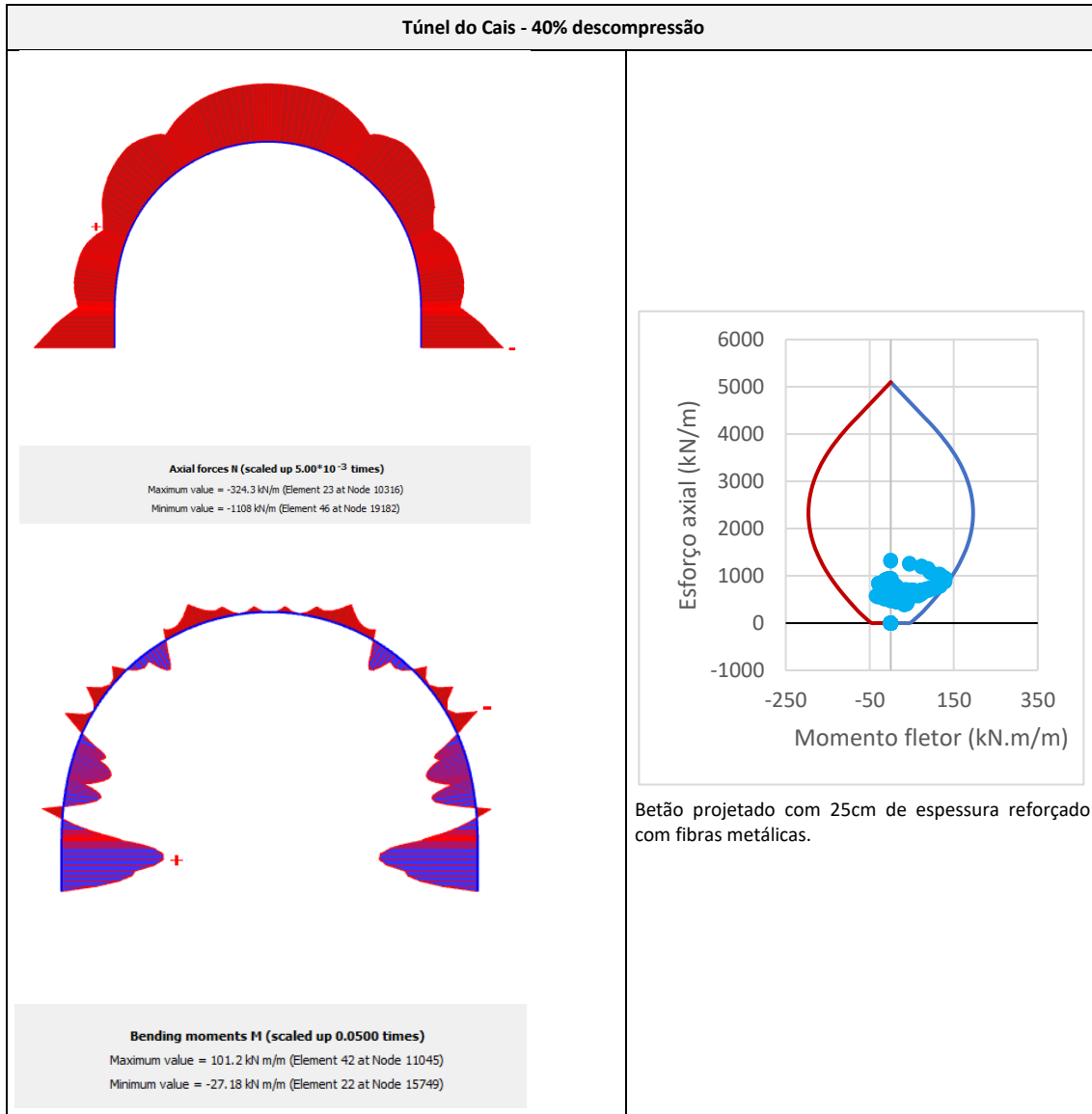
14.1 Estado limite último de resistência em flexão composta do suporte primário

Em seguida apresentam-se as verificações ao ELU de resistência em flexão composta quando o suporte primário está concluído na sua totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação são os mais condicionantes tendo sido majorados para a AC1-C1 do EC7.

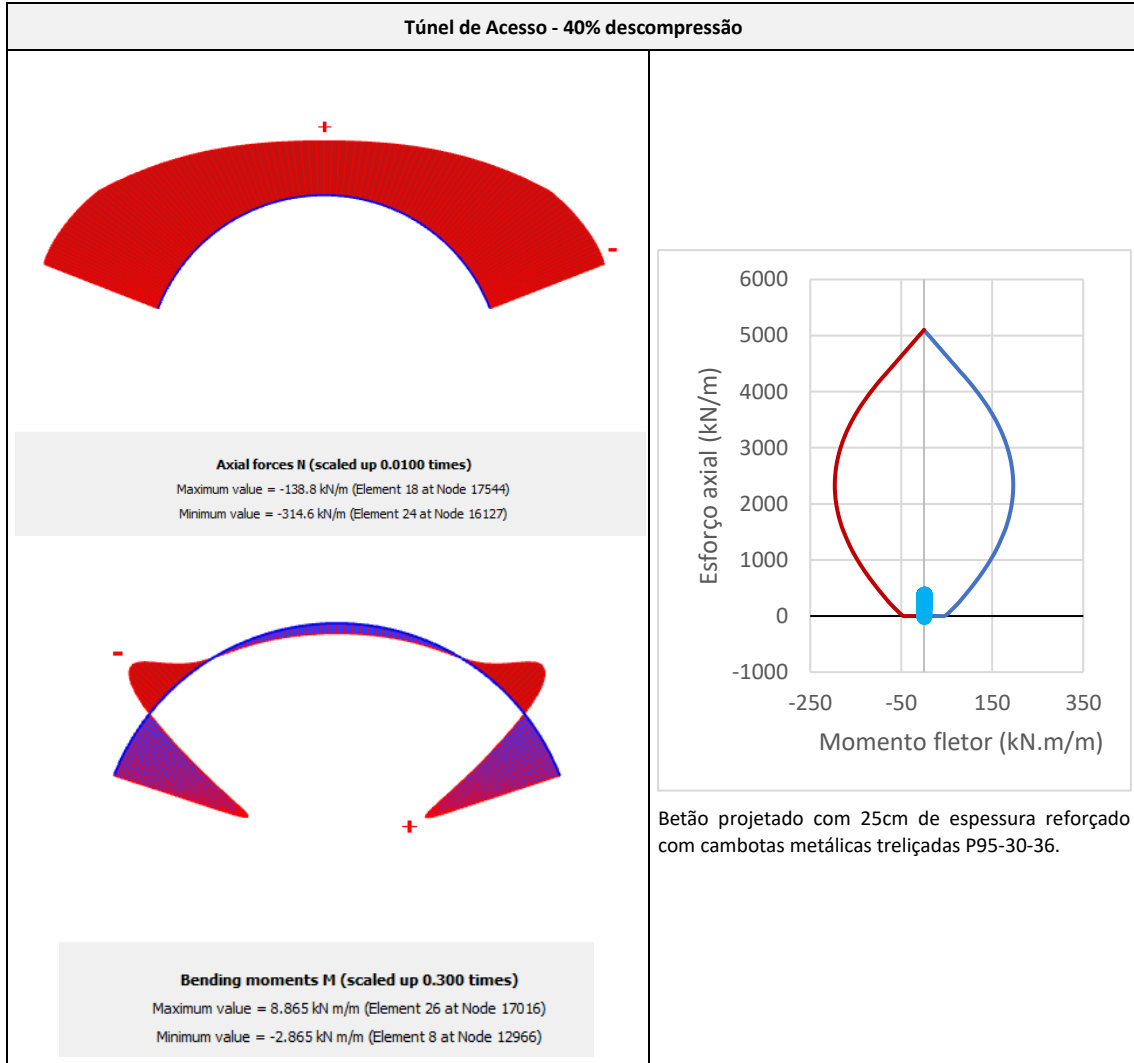
Quadro 9 - Esforços axiais e momentos fletores de cálculo (não majorados) e envolvente de esforços N-M (majorados) do suporte primário do poço central



Quadro 10 – Esforços axiais e momentos fletores de cálculo (não majorados) e envolvente de esforços N-M (majorados) do suporte primário do túnel do cais



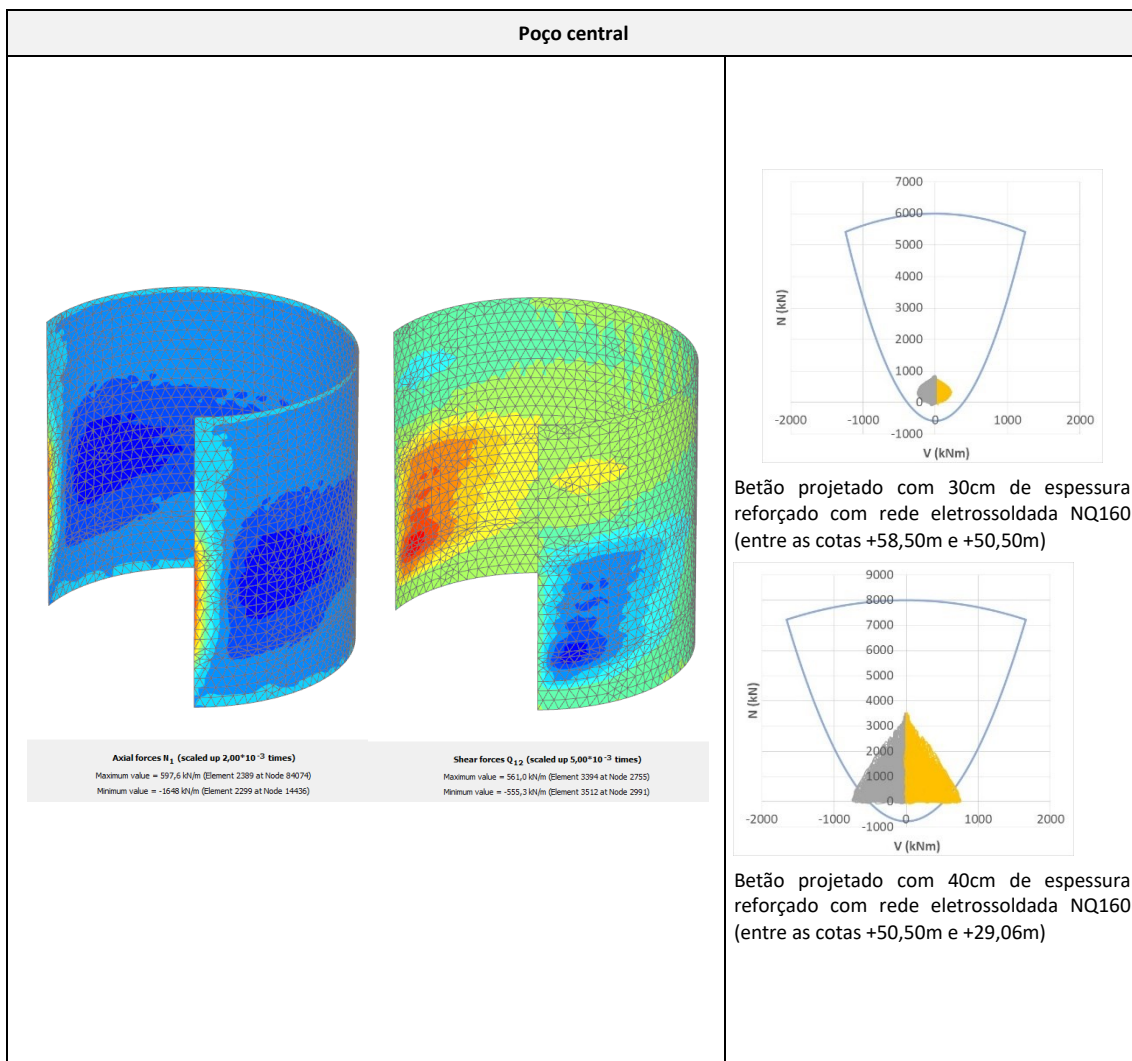
Quadro 11 – Esforços axiais e momentos fletores de cálculo (não majorados) e envolvente de esforços N-M (majorados) do suporte primário do túnel de acesso



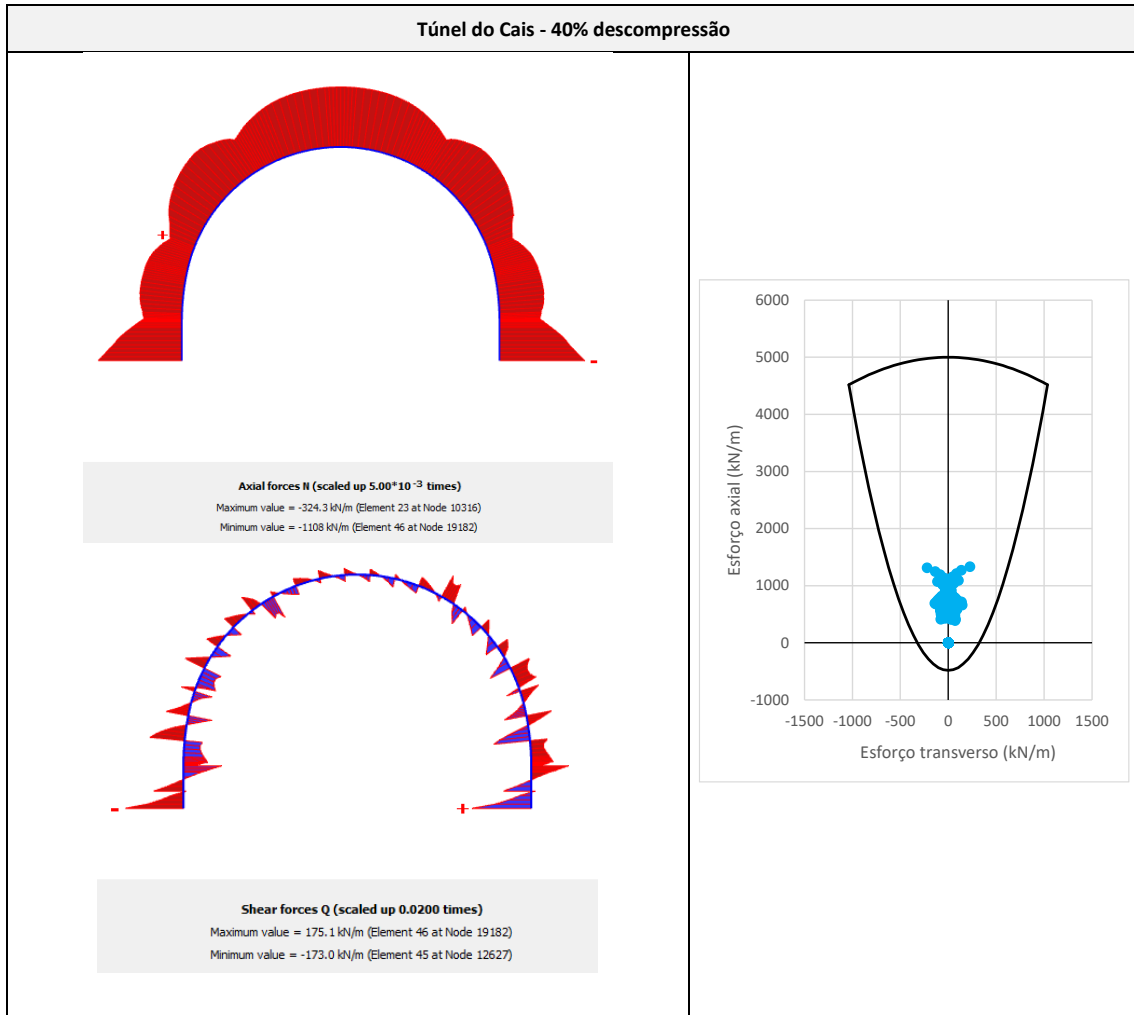
14.2 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do suporte primário

Em seguida apresentam-se as verificações ao ELU de resistência ao esforço transversal/corte do suporte primário quando este se encontra construído na sua totalidade. Os esforços apresentados nos diagramas de verificação são os mais condicionantes e foram majorados para a abordagem de cálculo 1 – combinação 1 do EC7.

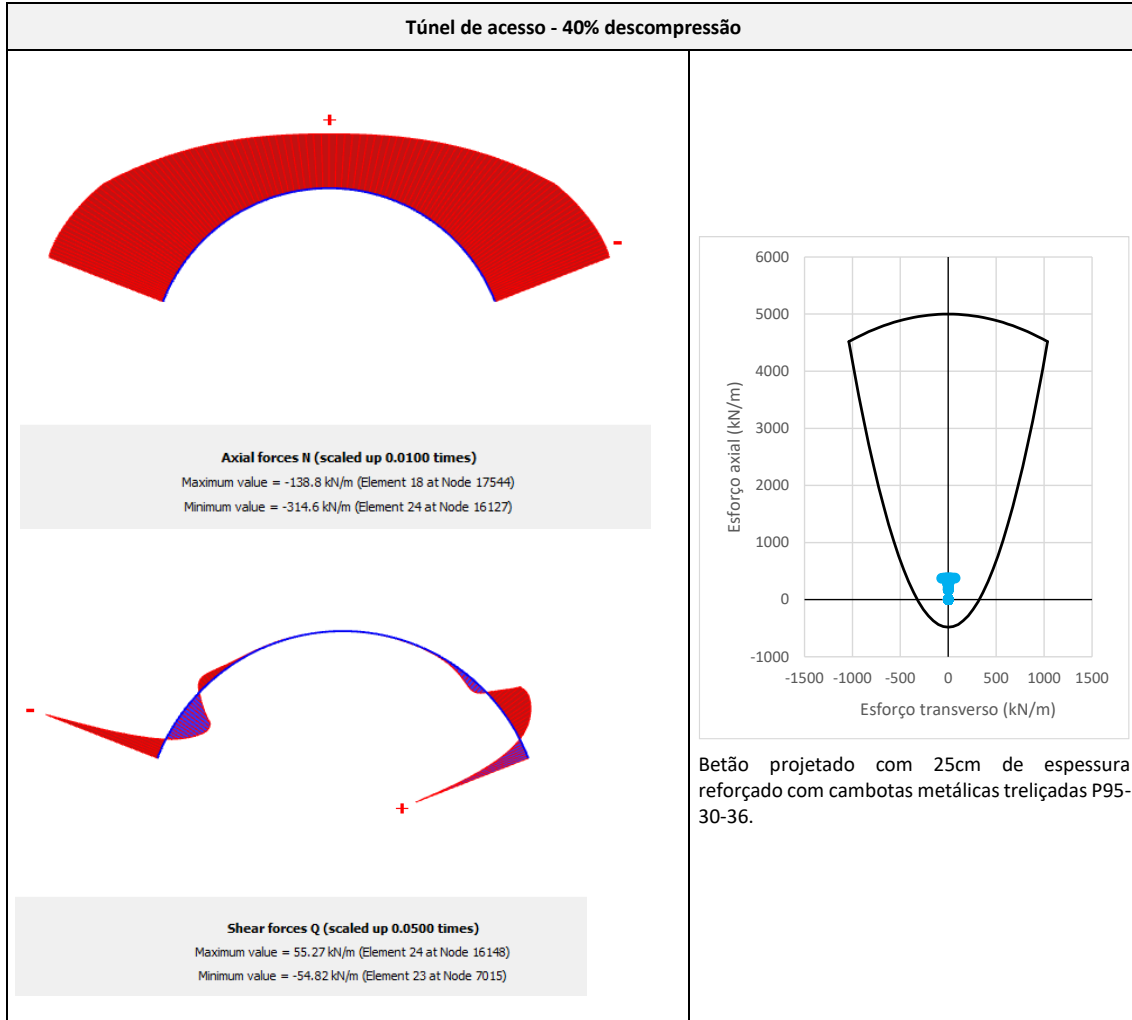
Quadro 12 – Esforço transversal de cálculo (não majorado) e envolvente de esforço transversal (majorada) do suporte primário do poço central



Quadro 13 – Esforço transverso de cálculo (não majorado) e envolvente de esforço transverso (majorada) do suporte primário do túnel do cais



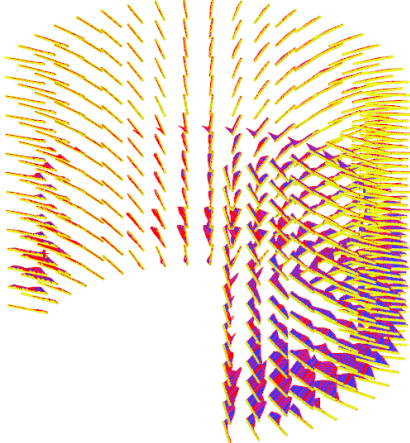
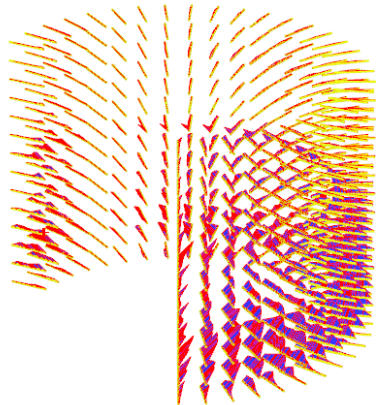
Quadro 14 – Esforço transverso de cálculo (não majorado) e envolvente de esforço transverso (majorada) do suporte primário do túnel de acesso



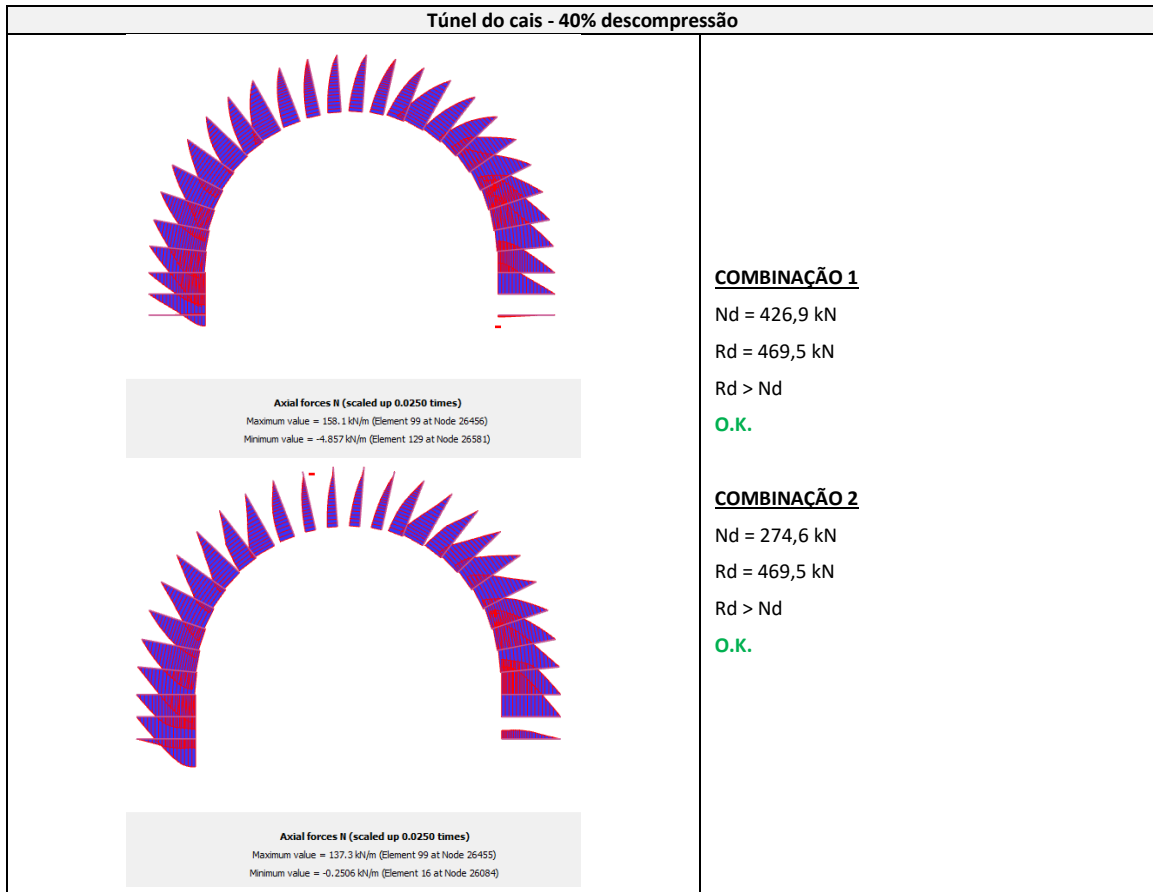
14.3 Estado limite último de resistência à tração das pregagens

Em seguida apresentam-se as verificações ao ELU à tração em pregagens para a fase em que a escavação se encontra realizada na sua totalidade.

Quadro 15 – Esforços axiais de cálculo (não majorados) e verificação de segurança à tração em pregagens no poço central

Poço central	
 <p>Axial forces II (scaled up 0,0200 times) Maximum value = 139,8 kN (Element 3800 at Node 271953) Minimum value = -8,612 kN (Element 3463 at Node 275763)</p>	<p>COMBINAÇÃO 1</p> <p>Nd = 188,7 kN Rd = 203,7 kN Rd > Nd O.K.</p>
 <p>Axial forces II (scaled up 0,0200 times) Maximum value = 126,4 kN (Element 3800 at Node 271953) Minimum value = -5,537 kN (Element 1815 at Node 275098)</p>	<p>COMBINAÇÃO 2</p> <p>Nd = 126,5 kN Rd = 159,2 kN Rd > Nd O.K.</p>

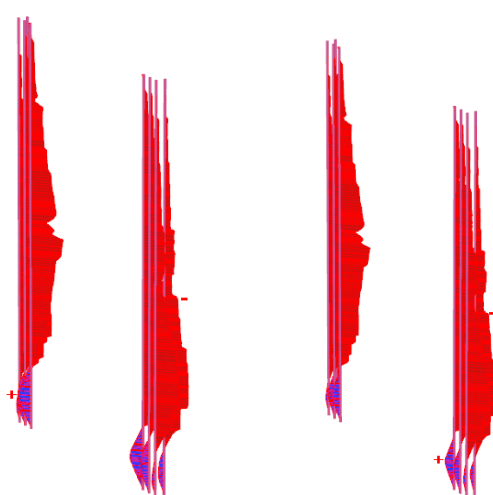
Quadro 16 – Esforços axiais de cálculo (não majorados) e verificação de segurança à tração em pregagens no túnel do cais



14.4 Estado limite último de resistência aos esforços axiais em microestacas

Em seguida apresentam-se as verificações ao ELU aos esforços axiais em microestacas para a fase em que a escavação se encontra realizada na sua totalidade.

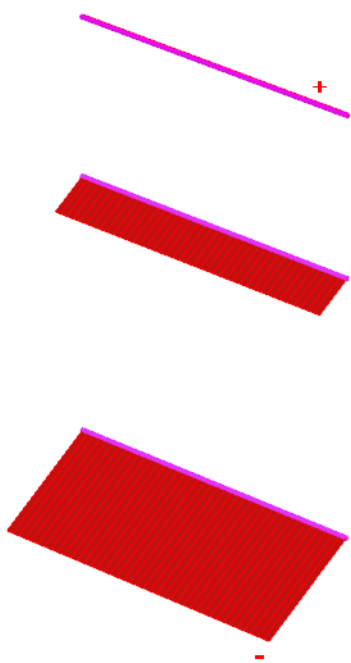
Quadro 17 – Esforços axiais de cálculo (não majorados) e verificação de segurança aos esforços axiais em microestacas no poço central

Poço central	
 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; font-size: 8px;"> <p>Axial forces N (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times) Maximum value = 604,2 kN (Element 2773 at Node 269488) Minimum value = -1511 kN (Element 2558 at Node 269030)</p> </div> <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; font-size: 8px;"> <p>Axial forces N (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times) Maximum value = 443,3 kN (Element 2618 at Node 269149) Minimum value = -1470 kN (Element 2558 at Node 269030)</p> </div> </div>	<p>COMBINAÇÃO 1</p> <p>Nd = 2040 kN Rd = 2513 kN Rd > Nd O.K.</p> <p>Verificação da encurvadura dos perfis metálicos das microestacas com comprimento de encurvadura de 2m em correspondência com a altura dos avanços da escavação do poço central:</p> <p>Nd = 2040 kN Perfil tubular metálico Ø139,7mm e=10mm L=2m Nd = 2040 kN Nb,Rd = 2075 kN Nb,Rd > Nd O.K.</p> <p>COMBINAÇÃO 2</p> <p>Nd = 1470 kN Rd = 1933 kN Rd > Nd O.K.</p>

14.5 Estado limite último de resistência à encurvadura dos escoramentos em betão armado

Em seguida apresentam-se as verificações ao ELU de resistência à encurvadura dos escoramentos em betão armado para a fase em que a escavação se encontra realizada na sua totalidade.

Quadro 18 – Esforços axiais de cálculo (não majorados) e verificação de segurança à encurvadura dos escoramentos em betão armado do poço central

Vigas de escoramento do poço central	
	<p>COMBINAÇÃO 1</p> <p>VE (+58,50m): Nd = 618kN L=20m $\lambda = 35$ $\lambda_{lim} = 61$ $\lambda_{lim} > \lambda$ O.K.</p> <p>VE (+53,16m): Nd = 3860kN L=20m $\lambda = 17$ $\lambda_{lim} = 27$ $\lambda_{lim} > \lambda$ O.K.</p> <p>VE (+41,66m): Nd = 29479kN L=20m $\lambda = 17$ $\lambda_{lim} = 16$ $\lambda_{lim} < \lambda$ SOMAR M2=1043kNm a M1 O.K.</p>
<p>Axial forces N (scaled up $0,500 \cdot 10^{-3}$ times) Maximum value = 228,8 kN (Element 4 at Node 13484) Minimum value = $-10,92 \cdot 10^3$ kN (Element 141 at Node 711)</p> <p>VE (+58,50m) – Nmáx=228.8kN VE (+53,16m) – Nmáx=3860kN VE (+41,66m) – Nmáx=10918kN</p>	
<p>Nota:</p> <p>Dado que as vigas de escoramento se situam ao longo da fronteira de simetria do modelo, a análise MEF foi efetuada reduzindo a largura das vigas para metade, mantendo a sua altura de projeto. No entanto, por clareza, a verificação de segurança foi efetuada para a secção transversal integral, donde, os esforços de compressão mostrados acima foram multiplicados por dois.</p>	

15 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

A descrição do Plano de Instrumentação e Observação está apresentado no documento com a referência LVSSA MAS AP INS EST IS MD 084001 0.

16 INTERFERÊNCIAS

16.1 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 intercetados 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.

16.2 Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias

16.2.1 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.

16.2.2 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 9).

Tabela 9 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA	TIPO DE FUNDAÇÃO
307	Edifício	Travessa do Possolo, 17	Betão Armado	Superficial
309	Edifício	Travessa do Possolo, 19 - 19 A	Betão Armado	Superficial
311	Edifício	Travessa do Possolo, 21-21 A	Betão Armado	Superficial
313	Edifício	Travessa do Possolo, 25	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
313	Edifício	Travessa do Possolo, 25	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
314	Edifício	Travessa do Possolo, 27	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
314	Edifício	Travessa do Possolo, 27	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
322	Edifício	Avenida Infante Santo, 55	Betão Armado	Superficial
323	Edifício	Avenida Infante Santo, 57	Betão Armado	Desconhecido
324	Edifício	Avenida Infante Santo, 59	Betão Armado	Superficial
325	Edifício	Avenida Infante Santo, 61	Betão Armado	Superficial
326	Edifício	Avenida Infante Santo, 63	Betão Armado	Superficial
353	Edifício	Calçada das Necessidades, 60	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
353	Edifício	Calçada das Necessidades, 60	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
354	Edifício	Calçada das Necessidades, 62	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
355	Edifício	Calçada das Necessidades, 64	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
356	Edifício	Calçada das Necessidades, 66	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
357	Edifício	Calçada das Necessidades, 68	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
358	Edifício	Calçada das Necessidades, 70-72	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
359	Edifício	Calçada das Necessidades, 74	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
360	Edifício	Calçada das Necessidades, 76	Misto (betão armado/ alvenaria)	Superficial
1001	Edifício	Calçada das Necessidades, 74, traseiras	Desconhecido	Superficial
309a	Escada	Travessa do Possolo, 19 - escada	Betão Armado	Desconhecido

16.3 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 e numa primeira aproximação, 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.

17 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infraestruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se incluída no encontram-se definidas no Volume 17. – Interferências ao Longo da Linha.

18 REDE DE TERRAS

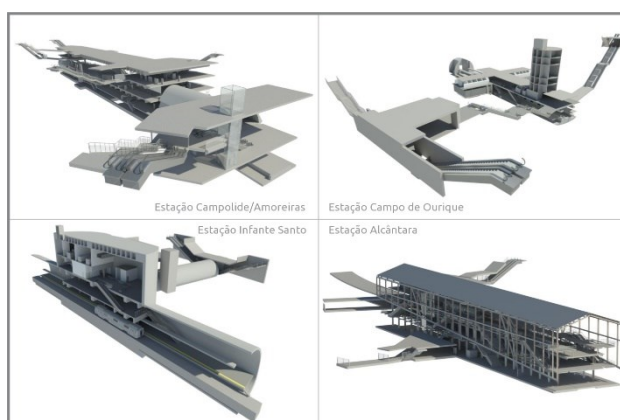
A descrição da rede de terras está apresentada no documento com a referência LVSSA MSA PE STR EST IS MD 084001 0.

METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V – ESTAÇÕES

VOLUME 3 – ESTAÇÃO INFANTE SANTO

CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO

NOTA DE CÁLCULO

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR EST IS NC 084000 0
-----------------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Francisco Bernardo Sofia Casanova		2024-10-03
Revisto	Sandra Ferreira/ Gonçalo Mateus		2024-10-03
Verificado	Rui Rodrigues		2024-10-03
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-03
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-03

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-10-03

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO	5
2	SISTEMAS DE UNIDADES	6
3	REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA.....	7
4	DADOS DE ENTRADA	9
4.1	Documentos do programa preliminar	9
4.2	Estudo Prévio apresentado em fase de concurso.....	9
4.3	Levantamento topográfico complementar.....	9
4.4	Anteprojecto.....	9
5	CONDICIONAMENTOS AO PROJETO	10
5.1	Traçado	10
5.2	Geológicos e Geotécnicos	10
5.3	Desvios de circulação	10
5.4	Ocupação de superfície e de subsolo	10
5.5	Interferências.....	11
5.6	Implantação	11
5.7	Segurança.....	12
5.8	Arquitetura.....	12
5.9	Compatibilidade com outras especialidades	12
5.10	Ambiente.....	13
6	MODELO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO	14
7	MATERIAIS.....	16
7.1	Suporte Primário.....	16
7.2	Estruturas definitivas	17
7.3	Sistemas de impermeabilização.....	18
8	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	21
8.1	Tempo de vida útil	21
8.2	Classificação da obra de acordo com a sua importância	21
8.3	Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998.....	21

8.4	Classe de inspeção	23
8.5	Classe de fiabilidade.....	24
8.6	Categoria Geotécnica.....	24
8.7	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas.....	25
8.7.1	Estações subterrâneas.....	25
8.7.2	Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas	25
9	SITUAÇÕES DE PROJETO.....	26
9.1	Persistentes.....	26
9.2	Transitórias	26
9.3	Acidentais.....	26
9.4	Sísmica	26
10	PROJETO DO SUPORTE PRIMÁRIO	27
10.1	Metodologia de cálculo.....	27
10.1.1	Análise em meio contínuo.....	27
10.1.2	Análise em meio descontínuo	28
10.2	Ações.....	28
10.3	Combinações de Ações	29
10.4	Verificação da Segurança.....	32
11	PROJETO DE RECALÇAMENTO DE FUNDAÇÕES	34
12	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	36
12.1	Junta de contração.....	36
12.2	Estanqueidade	36
13	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO.....	37
13.1	Enquadramento	37
13.2	Grandezas a medir	38
13.3	Escavações NATM da Estação de Infante Santo	38
13.4	Estruturas de contenção e estabilização de taludes da Estação de Infante Santo.....	39
13.5	Edificações	39
13.6	Frequência de leituras	39
13.7	Critérios de alerta, referência e alarme.....	40
13.8	Plano de contingência.....	41
14	AVALIAÇÃO DE DANOS.....	42

14.1 Metodologia de avaliação de danos em edifícios.....	43
15 REDE DE TERRAS.....	46

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento pretende sumarizar os Critérios Gerais de Projeto aplicáveis ao **Projeto de Execução** da **Estação Infante Santo**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre São Sebastião e Alcântara.

A elaboração do presente documento antecede o desenvolvimento das respetivas Notas de Cálculo, sendo submetido à aprovação do Dono de Obra previamente ao desenvolvimento das mesmas.

2 SISTEMAS DE UNIDADES

O sistema de unidades utilizado na elaboração do Projeto é o Sistema Internacional de Unidades (SI). As principais unidades utilizadas são as seguintes:

- Comprimento: metro (m).
- Força: quilonewton (kN).
- Momento: quilonewton metro (kN.m).
- Tensão no terreno: quilonewton por metro quadrado (kN/m^2) ou kilopascals (kPa).
- Tensão nos elementos estruturais: newton por milímetro quadrado (N/mm^2) ou megapascals (MPa).
- Peso específico: quilonewton por metro cúbico (kN/m^3).

3 REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA

O Projeto será desenvolvido de acordo com a regulamentação nacional em vigor, ou europeia em caso de omissão, destacando-se as seguintes normas:

- 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 – 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 no terreno;
- 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 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.

4 DADOS DE ENTRADA

Os documentos considerados como elementos de entrada associados à obra foram os seguintes:

4.1 Documentos do programa preliminar

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 3 – Estações, 3 – Estação Infante Santo:
 - Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR EST EIS MD 084000 0”;
 - Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR EST EIS DW 084001 A” a “LVSSA ML PP STR EST EIS DW 084115 0”);
- Respostas aos Esclarecimentos do procedimento “Resposta Esclarecimentos_Proc. 125_2022”

4.2 Estudo Prévio apresentado em fase de concurso

- Memória Descritiva e Justificativa da Estação: Tomo IV – Volume 3 – Estações “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084000 0” e “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084001 0”;
- Notas de cálculo: Tomo IV – Volume 3 – Estações “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084002 0”, “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084003 0” e “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084004 0”;
- Peças desenhadas da estação: Tomo IV – Volume 3 – Estações “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084000 0” a “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084151 0”; “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084900 0” a “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084909 0”;
- Estudo Geológico – Geotécnico: Tomo II – Volume 2

4.3 Levantamento topográfico complementar

Onde considerado relevante, foram previstos trabalhos de levantamento topográfico a clássico, que serviram de elemento base para a elaboração do Projeto.

4.4 Anteprojeto

5 CONDICIONAMENTOS AO PROJETO

Os principais condicionamentos são os já identificados em fases anteriores do Projeto, entre os quais se referem os descritos nos próximos capítulos.

5.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamentos construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha definido no Projeto de Execução.

O traçado da via, bem como a proximidade junto a um eixo rodoviário crítico para a mobilidade urbana, onde qualquer interrupção ou o desvio ainda que temporário causariam transtornos muito significativos, foram aspetos chave que condicionaram a implantação da estação Infante Santo.

A profundidade a que está colocado o P.B.V. (Plano Base da Via) relativamente à superfície foi parte condicionante da solução estrutural bem como do faseamento construtivo.

5.2 Geológicos e Geotécnicos

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

5.3 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 são objeto de projeto autónomo, apresentado no Capítulo 09 deste Volume.

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

Tendo em conta a localização da estação Infante Santo e dos seus respetivos acessos, não se prevê a interrupção da circulação pedonal e rodoviária nas vias principais, nem a necessidade de ocupações temporárias de arruamentos para circulação do tráfego afeto à obra com exceção dos arruamentos locais acessíveis pela Av. Infante Santo (passagem pelo pórtico do edifício sito no número 59), destinados maioritariamente a estacionamento. Os arruamentos locais serão temporariamente suprimidos para a construção do poço central da estação e posteriormente repostos no âmbito da requalificação à superfície destes espaços exteriores.

5.4 Ocupação de superfície e de subsolo

A execução a céu aberto de parte dos acessos da estação e do arranque do poço vertical interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo (águas, esgotos, eletricidade, telecomunicações e gás). As infraestruturas são objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se a solução com o faseamento construtivo proposto, nomeadamente entre o Edifício Infante Santo n.º 59 e o túnel subterrâneo de acesso. Face à indisponibilidade de informação das condições de fundação das sapatas do edifício, não é possível prever com rigor a necessidade de uma intervenção especial sobre o edificado existente.

A solução proposta para intervenção de recalçamento deste edifício encontra-se apresentada no desenho LVSSA MSA PE STR EST IS DW 084008 0 do Projeto de Execução e foi desenvolvida nesta fase após resultados da campanha complementar de prospeção, que prevê a execução de poços no local para aferir a profundidade enterrada das ditas sapatas.

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

Está ainda prevista a ocupação temporária do logradouro municipal para a implantação do estaleiro, cuja entrada e saída de camiões se fará pelo passeio a norte dos edifícios, junto ao parque infantil e a entrada e saída de obra pela passagem inferior do edifício.

5.5 Interferências

As interferências resultantes da construção da Estação de Infante Santo, 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.

As principais interferências são objeto de estudo autónomo, apresentado nos desenhos de identificação de interferências e em memória específica.

Onde aplicável, serão apresentados os projetos de demolição e reforço de edifícios afetados pela execução da Estação de Infante Santo.

5.6 Implantação

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

Tendo em conta o recobrimento da estação, foi efetuado um levantamento cuidadoso das interferências identificadas de modo a mitigar os danos associados à execução da obra.

A implantação do corpo principal da estação será realizada por dois poços localizados em paralelo ao eixo da Av. Infante Santo.

Sobre a área da escavação a céu aberto será previsto estacionamento para cumprir o previsto no caderno de encargos deste procedimento.

A partir do poço central existe uma galeria de acesso que liga à Avenida Infante Santo, a mesma divide-se em dois acessos, um com escada fixa e outro com escadas mecânicas.

No conjunto do estacionamento existe uma escada de acesso, que conta com um elevador e uma escada fixa à cota +57,30 m.

5.7 Segurança

A atividade de prevenção de riscos profissionais apresenta 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 que devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção serão respeitados no desenvolvimento do presente Projeto, sendo nesta fase que se inicia a elaboração do respetivo Plano de Segurança e Saúde.

5.8 Arquitetura

O Projeto respeita todos os requisitos arquitetónicos definidos no Programa Preliminar e procurará atingir as soluções técnicas mais adequadas que cumpram os requisitos definidos no Projeto de Arquitetura.

5.9 Compatibilidade com outras especialidades

O Projeto está compatibilizado com o Programa Preliminar de Arquitetura e com as restantes especialidades.

- Tomo V – Via Férrea, Volume 1 – Traçado;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 2 – Sistema de via;
- Tomo V – Via Férrea, Volume 3 – Drenagem de via;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 1 – Energia;
- Tomo VI – Sistemas, Volume 2 – Telecomunicações;

-
- Tomo VI – Sistemas, Volume 3 – Mecânica;
 - Tomo VII – Flúidos, Volume 1 – Redes de águas;
 - Tomo VII – Flúidos, Volume 2 – Redes de drenagem;
 - Tomo VII – Flúidos, Volume 3 – Coluna seca.

O presente Projeto de Execução encontra-se compatibilizado com os requisitos técnicos do ML, como o caderno de encargos técnico e os demais requisitos definidos no procedimento.

5.10 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, complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

6 MODELO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO

No Projeto de Execução, a abordagem ao modelo geológico assentou na informação do Programa Preliminar patenteado a concurso. Na Figura 1 apresenta-se imagem do modelo geológico então adotado para a Estação de Infante Santo.

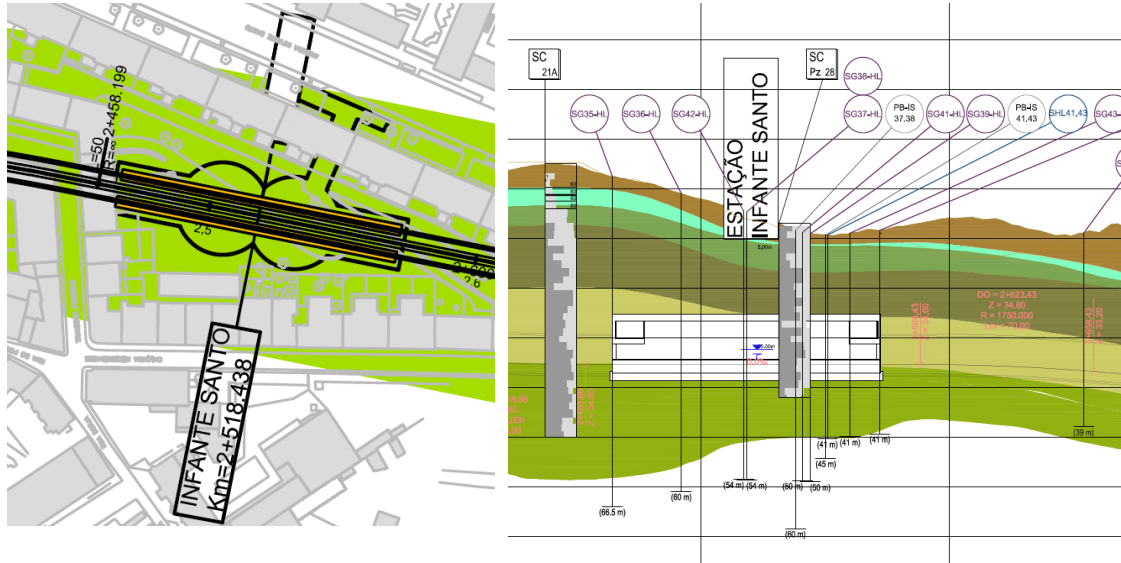


Figura 1 – Modelo geológico-geotécnico na zona da estação de Infante Santo

As unidades atravessadas, representadas em perfil, são as indicadas na Figura 2.

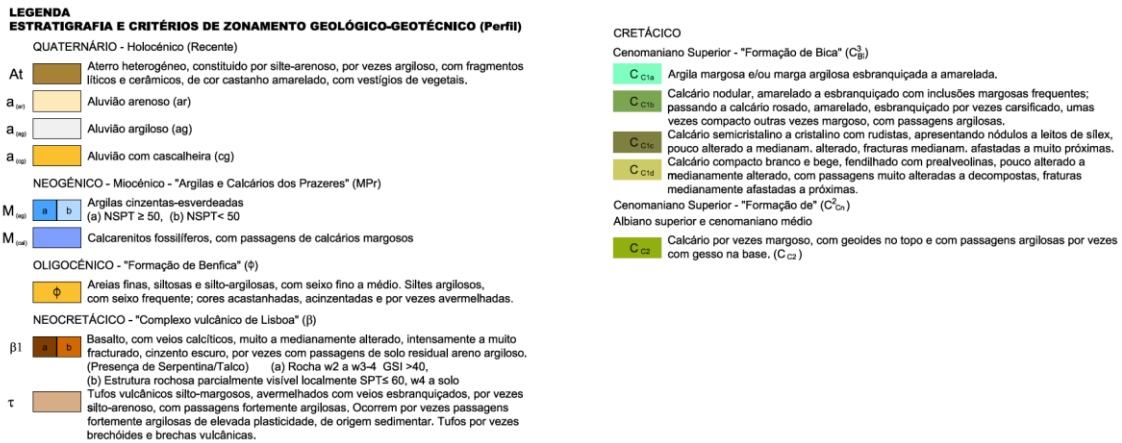


Figura 2 – Legenda das unidades representadas no Perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

Conforme se ilustra acima na Figura 2, a Estação Infante Santo está prevista ser construída a uma profundidade média de cerca de 35 m sendo o meio envolvente caracterizado por um maciço rochoso constituído predominantemente por Calcários da formação da Bica na zona da abóbada e hasteais e por calcários da formação de Caneças na zona da soleira da estação.

Mais especificamente, a zona dos hasteais e da abóbada, na sua metade norte, é dominada pela presença dos calcários CC1d (calcário compacto branco, fendilhado), senda metade norte da abóbada dominada pela presença da unidade CC1c (calcário semi-cristalino a cristalino com

rudistas). Ambas as unidades assinaladas integram a Formação dos Calcários da Bica, de idade cretácica. Na zona da soleira ocorrem ao longo de toda a extensão da Estação de Infante Santo, calcários da Formação de Caneças (calcários por vezes margosos).

Relativamente à presença de água subterrânea, consideram-se na envolvente da obra as seguintes posições para o nível de água:

- Do **pk 1+750 a pk 2+600**, nível de água em variação entre as cotas +70,00 m e +40,00 m;
- Do **pk 2+600 a 3+150**, nível de água em variação entre as cotas +40,00 m e +2,50 m;

Os níveis de água anteriores são indicados sem prejuízo da possível existência local de níveis de água suspensos.

Sendo a Estação de Infante Santo ao km 2+518.438, conclui-se que o nível de água a considerar no projeto da estação se localiza perto da cota +40 m.

7 MATERIAIS

7.1 Suporte Primário

As características dos materiais a adotar para o suporte primário do poço e das galerias executadas pelo método NATM da Estação de Infante Santo encontram-se resumidas nas tabelas seguintes:

Tabela 1 – Suporte Primário do poço e galerias e estruturas de contenção. Características dos materiais (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	\geq 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 355 JR
	CAMBOTAS TRELIÇADAS E PREGAGENS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
ANCORAGENS PROVISÓRIAS	AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA (CORDÕES)	Y1860
PRANCHAS DE MADEIRA	CLASSE DE QUALIDADE	E
	CLASSE DE SERVIÇO	3
	CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES	MÉDIA DURAÇÃO
	CLASSE DE RESISTÊNCIA PERPENDICULAR ÀS FIBRAS	C30
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 2 - Suporte Primário do poço e galerias e estruturas de contenção. Características dos materiais (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 %
	PUNÇAMENTO 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)]	

7.2 Estruturas definitivas

As características dos materiais adotados para as estruturas definitivas da estação encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 3 – 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
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S4
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	25	S4
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das galerias, paredes de contenção periférica, laje de fundo do poço principal, laje de cobertura e elementos expostos à intempérie)	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S3
	Enchimento	C20/25	X0	CL 1,00	25	S3

Notas:

As betonilhas de enchimento a realizar para o assentamento dos revestimentos dos pisos e para a formação de pendentes nas lajes internas deverão ter um peso específico máximo de 15 kN/m³.

Tabela 4 – 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 5 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
	Elemento	Recobrimento nominal
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e Vigas	45 mm
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje de fundo do poço principal	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Paredes de contenção definitiva	50 mm

(*) - 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.

7.3 Sistemas de impermeabilização

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se para as galerias da estação (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 do presente Projeto.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos, 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).

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis (lâminas de estanqueidade do tipo *watersop*) à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo das galerias nos alinhamentos superior (abóbada) e inferior (soleira).

A eventual necessidade de colocação de uma proteção mecânica, e suas características, deverá ser avaliada em conjunto com o aplicador e fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificação da tela de Impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e dos trabalhos a realizar em obra.

Na soleira do troço mineiro, deverá ser aplicada uma betonilha de proteção do sistema de impermeabilização com 50mm de espessura para permitir a circulação mantendo a integridade do sistema de impermeabilização.

O sistema de impermeabilização será confirmado em função das condições encontradas em obra e em conjunto com o fornecedor e aplicador da solução.

A Figura 3 esquematiza o sistema de impermeabilização geral proposto:

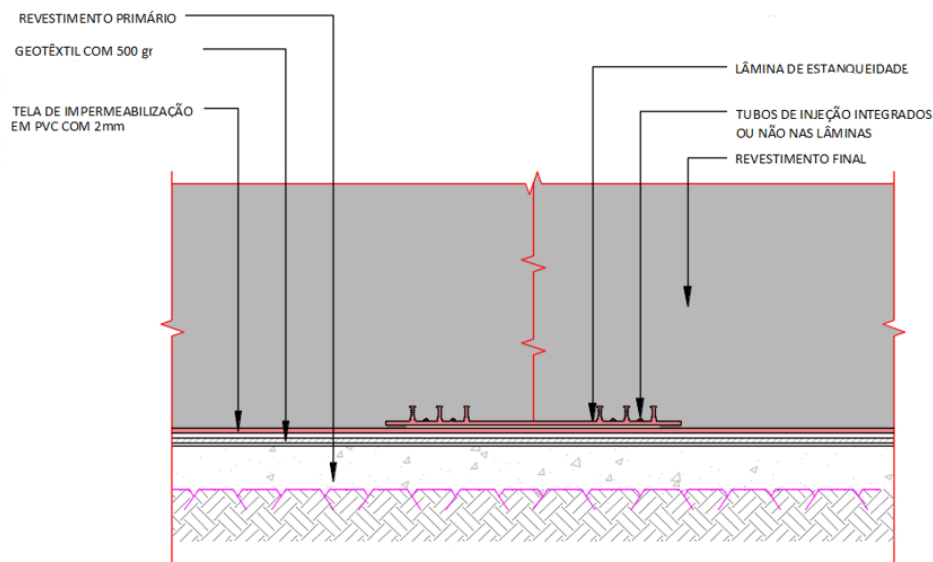


Figura 3 – Sistema de impermeabilização para elementos exteriores

Na Figura 4 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das galerias da estação, respetivamente para hasteais e abóbada (à esquerda) e soleira (à direita).

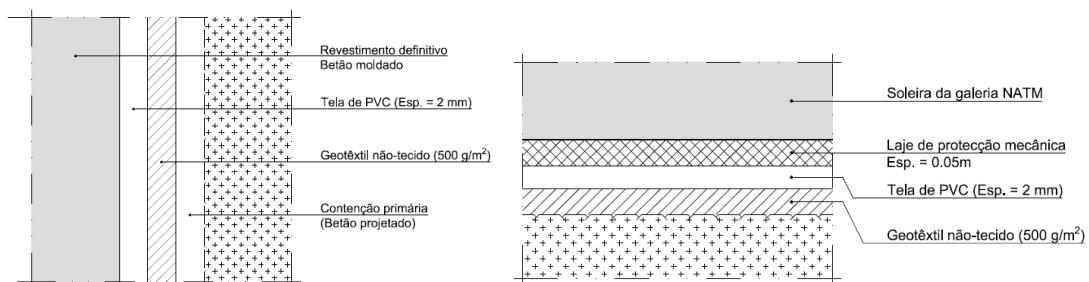


Figura 4 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das galerias subterrâneas da estação

Para a impermeabilização das estruturas executadas a céu aberto será adotado o sistema de impermeabilização abaixo apresentado.

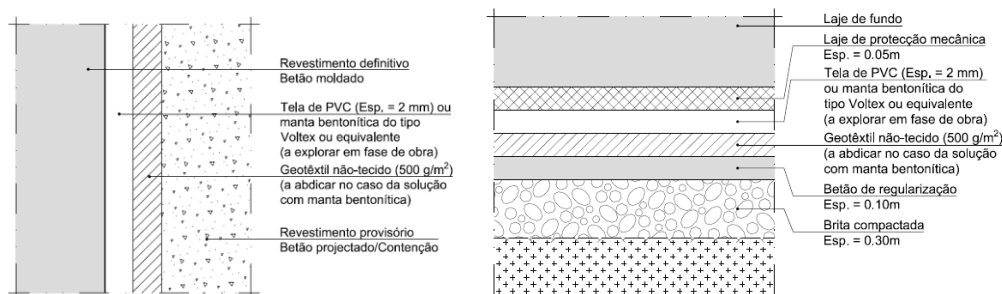


Figura 5 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar em fase de obra a possibilidade de utilização do sistema de impermeabilização a base de mantas bentoníticas. Neste cenário, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos pode ser uma solução.

Resumem-se na Tabela 6 as características do material a considerar no sistema de impermeabilização.

Tabela 6 – 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	

De acordo com o previsto no caderno de encargos do M.L., 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).

8 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

8.1 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.

8.2 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.

8.3 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.

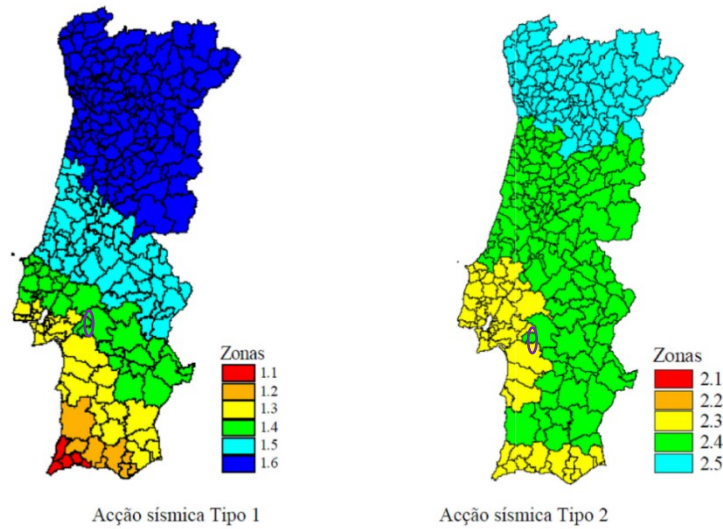


Figura 6 – Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010

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 7 – Aceleração máxima de referência de projeto a_{gR} (m/s^2) 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 $1,5 m/s^2$ (Zona Sísmica 1.3 e Ação Sísmica Tipo 1) e de $1,7 m/s^2$ (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 8 – Tipos de Terreno segundo o EC8

Classe de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT	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 na zona de intervenção, considera-se que em geral as formações rochosas do Complexo Carbonatado correspondem a terrenos do tipo A.

8.4 Classe de inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura da estação enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

8.5 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.

De acordo com a NP EN 1990, a classe de fiabilidade RC3 pode ser garantida através da combinação das medidas definidas nas alíneas c), d) e e) do ponto 2.2 (5), nomeadamente:

- c) medidas relacionadas com a gestão da qualidade;
- d) medidas destinadas a reduzir erros de projeto e de construção da estrutura, e erros humanos grosseiros;
- e) outras medidas relacionadas com as seguintes questões de projeto:
 - os requisitos gerais;
 - o grau de robustez (integridade estrutural);
 - a durabilidade, incluindo a escolha do tempo de vida útil de projeto;
 - a extensão e a qualidade das prospeções preliminares dos solos e as possíveis influências ambientais;
 - o rigor dos modelos mecânicos utilizados;
 - as disposições construtivas.

No presente projeto, encontram-se implementadas as medidas indicadas nas alíneas c) e d) acima, de acordo com o preconizado na alínea (b) do ponto B.1 e os procedimentos definidos nos pontos B.4 e B.5 do anexo B do EC0, nomeadamente:

- Nível de supervisão de projeto, DSL3, compatível com a classe de fiabilidade RC3, traduz-se num requisito de supervisão alargada, realizada por uma entidade distinta da que elaborou o Projeto;
- Nível de inspeção durante a execução, IL3, compatível com a classe de fiabilidade RC3, traduz-se num requisito de inspeção alargada, realizada por terceiros (Fiscalização da Empreitada de Construção).

Complementarmente, tendo em consideração a fixação do tempo de vida útil de projeto de 100 anos, o plano de prospeção geológico-geotécnica complementar previsto para a empreitada, a robustez das estruturas definitivas (nomeadamente a não integração e consideração de estruturas de contenção provisória nas estruturas definitivas) e outras disposições construtivas, tais como a adoção de sistemas de impermeabilização, conjugadas com as especificações técnicas que integram as Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos, garante-se também a classe de fiabilidade RC3 no que se refere ao cumprimento das medidas indicadas da alínea e) acima. Nas situações omissas, que forem posteriormente identificadas, poderão ser elaboradas especificações técnicas e ensaios de verificação complementares aos já previstos no CE.

8.6 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, a estação EIS faz 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) à Estação de Infante Santo.

8.7 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

8.7.1 Estações subterrâneas

A estação subterrânea apresenta desempenho correspondente à classe 2 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de revestimento garante que a superfície interior se mantenha essencialmente seca, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas. O contacto de mão seca com a mancha não deverá detetar água superficial. Igualmente um papel colocado sobre a mancha não deverá apresentar alteração cromática por via de absorção de água.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 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. A área máxima de cada compartimento será de 360 m². A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo da galeria num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais). No poço principal aplicam-se os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização, com as devidas adaptações.

8.7.2 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.

9 SITUAÇÕES DE PROJETO

9.1 Persistentes

No dimensionamento estrutural da estação, 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.

9.2 Transitórias

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

9.3 Acidentais

No dimensionamento da estrutura definitiva serão consideradas as situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis às estruturas, nomeadamente a ação do incêndio.

9.4 Sísmica

No dimensionamento das estruturas da estação, serão consideradas as situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita a ação dos sismos.

10 PROJETO DO SUPORTE PRIMÁRIO

10.1 Metodologia de cálculo

10.1.1 Análise em meio contínuo

A análise em meio contínuo terá como objetivo a estudo das tensões e deformações experimentadas pelo maciço ao longo das várias fases de execução da obra, em particular, para as secções condicionantes do dimensionamento estrutural. Nesta fase do estudo, será realizada uma análise tensão-deformação recorrendo a modelos numéricos bidimensionais, sendo utilizado o programa de cálculo automático Plaxis 2D. O fator de descompressão que simula em modelos bidimensionais o avanço da frente de escavação, será determinado através de um modelo tridimensional simplificado de referência para as galerias NATM da Estação de Infante Santo, que incluirá na sua modelação as suas dimensões aproximadas, o avanço de escavação proposto e o suporte primário simplificado (betão projetado e pregagens).

Posteriormente, durante o desenvolvimento do Projeto de Execução, nos casos em que a análise dos efeitos tridimensionais seja indispensável para a verificação da segurança das soluções propostas, serão realizados modelos numéricos tridimensionais, sendo utilizado o programa de cálculo automático Plaxis 3D.

Para a produção dos modelos numéricos bidimensionais recorrer-se-á ao desenvolvimento de uma malha de elementos finitos, triangulares de quinze nós, sendo esta malha refinada na zona próxima da escavação, de modo a obter resultados com a precisão necessária na proximidade da escavação. A modelação dos modelos numéricos bidimensionais será efetuada considerando estado plano de deformação, com campo gravítico de tensões. O comportamento mecânico do terreno será simulado por modelos constitutivos de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo adotado o comportamento drenado para todos os materiais e admitindo-se todos os materiais como isotrópicos.

Os modelos constitutivos / Critérios de rotura a adotar para as unidades geológicas interessadas pelas galerias NATM da Estação de Infante Santo são os modelos Mohr-Coulomb e Hoek-Brown. Na Tabela 9 apresenta-se a correspondência entre os modelos constitutivos referidos e as unidades interessadas. Por limitações associadas ao fenómeno de descompressão dos maciços, por vezes propõe-se dois cenários de avaliação, adotando-se aquele cujos resultados tenham lógica e que se julguem como os mais representativos.

Tabela 9 – Modelos constitutivos/Critérios de rotura a utilizar para a modelação numérica de elementos finitos de cada unidade geológica

Unidade geológica	Modelo constitutivo / Critério de rotura
ATERRO, At	Mohr-Coulomb
CALCÁRIO, Cc1a	Hardening Soil/ Mohr-Coulomb
CALCÁRIO, Cc1b	Hoek-Brown
CALCÁRIO, Cc1c	Hoek-Brown
CALCÁRIO, Cc1d	Hoek-Brown
CALCÁRIO DE CANEÇAS	Hoek-Brown

As fronteiras dos modelos para a análise em meio contínuo serão definidas de modo a abranger a totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura das escavações.

10.1.2 Análise em meio descontínuo

A análise em meio descontínuo terá como objetivo analisar a possibilidade formação de blocos instáveis. Esta análise será realizada através do método de equilíbrio limite, no qual é analisada a relação entre as forças estabilizantes e instabilizantes atuantes num determinado bloco. As características de cada bloco, nomeadamente a sua geometria e o seu peso, são função da relação entre as características geométricas dos túneis NATM da Estação de Infante Santo e as características das descontinuidades ocorrentes no maciço.

Tendo em contas as características do maciço atravessado pelos túneis NATM da Estação de Infante Santo, este tipo de análise será relevante para as escavações realizadas no maciço composto pelas unidades da Formação Caneças/Formação da Bica (Calcários) e complexo vulcânico de Lisboa (basaltos). Para este tipo de análise será necessário estimar as características das descontinuidades ocorrentes no maciço, nomeadamente a sua orientação, o seu espaçamento e a sua persistência. Será utilizado o programa Rocscience Unwedge para o cálculo do fator de segurança associada a cada secção crítica.

Durante a fase de Projeto de Execução são reavaliadas as condições geológico-geotécnicas, função dos resultados obtidos na campanha de prospeção complementar.

No âmbito das análises numéricas, no que respeita às verificações de segurança e à determinação dos esforços de cálculo atuantes nos elementos estruturais, serão aplicados os coeficientes parciais de segurança estabelecidos pelo EC7.

10.2 Ações

As ações consideradas no projeto geotécnico do suporte primário foram definidas com base na regulamentação em vigor e no Normativo do Metropolitano de Lisboa. Encontram-se resumidas na Tabela 10.

Tabela 10 – Revestimento primário. Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
CARGAS PERMANENTES	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
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 I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
Tensões do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
IMPULSOS DE ÁGUA	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos no Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m ² por cada metro de profundidade
Carregamento imposto por edifícios (quando aplicável)	12 kN/m ² (por piso, incluindo o peso próprio)

10.3 Combinações de Ações

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 na Tabela 11:

Tabela 11 – Revestimento primário. Coeficientes de redução de ações

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

Em Portugal, segundo o EC7, 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 12) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 13).

Tabela 12 – Suporte primário. 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 13 – Suporte primário. 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_{γ}	1,00	1,00

Tabela 14 – Suporte primário. 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.

10.4 Verificação da 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.

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

Tabela 15 – Revestimento primário. 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.

A verificação da segurança aos estados limites dos elementos de betão armado e elementos metálicos encontra-se resumida na Tabela 16 e será efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 16 – Verificações de segurança das várias estruturas

Tipo de verificação	
Suporte primário das galerias e poço NATM	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte composto das cambotas
	Estado limite último de resistência à tração da armadura das pregagens
	Estado limite último da capacidade de carga do maciço no pé da cambota
	Estado limite último de resistência em flexão composta das enfilagens
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte composto das enfilagens
Estruturas de contenção	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência em flexão composta dos perfis metálicos verticais e vigas de distribuição
	Estado limite último de resistência à interação esforço axial e esforço transversal/corte composto dos perfis metálicos verticais
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte composto dos perfis metálicos das vigas de distribuição
	Estado limite último da capacidade resistente em compressão da interface caldamacido dos perfis verticais
	Estado limite último de resistência à tração da armadura das ancoragens