
ANEXO A – ANÁLISES DE REFORÇO DE ESTACAS

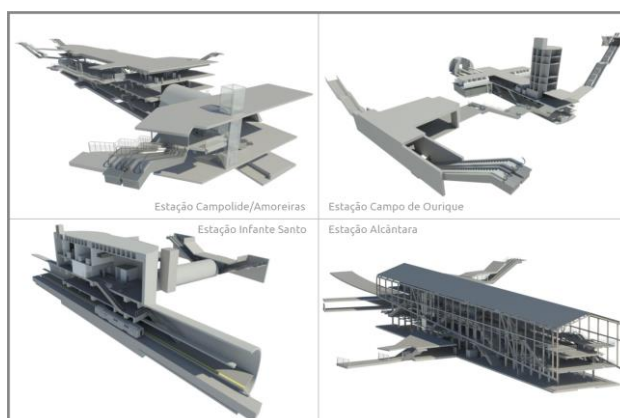
ANEXO B – CONTROLOS DE CAPACIDADE DOS ELEMENTOS DE AÇO

METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V

VOLUME 2 – ESTAÇÃO CAMPO DE OURIQUE – 02 ESTRUTURAS

CRITÉRIOS GERAIS DE PROJECTO

NOTA DE CÁLCULO

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR EST CO NC 083000 0
----------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Dados
Elaborado	Christos Biliris P. Kontothanasis		2024-09-27
Revisto	Afonso Marques		2024-09-27
Verificado	Sergio Notarianni		2024-09-27
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		

ÍNDICE

1	OBJECTIVO E ÂMBITO.....	7
2	UNIDADES.....	8
3	REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOTECA TÉCNICA.....	9
4	DADOS DE ENTRADA.....	10
4.1	Desenhos e Documentos.....	10
4.2	Levantamento Topográfico	10
5	DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO	11
5.1	Alinhamento	12
5.2	Desvios.....	12
5.3	Ocupação à Superfície e Subterrânea.....	13
5.4	Interferências.....	13
5.5	Implementação.....	13
5.6	Segurança	13
5.7	Arquitetura.....	14
5.8	Compatibilidade com outras Especialidades.....	14
5.9	Ambiente.....	14
6	CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS.....	15
7	MATERIAIS.....	19
7.1	Apoio Primário.....	19
7.2	Estruturas Finais.....	20
7.3	Sistema de Impermeabilização	21
8	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	22
8.1	Tempo de vida útil.....	22
8.2	Classificação da obra de acordo com a sua importância.....	23
8.3	Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998.....	23
8.4	Classe de Inspeção.....	25
8.5	Classe de Fiabilidade	25
8.6	Categoria geotécnica da obra associada às estruturas de contenção.....	26
8.7	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas.....	26
8.7.1	Estações Subterrâneas	26
8.7.2	Requisitos Legais de Proteção das Águas Subterrâneas.....	26

9 SITUAÇÕES DE PROJECTO.....	28
9.1 Persistente.....	28
9.2 Transitório.....	28
9.3 Combinações Acidentais.....	28
9.4 Sísmica.....	28
10 PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO.....	29
10.1 Metodologia de Cálculo.....	29
10.1.1 Escavação de túneis e classes de apoio.....	29
10.1.2 Metodologia de Projeto de Paredes de Suporte Incorporados.....	31
11 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS.....	34
11.1 Método de Cálculo.....	34
11.2 Ações.....	36
11.2.1 Ações Permanentes.....	36
11.2.1.1 Peso Próprio (PP).....	36
11.2.1.2 Tensão no Solo.....	36
11.2.1.3 Forças Hidrostáticas.....	37
11.2.1.4 Cargas Mortas Superimpostas (SIDL).....	37
11.2.1.4.1 Paredes e Divisórias Não Estruturais.....	38
11.2.1.5 Escadas Rolantes.....	38
11.2.2 Ações Variáveis.....	38
11.2.2.1 Cargas Vivas (LL).....	38
11.2.2.2 Carga do Comboio (TL).....	40
11.2.2.3 Variação Uniforme da Temperatura (DTu).....	40
11.3 Retração e Fluência.....	41
11.4 Plano de Carga.....	42
11.4.1 Laje da Plataforma.....	42
11.4.2 Laje do átrio.....	43
11.4.3 Lajes internas +75,82 +79,06 +85,54 +88,78.....	44
11.5 Ações Acidentais.....	45
11.5.1 Ação Sísmica.....	45
11.5.2 Incêndio.....	46
11.5.3 Descarrilamento.....	47
11.6 Combinações de Cargas.....	47
11.6.1 Estados Limite Últimos (ULS).....	47
11.6.2 Estado limite de operacionalidade (SLS).....	48

11.6.3	Factores de Carga.....	49
11.6.4	Fatores de Segurança dos Materiais.....	50
11.7	Verificação de segurança.....	50
11.7.1	Verificação de Segurança para o Estado Limite Último (ULS).....	50
11.7.2	Verificação de segurança para estados limite de operacionalidade.....	51
12	PLANO DE MONITORIZAÇÃO.....	52
12.1	Introdução	52
12.2	Parâmetros monitorizados.....	53
12.3	Escavações Mineiras.....	53
12.4	Edifícios.....	53
12.5	Frequência de Monitorização.....	54
12.6	Níveis de Aviso, Referência e Alarme	55
13	AValiação de Danos.....	56
14	REDE DE TERRAS.....	56
100.	ANEXOS.....	58
100.1	Anexo A – Relatório de Interpretação Geotécnica (RG).....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Unidades Geotécnicas reconhecidas no local do projeto.....	15
Tabela 2 Profundidades das unidades geotécnicas	16
Tabela 3 Valores característicos dos parâmetros geotécnicos	17
Tabela 4 Suporte inicial. Características do material	19
Tabela 5 Estruturas Finais. Características do material	20
Tabela 6. Estruturas de Aço. Características dos materiais.....	20
Tabela 7 Estruturas Definitivas. Revestimentos nominais de armadura	21
Tabela 8 Aceleração máxima de referência de projeto ag_R (m/s ²) nas várias zonas sísmicas	24
Tabela 9 Tipos de solo por EC8.....	24
Tabela 10 Tipos de solo por parâmetros de solo.....	25
Tabela 11 Factores parciais	30
Tabela 12. Cargas.....	39
Tabela 13 Quantificação da Ação Sísmica	46
Tabela 14 Ação de Descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006.....	47
Tabela 15 Coeficientes parciais das ações para os estados limite últimos	49
Tabela 16 Coeficientes de combinação Ψ	50
Tabela 17 Coeficientes parciais dos materiais para o estado limite último	50
Tabela 18 Frequência de Controlo	54

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização da Estação de Campo de Ourique.....	12
Figura 2 – Sistema de impermeabilização para o revestimento definitivo das galerias da estação	22
Figura 3 – Sistema de Impermeabilização para o revestimento final de estruturas executadas a céu aberto	22
Figura 4 Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010.....	23
Figura 5 Estimativa da Profundidade de Embebimento por Blum a) Rotação da Parede, b) Distribuição de Tensões Estimada, c) Cargas de Cálculo Equivalentes.....	32
Figura 6 Distribuição dos Empuxos de Terra (Recomendações sobre escavações da Sociedade Alemã de Geotecnia)	32
Figura 7. Modelo 3D exportado do Scia Engineer	35
Figura 8. Modelo 3D exportado do Scia Engineer	35
Figura 9 Distribuição da Carga no Solo para Túneis Minados (Beton – Kalender 2014)	37
Figura 10 Cargas Transmitidas por uma Formação MRM (extrato ANX_C4, ML 90).....	40
Figura 11 Cargas na laje da plataforma	42
Figura 12 Cargas vivas.....	43
Figura 13 SIDL na laje do átrio.....	43
Figura 14 Cargas vivas na laje do átrio	44
Figura 15 SIDL nas lajes interiores	44
Figura 16 Cargas vivas nas lajes interiores.....	44

1 OBJECTIVO E ÂMBITO

A Estação de Campo de Ourique faz parte do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara do Metropolitano de Lisboa. A estação é constituída por uma estrutura subterrânea com 117,4m de comprimento interior, 18,8m de largura interior máxima e 15,7m de altura interior máxima, com cerca de 15 metros de cobertura.

Este documento descreve os principais pressupostos de projeto e a metodologia a considerar durante o desenvolvimento do Projeto de Execução e, numa fase posterior, do Projeto de Execução das Estruturas Finais da Estação de Campo de Ourique.

2 UNIDADES

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

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

3 REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOTECATÉCNICA

O projeto será desenvolvido com base nos seguintes códigos de projeto:

- NP EN 1990 – Bases para o Projeto de Estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – 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 de Aço e Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- Código Modelo FIB para Estruturas de Betão 2010
- Normas de Projeto de Estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão igualmente 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.
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais. Microestacas.
- NP EN 1537 – Execução de obras geotécnicas especiais. Ancoragens de solo.
- EN ISO 22447-5 – Investigação e ensaios geotécnicos – Ensaio de estruturas geotécnicas – Parte 5: Ensaio de ancoragens betumadas.
- EN 1536 – Execução de Obras Geotécnicas Especiais. Estacas escavadas.
- EN 14490 – Execução de trabalhos geotécnicos especiais. Pregagem do solo.
- NP EN 197-1 – Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos comuns.
- NP EN 197-2 – Cimento. Parte 2: Avaliação e verificação da regularidade do desempenho.
- NP EN 13251 – Geotêxteis e produtos relacionados com geotêxteis – Características requeridas para uso em terraplenagens, fundações e estruturas de suporte.
- NP EN 13256 – Geotêxteis e produtos relacionados com geotêxteis – Características requeridas para uso na construção de túneis e estruturas 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 em 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 de injeção.
- NP EN 447 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço – Requisitos básicos.

4 DADOS DE ENTRADA

Os desenhos e documentos considerados como dados de entrada associados ao trabalho foram os seguintes

4.1 Desenhos e Documentos

O presente relatório baseia-se nos seguintes documentos e respetivos desenhos, fornecidos pelo Metropolitano de Lisboa:

1. Estação Campo De Ourique, Arquitetura, Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA ML PP ARQ EST ECO MD 063001 0, 2022-08-10,
2. Estação Campo De Ourique, Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA ML PP STR EST ECO MD 083000 A, 2022-11-16,

bem como aos documentos seguintes e aos desenhos que os acompanham, apresentados no âmbito do projeto de concurso:

3. VOLUME 3 - Estações - Campo De Ourique Memória Descritiva E Justificativa, Suporte. Primário E Faseamento Construtivo, LVSSA CBJ EP STR EST ECO MD 083000 0, 2023-06-23,
4. VOLUME 3 - Estações - Estação Campo De Ourique Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA CBJ EP STR EST ECO MD 083001 0, 2023-06-23,
5. VOLUME 3 - Estações - Estação Campo De Ourique Nota De Cálculo - Estruturas Externas, LVSSA CBJ EP STR EST ECO NC 083001 0, 2023-06-23,
6. VOLUME 3 - Estações Nota De Cálculo - Estruturas Internas Da Estação De Campo De Ourique, LVSSA CBJ EP STR EST ECO NC 083002 0, 2023-06-23,
7. Memória Descritiva e Justificativa do Método Construtivo e Faseamento da Obra, PROC. N.º 125/2022 DLO/ML.

4.2 Levantamento Topográfico

Sempre que se considere relevante, serão fornecidos trabalhos de levantamento topográfico e clássico, que servirão de base para a preparação do projeto.

5 DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO

A estação de Campo de Ourique situa-se no Jardim da Parada, entre a Rua 4 de Infantaria e a Rua Tomás da Anunciação.

Devido às restrições de espaço à superfície, esta estação será construída numa galeria totalmente subterrânea, devido à necessidade de interferência mínima com a superfície e os edifícios circundantes.

A estação é constituída por um poço de acesso com 14,0m de diâmetro interior final, o túnel principal (Túnel da Plataforma) com 117,4m de comprimento interior, 18,8m de largura interior máxima e 15,7m de altura interior máxima, e um túnel transversal com cerca de 57,0m de comprimento interior, 15,8m de largura interior máxima e 14,9m de altura interior máxima. Estão ainda previstos dois túneis de acesso com 7,0m de largura interior máxima e 6,1m de altura interior máxima.

O poço de acesso situa-se na esquina entre a Rua Almeida e Sousa e a Rua Tomás da Anunciação.

A Estação de Campo de Ourique encontra-se sob o Jardim Teófilo de Braga, sendo que a cobertura sobre o Túnel varia aproximadamente entre 15m e 18m.

A construção da estação subterrânea será efetuada pelo método NATM. O túnel da plataforma será escavado a partir do poço.

Os túneis de acesso serão executados a partir do Túnel Principal, no sentido ascendente, até ao nível do último lanço de escadas. A partir desta cota, os trabalhos serão executados à superfície pelo método "cut and cover" através de um poço aberto, provisoriamente retido por um muro de estacas.

Uma vez que o diâmetro do poço é inferior à largura do túnel, são inicialmente considerados alargamentos laterais do túnel, preenchidos com betão, para funcionarem como pilares e colunas de reforço do poço, que serão reavaliados durante a fase de projeto pormenorizado.

A figura seguinte mostra a localização da Estação de Campo de Ourique.

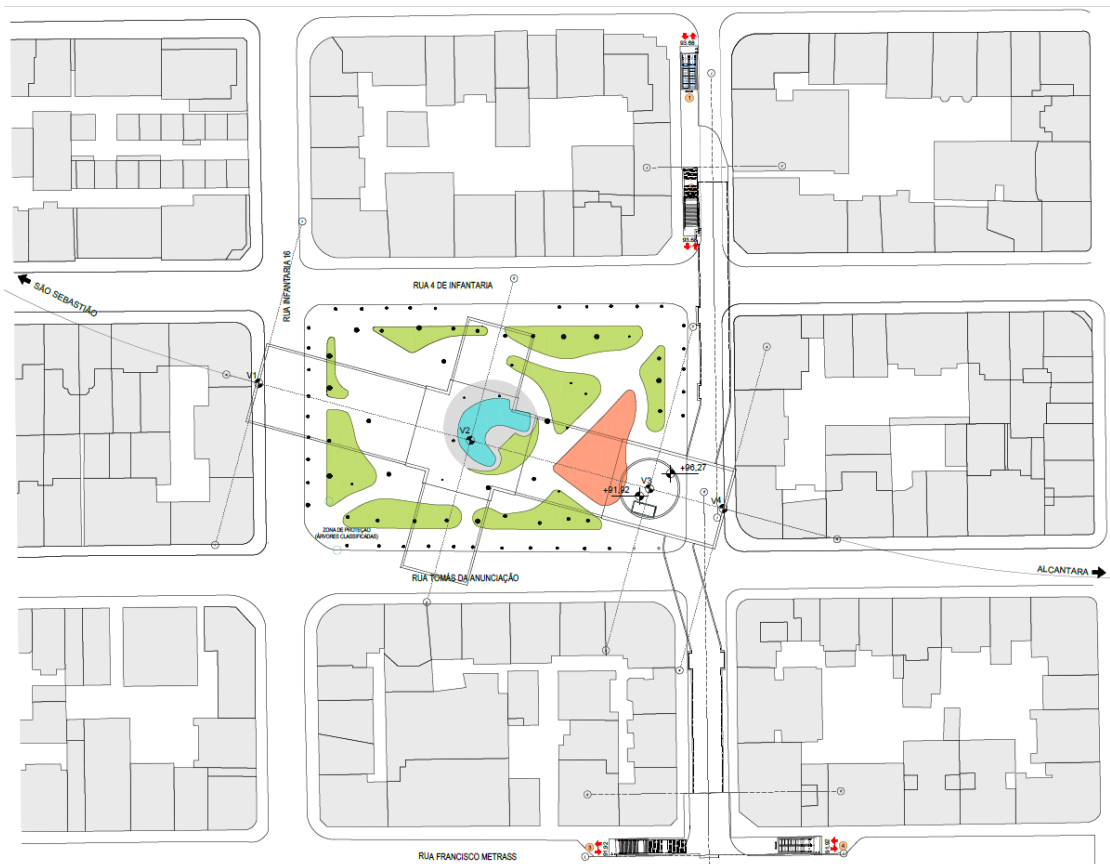


Figura 1 – Localização da Estação de Campo de Ourique

5.1 Alinhamento

A solução estrutural adotada e os processos e faseamentos de construção previstos são compatíveis com o projeto de traçado da linha definido no Programa Preliminar e no Estudo Prévio.

O traçado do percurso, bem como a sua proximidade a um eixo viário crítico para a mobilidade urbana, onde qualquer interrupção ou desvio, mesmo que temporário, provocaria transtornos muito significativos, foram aspetos fundamentais que condicionaram a implementação da estação de Campo de Ourique.

A profundidade a que o P.B.V. é colocado. (Plano de Base da Estrada) em relação à superfície foi uma parte condicionante da solução estrutural, bem como do faseamento da construção.

5.2 Desvios

Ao longo da duração dos trabalhos, as estações e áreas reservadas junto à área a executar a céu aberto, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas de ocupação temporária com os consequentes desvios de trânsito.

As estações são objeto de um projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 9 – Estações da Linha.

5.3 Ocupação à Superfície e Subterrânea

A execução a céu aberto de parte dos acessos à estação e o arranque do poço vertical interferem com as redes de infra-estruturas existentes no subsolo. As infra-estruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de forma a serem compatíveis com a fase de construção proposta.

Os serviços afectados são objeto de um projeto autónomo, apresentado no Capítulo 02 – Serviços afectados, do presente volume.

5.4 Interferências

As principais interferências serão objeto de um estudo autónomo, apresentado nos desenhos de identificação de interferências. As necessidades de demolições, reforço de edifícios e contenções, estão retratadas no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao longo da Linha e Volume 27 – Demolições ao longo da Linha.

5.5 Implementação

A execução da obra respeita integralmente os requisitos definidos no Programa Preliminar, que foram também desenvolvidos na fase de Estudo Prévio.

Tendo em conta a cobertura da estação, será efectuado um levantamento cuidadoso das interferências identificadas, de forma a mitigar os danos associados à execução dos trabalhos.

5.6 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 podem ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Adaptação ao progresso técnico;
6. Substituir o que é perigoso pelo que não é perigoso ou pelo que é menos perigoso.
7. prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção colectiva em detrimento da individual;
9. Dar instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios que devem orientar a atuação de todos os intervenientes ao longo do processo de construção serão respeitados no desenvolvimento deste Projeto, iniciando-se nesta fase a elaboração do respetivo Plano de Segurança e Saúde.

5.7 Arquitetura

O Projeto respeita todas as exigências arquitectónicas definidas no Programa Preliminar e procurará obter as soluções técnicas mais adequadas que respondam às exigências definidas no Programa Preliminar de Arquitetura.

5.8 Compatibilidade com outras Especialidades

O projeto é compatível com o Programa Preliminar de Arquitetura e com as outras especialidades.

- Volume V – Caminho de ferro, Volume 1 – Alinhamento;
- Volume V – Caminhos-de-ferro, Volume 2 – Sistema de vias;
- Tomo V – Caminhos-de-ferro, Tomo 3 – Drenagem da via;
- Volume VI – Sistemas, Tomo 1 – Energia;
- Volume VI – Sistemas, Volume 2 – Telecomunicações;
- Volume VI – Sistemas, Volume 3 – Mecânica;
- Volume VII – Fluidos, Volume 1 – Redes de água;
- Volume VII – Fluidos, Volume 2 – Redes de drenagem;
- Volume VII – Fluidos, Volume 3 – Coluna seca.

5.9 Ambiente

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

6 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Os resultados disponíveis da investigação geotécnica efetuada foram avaliados e posteriormente foi desenvolvido um modelo geotécnico preliminar adequado à elaboração dos estudos geotécnicos preliminares da estação de Campo de Ourique. De acordo com os dados geotécnicos obtidos com base na investigação geotécnica relativa (sondagens SC14-pz, SC15-pz, SC16, SC17-pz e SC18-pz), as formações no local do projeto são constituídas por argilas silto-arenosas rígidas a muito rígidas, sobrepostas a uma camada de argilas e margas siltosas, duras a muito duras. Nos estratos mais profundos, encontra-se a formação de basalto moderadamente a fortemente fraturado com abundantes veios de calcite. Na base do local do projeto encontra-se a formação de calcário cristalino, que apresenta um grande grau de diferenciação em termos do seu grau de meteorização e desintegração.

De um modo geral, a estratigrafia encontrada na área geral da estação proposta de Campo de Ourique é categorizada em unidades geotécnicas distintas, conforme apresentado na Tabela abaixo.

Tabela 1 Unidades Geotécnicas reconhecidas no local do projeto

Unidade Geotécnica	Descrição
Em	Camada betuminosa assente em aterro argiloso-siltoso, ligeiramente arenoso, com fragmentos de calcário, cinzento acastanhado.
M(ag)b	Argila silto-arenosa rígida a muito rígida ($15 < N_{SPT} < 30$), com concreções carbonatadas, cinzenta acastanhada e cinzenta-esverdeada.
M(ag)a	Argilas e margas duras a muito duras ($N_{SPT} > 30$), com fragmentos basálticos.
$\beta_{W5;W4/5}$	Basalto, com abundantes veios de calcite, fortemente fraturado, moderadamente a fortemente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=20-35$.
β	Basalto, com abundantes veios de calcite, moderadamente fraturado, ligeira a moderadamente alterado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=35-55$.
Cc1b	Calcário cristalino, fortemente desintegrado, moderadamente a fortemente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=10-20$.
Cc1d	Calcário cristalino, moderadamente desintegrado, moderadamente a fortemente meteorizado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=20-40$.
Cc1c	Calcário cristalino, ligeira a moderadamente desintegrado, moderadamente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=40-55$.

As profundidades a que as unidades geotécnicas estabelecidas acima mencionadas são encontradas em cada furo de sondagem na área geral do local do projeto são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 2 Profundidades das unidades geotécnicas

Furo de sondagem	Profundidade (m)							
	Em	M(ag)b	M(ag)a	$\beta_{W5;W4/5}$	β	Cc1b	Cc1d	Cc1c
SC14-pz	0.0 – 1.5	1.5 – 10.5		10.5 – 13.5		16.5 – 21.0 25.0 – 34.5	13.5 – 16.5	21.0 – 25.0 34.5 – 48.0
SC15-pz	0.0 – 2.0		2.0 – 13.6	13.6 – 24.0		29.5 – 37.5 45.4 – 48.0	24.0 – 29.5	37.5 – 45.4
SC16	0.0 – 3.0	3.0 – 8.5	8.5 – 19.5 25.5 – 28.5	19.5 – 25.5		31.5 – 45.0	28.5 – 31.5	45.0 – 47.26
SC17-pz	0.0 – 2.0	2.0 – 7.5	7.5 – 17.3 28.5 – 31.5	17.3 – 21.0	21.0 – 28.5		31.5 – 42.0 45.6 – 49.0	42.0 – 45.6 49.0 – 50.0
SC18-pz	0.0 – 2.9	2.9 – 5.0	5.0 – 6.5	6.5 – 15.0		21.0 – 22.5 29.0 – 33.2	15.0 – 21.0 22.5 – 29.0 33.2 – 45.0	

Constata-se que, com base nos dados disponíveis das cinco (5) sondagens executadas nas imediações da Estação de Campo de Ourique, a formação Cc1a (i.e., "Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada"), que foi reconhecida com base nos dados de toda a campanha de investigação geotécnica, não foi identificada em zonas claramente distinguíveis e com dados factuais suficientes.

Com base na avaliação preliminar e no tratamento estatístico dos dados disponíveis provenientes dos trabalhos de investigação geotécnica executados in situ e em laboratório, são propostas gamas preliminares dos parâmetros de projeto geotécnico para cada unidade geotécnica, tal como se apresenta na tabela seguinte. Observa-se que para as unidades geotécnicas de rocha são fornecidos dois conjuntos de parâmetros de projeto, um que corresponde a um fator de perturbação, D , de 0,30 e outro que corresponde a um fator de perturbação de 0,0. De acordo com Hoek e Brown (2019), enquanto uma escavação de túnel cuidadosamente projetada e executada é alcançada, o valor mais alto do fator de perturbação ($D = 0.30$) pode ser aplicado apenas a uma zona que se estende por 2–3 m em torno da escavação do túnel.

Na tabela seguinte são resumidos os valores característicos selecionados dos parâmetros de conceção geotécnica.

Tabela 3 Valores característicos dos parâmetros geotécnicos

Parâmetro	Gama de valores de projeto												
	Em	M(ag)b	M(ag)a	$\beta_{W5,W4/5}$		β		Cc1b		Cc1d		Cc1c	
				D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3
Peso unitário, γ (kN/m) ³	18	19	20	23		23		22		23		24	
Coesão efectiva, c' (kPa)	2	8	20	60	50	110	90	55	45	130	90	210	150
Ângulo de fricção efetivo, ϕ' (°)	28	28	30	47	44	52	47	38	32	46	42	50	48
Resistência ao cisalhamento não drenada, c_u (kPa)	-	70	300	-		-		-		-		-	
Resistência à compressão uniaxial, σ_{ci} (MPa)	-	-	-	7.5		7.5		15		25		25	
GSI	-	-	-	20-35		35-55		10-20		20-40		40-55	
Módulo de elasticidade, E (MPa)	8	15	45	-			-	-		-		-	
Módulo de elasticidade do maciço rochoso, E_{rm} (MPa)	-	-	-	200	150	600	350	270	220	1100	600	2500	1500
Rácio de Poisson, ν	0.35	0.35	0.30	0.25		0.25		0.20		0.20		0.20	
Coefficiente de pressão da terra em repouso, K_0	0.5	0.5	0.7	0.7		0.7		0.8		0.8		0.8	
Módulo do edômetro, E_s (MPa)	12	24	60	-		-		-		-		-	
*Nota: O valor mais elevado do fator de perturbação ($D = 0.30$) pode ser aplicado a uma zona que se estende por 2-3 m à volta da escavação do túnel, de acordo com Hoek e Brown (2019).													

As águas subterrâneas foram registadas a profundidades que variam entre 40,2m e 46,8m da superfície do solo, o que corresponde a uma profundidade superior a 5m abaixo do invert do túnel da plataforma.

Note-se que os valores, abaixo tabelados, dos parâmetros geotécnicos das várias unidades geotécnicas reconhecidas se baseiam, em geral, numa abordagem conservadora, pertinente para a presente fase de Estudo Prévio do projeto. Os valores dos parâmetros geotécnicos adotados serão reavaliados no âmbito da fase de Projeto de Execução, com base nos resultados do programa de investigação geotécnica adicional que será realizado nas imediações da Estação de Campo de Ourique.

7 MATERIAIS

7.1 Apoio Primário

As características dos materiais a adotar na conceção são apresentadas a título indicativo na tabela seguinte.

Tabela 4 Suporte inicial. Características do material

Material		Propriedades	
Betão	Betão projetado (húmido)	C30/37 XC 4(P) CL 0.4 D _{MAX} .10 S5	
	Enxuto / Enchimento	C12/15 XC 2(P) CL 0.4 D _{MAX} .22 S3	
Fibras metálicas		Resistência à tração	1500MPa
		Comprimento (extremidade do gancho)	< 35mm
		Esbelteza, L/D	65
		Dose mínima de fibra	25kg/m ³
		Classe de absorção de energia	E700
Aço		Chapas e conjuntos de aço	S355
		Vigas treliçadas	A 500NR
		Malha electro-soldada	UM 500ER
		Espelhos	S 355 JR
		Parafusos	CLASSE ISO 8.8
A soldadura de elementos de aço, a sua preparação e execução obedecerão aos requisitos da REAE, NP EN 1515 e NP EN 1993			
Parafusos de tubo expansivo		Carga mínima de elasticidade	P _y = 130kN
		Grau de aço	S 355 MC
Parafusos totalmente calcados		Carga mínima de elasticidade	P _y > 200kN
		Grau de aço	A 500NR
Parafusos de fibra de vidro		Resistência à tração	≥ 2000Mpa
		Carga de projeto	> 250kN
Argamassa		Resistência à compressão aos 28 dias	F _{CK} MIN. =25 MPa
Tubos de drenagem		Tubo de polietileno rígido, corrugado e com ranhuras	
Geotêxtil		Massa por unidade de superfície (EN 9864)	150g/m ²
		Espessura mínima (EN ISO 9863-1)	2mm
		Resistência à tração (EN ISO 10319)	4,5kN/m
		Alongamento à carga máxima (EN ISO 10319)	80%
		Puncionamento estático (EN ISO12236)	> 700N
		Resistência dinâmica à perfuração (EN 918)	≤ 28 mm

Material	Propriedades	
	Durabilidade	[Duração estimada de pelo menos 25 anos em solos com $4 < \text{PH} < 9$ e temperaturas $< 25^{\circ}\text{C}$ (tempo máximo de exposição de 1 semana após a instalação)]

7.2 Estruturas Finais

As propriedades características dos materiais adotados no projeto são apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 5 Estruturas Finais. Características do material

Materiais	Localização	Aula de força	Classe de exposição	teor máximo de cloretos	dmax (mm)	Classe de consistência
Betão	Regularização	C12/15	X0	CL 1.00	25	S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC1	CL 0,40	20 25	S4
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com casas de banho (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	20 25	S4
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das galerias, muros de contenção periféricos, laje de fundo do poço principal, laje de cobertura e elementos expostos às intempéries)	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S3
	Enchimento	C20/25	XC0	CL 1.00	25	S3

Notas:

As betonilhas de enchimento a executar para a colocação de revestimentos de pavimentos e para a formação de pendentos nas lajes interiores devem ter um peso específico máximo de 15 kN/m^3 .

Tabela 6. Estruturas de Aço. Características dos materiais

Materiais	Localização	Aula de força
Aço estrutural	Armadura comum	A500 NR SD
	Malha electrossoldada	A500 EL

	Estruturas metálicas (chapas, perfis, barras e anilhas)	S355 JR
	Parafusos / Parafusos	Classe 8.8/10.9
	Nozes	Classe 8/10

Tabela 7 Estruturas Definitivas. Revestimentos nominais de armadura

A classe de desempenho dos elementos de betão armado é EXC3, de acordo com a EN 1090-2.

Coberturas nominais (*) (**)		
As coberturas devem ser garantidas de acordo com os requisitos de resistência ao fogo e durabilidade dos materiais considerados Vida útil de projeto: 100 anos Estabilidade ao fogo: R120	Elemento	Tampa nominal em mm
	lajes e escadas elevadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e vigas	45 mm
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje do furo do fundo principal	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Muros de contenção definitivos	50 mm

(*) - Cobertura mínima + margem de cálculo para tolerâncias de execução = cobertura nominal.

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

7.3 Sistema de Impermeabilização

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

De acordo com o disposto no Caderno de Encargos, para a circunscrição de eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e trabalhos de reparação, será efectuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

A compartimentação transversal será efectuada através da solidarização de perfis flexíveis extrudidos (lâminas de estanquidade do tipo watersop) à geomembrana de impermeabilização 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 compartimentação transversal será efectuada aproximadamente de 8 em 8 metros, limitando assim a área máxima de cada compartimento a 250 m².

A eventual necessidade de colocar uma proteção mecânica, e as suas características, deve ser avaliada em conjunto com o aplicador e o fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificar a tela de impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e os trabalhos a realizar no local.

Na parte invertida dos túneis, deve ser aplicada uma betonilha de proteção do sistema de impermeabilização com 50 mm de espessura para permitir a circulação, mantendo a integridade do sistema de impermeabilização.

O sistema de impermeabilização será confirmado de acordo com as condições encontradas no local e em conjunto com o fornecedor e o aplicador da solução.

Pormenores do sistema de impermeabilização para o revestimento definitivo das galerias da estação Figura 2 são apresentados, respetivamente para poços e abóbadas (à esquerda) e invertidos (à direita).

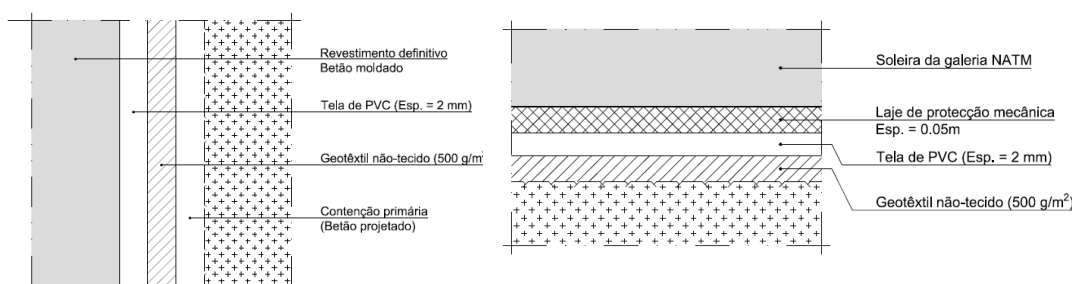


Figura 2 – Sistema de impermeabilização para o revestimento definitivo das galerias da estação

Para a impermeabilização de estruturas executadas a céu aberto, será adotado o sistema de impermeabilização apresentado a seguir.

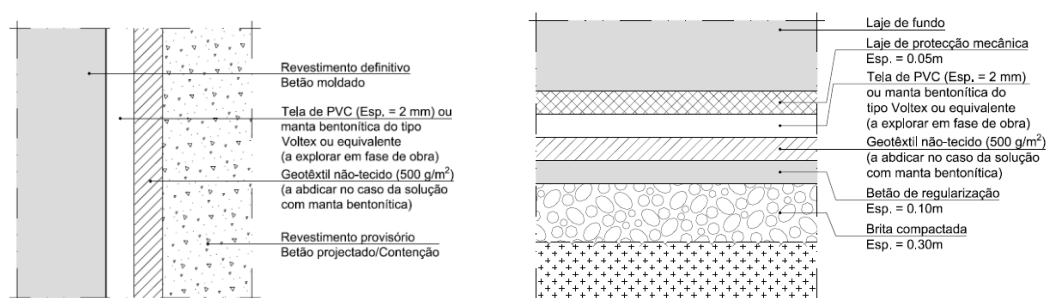


Figura 3 – Sistema de Impermeabilização para o revestimento final de estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar na fase de construção a possibilidade de utilizar o sistema de impermeabilização baseado em mantas de bentonite.

Neste cenário, a ser explorado na fase de construção, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com reforço de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas com polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos.

8 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

8.1 Tempo de vida útil

Tendo em conta o recomendado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada na categoria de vida útil de projeto 5, o que corresponde a uma vida útil de projeto indicativa de 100 anos.

8.2 Classificação da obra de acordo com a sua importância

A classificação do Projeto em função da sua importância é efetuada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentadas na tabela B.1 da EN 1990, as estações e poços de ventilação são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa "Consequências elevadas para a perda de vidas humanas, ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito grandes", pelo que são classificadas como sendo da classe de consequências CC3.

8.3 Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998

No que respeita à sismicidade, os sismos que afectam o território nacional têm duas fontes de geração distintas:

- Sismicidade interplaca – associada à fronteira das placas euro-asiática e africana, gerada na zona de fratura Açores-Gibraltar, com registo de sismos de elevada magnitude (1755 e 1969);
- Sismicidade intraplaca – associada a movimentos ao longo de estruturas ressonantes no interior da placa euroasiática, resultantes da acumulação de tensões e do desenvolvimento de deformações, dando origem a sismos de magnitudes moderadas (1909).

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

De acordo com o disposto na NP EN 1998-1: 2010 (EC8) e respetivo Anexo Nacional NA, devido à afetação simultânea do território com perturbações dinâmicas com origem interplaca e intraplaca, a área em análise localiza-se nas Zonas Sísmicas classificadas como 1.3 e 2.3, para a Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2, respetivamente.

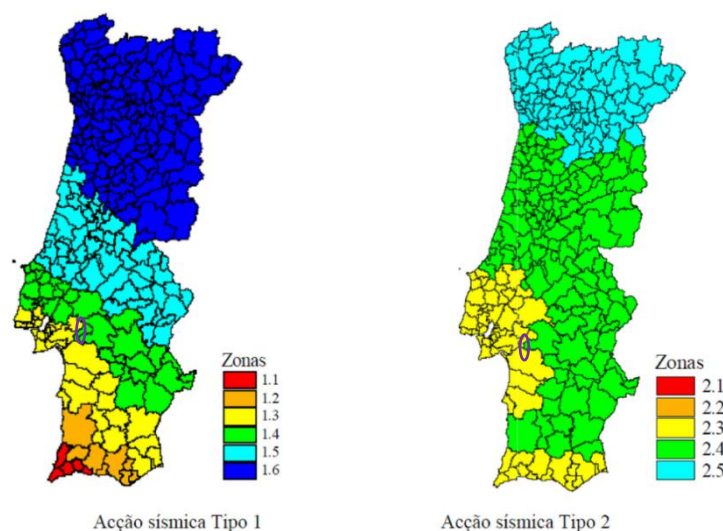


Figura 4 Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010

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.

Ação sísmica de tipo 1 (distância)		Ação sísmica de tipo 2 (próximo)	
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	---	---

Tabela 8 Aceleração máxima de referência de projeto a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas

De acordo com este zonamento sísmico, os valores máximos de aceleração de referência a considerar na obra, a_{gR} , correspondentes a um período de retorno de 475 anos, são $1,5 m/s^2$ (Zona Sísmica 1.3 e Ação Sísmica Tipo 1) e $1,7 m/s^2$ (Zona Sísmica 2.3 e Ação Sísmica Tipo 2). De modo a ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica, o EC8 considera os tipos de terreno indicados na tabela seguinte, para definir os espectros de resposta elástica a utilizar em cada zona sísmica.

Relativamente ao tipo de solo, a EC8 recomenda a seguinte classificação.

Tipo de solo	Descrição
A	Rocha ou outra formação geológica semelhante à rocha, incluindo, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rígida, com pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.
C	Depósitos profundos de areia densa ou medianamente densa, cascalho ou argila rígida com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros.
D	Depósitos de solo solto a médio sem coesão (com ou sem algumas camadas coesivas moles), ou de solo coesivo predominantemente mole a firme.
E	Perfil de solo constituído por uma camada de aluvião superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variável entre cerca de 5 m e 20 m, subjacente a material mais rígido com $v_s > 800 m/s$.
S_1	Depósitos constituídos, ou contendo uma camada com pelo menos 10 m de espessura, de argilas moles/síltos com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e elevado teor de água.
S_2	Depósitos de solos liquefactíveis, de argilas sensíveis ou de qualquer outro perfil de solo não incluído nos tipos A – E ou S_1 .

Tabela 9 Tipos de solo por EC8

Cada tipo de solo é assim definido de forma mais rigorosa e a sua classificação pode ser baseada na velocidade da onda de cisalhamento, $v_{s,30}$, e/ou na contagem de golpes do ensaio de penetração padrão, N_{SPT} , e/ou na resistência ao cisalhamento não drenada, c_u , conforme apresentado na tabela abaixo.

Tipo de solo	Parâmetros		
	$V_{s,30}$ (m/seg)	N_{SPT} (sopros/30cm)	c_u (kPa)
A	> 800	–	–
B	360 – 800	> 50	> 250
C	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	< 180	< 15	< 70

Tabela 10 Tipos de solo por parâmetros de solo

Com base no que precede, e tendo em conta que a espessura do material mais fraco é superior a 5 m, o solo é classificado como sendo do tipo B.

8.4 Classe de Inspeção

De acordo com o Tabela G.1 do Anexo G, da norma NP EN 13670 – 1, as estruturas de betão do projeto são classificadas como Classe de Inspeção 3.

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 o trabalho final é da classe de consequência CC3, de acordo com a cláusula B.3.2 do Anexo B, a classe de fiabilidade RC3 é atribuída ao projeto.

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 os erros de conceção e de construção da estrutura, bem como os erros humanos grosseiros;
- e) outras medidas relacionadas com as seguintes questões de conceção:
 - Requisitos gerais
 - O grau de robustez (integridade estrutural);
 - Durabilidade, incluindo a escolha do tempo de vida do projeto;
 - A extensão e a qualidade dos estudos preliminares do solo e as possíveis influências ambientais;
 - O rigor dos modelos mecânicos utilizados;
 - Disposições construtivas.

Adicionalmente, tendo em conta a fixação da vida útil do projeto em 100 anos, o plano complementar de prospeção geológico-geotécnico 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, como a adoção de sistemas de impermeabilização, conjugadas com as especificações técnicas que integram as Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos, a classe de fiabilidade RC3 é igualmente garantida no que respeita ao cumprimento das medidas indicadas na alínea e) supra.

8.6 Categoria geotécnica da obra associada às estruturas de contenção

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

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentadas na tabela B.1 da NP EN 1990, a Estação ECO é parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa "consequências elevadas em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais importantes" (CC3), considera-se também que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC2, para uma complexidade de projeto geotécnico média, é atribuída à Estação ECO a Categoria Geotécnica 3 (CG3).

8.7 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

8.7.1 Estações Subterrâneas

Os critérios de desempenho de fugas em estações subterrâneas correspondem à classe 2 das Specifications for Tunnelling (BTS, 2010), complementadas pelas recomendações da STUVA (Studiengesellschaft für TUNnel und VerkehrsAnlagen – Research Association for Tunnels and Traffic Facilities) (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de impermeabilização garante que a superfície interior permanece essencialmente seca, permitindo apenas manchas ocasionais de humidade e pequenos pontos de humidade isolados. O contacto manual seco com o remendo não deve detetar água à superfície. De igual modo, um papel colocado sobre o remendo não deve ficar descolorido devido à absorção de água.

Este requisito limita o fluxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m² em secções com um comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m² em secções com um comprimento de referência de 100m. Para a aplicação do primeiro limite, as secções de 10 m devem ser periódicas.

A fim de limitar os defeitos do sistema de impermeabilização e os trabalhos de reparação, será efetuada uma compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização. A área máxima de cada compartimento será de 360m². A compartimentação transversal será efetuada através da solidificação de perfis flexíveis extrudidos à membrana de impermeabilização ao longo do perímetro dos túneis. 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 betão no início dos varões). No poço principal, serão também aplicados os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização com as necessárias adaptações.

8.7.2 Requisitos Legais de Proteção das Águas Subterrâneas

Como regra geral, a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água subsuperficiais sejam mantidos e que as águas subterrâneas não sejam contaminadas; uma consequência direta do

cumprimento dos requisitos acima mencionados é que o rebaixamento permanente do lençol freático não é permitido sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de águas subterrâneas deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados, a fim de garantir a recuperação total do nível inicial das águas subterrâneas.

9 SITUAÇÕES DE PROJECTO

9.1 Persistente

No projeto estrutural da estação serão consideradas situações de projeto persistentes, correspondentes às condições normais de utilização, nomeadamente nos cenários de Estado Limite Último (ELU) e de Estado Limite de Serviço (ELS).

9.2 Transitório

No dimensionamento estrutural e geotécnico dos confinamentos provisórios, serão consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com a fase de construção da obra.

9.3 Combinações Acidentais

No projeto da estrutura definitiva, serão consideradas situações acidentais de projeto, correspondentes a condições excepcionais aplicáveis às estruturas, nomeadamente a ação do fogo.

9.4 Sísmica

No projeto das estruturas das estações serão consideradas situações de dimensionamento sísmico, correspondentes às condições aplicáveis à estrutura quando sujeita à ação de sismos.

10 PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO

10.1 Metodologia de Cálculo

10.1.1 Escavação de túneis e classes de apoio

A escavação e o apoio inicial durante a fase de Projeto de Execução devem ser verificados:

- por análises numéricas de elementos finitos bidimensionais para as várias geometrias de túneis e classes de apoio com o software PLAXIS 2D, ou similar, e
- por análises numéricas tridimensionais de elementos finitos para o poço de acesso com o software PLAXIS 3D, ou similar.

Nas referidas análises numéricas 2D das diversas geometrias e classes de apoio do túnel será utilizado o método de convergência – confinamento para a simulação do efeito 3D na face do túnel.

A partir das análises acima mencionadas, serão inicialmente estimadas as forças e as tensões internas dos vários elementos de apoio, bem como as convergências das secções e os deslocamentos na superfície do solo.

Durante a fase de Projeto de Execução, a adequação das medidas de apoio nas zonas das ligações/junções dos vários túneis será verificada através de análises numéricas tridimensionais mais elaboradas de elementos finitos. Os resultados das análises tridimensionais acima mencionadas serão também utilizados para a estimativa dos deslocamentos na superfície do solo. Durante a fase de projeto pormenorizado, será igualmente verificada a estabilidade da face do túnel. O Método de Anagnostou e Kovari (1996) será utilizado para a avaliação da estabilidade da face.

O projeto geotécnico e estrutural da obra deve ser realizado de acordo com as normas do Eurocódigo. As combinações de cargas no Estado Limite Último devem ser as indicadas no §6.4.3.2 da NP EN 1990.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Onde,

E_d é o valor de conceção do efeito das ações,

γ_G é o fator parcial para as ações permanentes, que também tem em conta as incertezas do modelo e as variações dimensionais,

$G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j ,

$\gamma_{Q,1}$ é o fator parcial para a ação da variável principal 1,

$Q_{k,1}$ é o valor característico da ação da variável principal 1,

$\gamma_{Q,i}$ é o fator parcial para a variável de acompanhamento da ação i ,

$\psi_{0,i}$ é o fator de combinação do valor de uma ação variável i

$Q_{k,i}$ é o valor característico da variável de acompanhamento da ação i .

As combinações das cargas no Estado Limite de utilização devem ser as indicadas no §6.5.3 da NP EN 1990.

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

Onde,

- E_d é o valor de conceção do efeito das ações,
- $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j ,
- $\psi_{2,i}$ é o fator para o valor quase permanente de uma ação variável i
- $Q_{k,i}$ é o valor característico da ação complementar variável

Na tabela seguinte, são resumidos os valores dos fatores ψ .

Tabela 1 – Valores dos Fatores das Ações Variáveis

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.70	0.50	0.30

De acordo com o respetivo anexo nacional, é adotada a abordagem de projeto 1 da norma EN 1997-1 com as seguintes combinações de conjuntos de coeficientes parciais de segurança:

Combinação DA 1-1: A1 "+" M1 "+" R1

Combinação DA 1-2: A2 "+" M2 "+" R1

De acordo com o respetivo anexo nacional para a abordagem de projeto 1, devem ser considerados os seguintes fatores de resistência parcial

		Combinação 1	Combinação 2
Ação	Permanente Desfavorável, γ_G	1.35	1.00
	Permanente Favorável, γ_G	1.00	1.00
	Variável Desfavorável, γ_Q	1.50	1.30
	Variável Favorável, γ_Q	0.00	0.00
Parâmetros do solo	Ângulo de atrito interno, $\tan\phi'$, $\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
	Coesão efectiva, c' , $\gamma_{c'}$	1.00	1.25
	Resistência ao corte não drenada, c_u , γ_{c_u}	1.00	1.40
	Densidade do peso, γ , γ_γ	1.00	1.00
Ancoragens pré-esforçadas	Temporário, $\gamma_{a,t}$ & Permanente $\gamma_{a,p}$	1.10	1.10
Estruturas de retenção	Resistência à terra $\gamma_{R,e}$	1.00	1.00

Tabela 11 Factores parciais

Para o estado limite último, devem ser considerados os seguintes fatores parciais para os materiais de construção:

- Betão, $\gamma_c = 1,50$ e
- Aço, $\gamma_s = 1,15$.

Para a aplicação da Combinação de Abordagem de Projeto DA 1-1, a ação/efeitos de ação são tidos em conta, enquanto os parâmetros do solo não são tidos em conta. A Combinação de Abordagem de Projeto DA 1-2 requer que os parâmetros do solo sejam considerados.

10.1.2 Metodologia de Projeto de Paredes de Suporte Incorporados

Para a conceção das obras de contenção temporárias, que consistem em uma parede de estacas temporário, que é suportado por escoras de aço, é adotada a seguinte metodologia:

- Inicialmente, é estimada a profundidade de cravação necessária das estacas para garantir a sua estabilidade global.
- Para a profundidade de cravação selecionada das estacas, a estabilidade global é verificada e o dimensionamento da parede de estacas é realizado, através de análises de elementos finitos apropriadas, onde as forças internas e os momentos das estacas são estimados. Uma vez estimados os esforços internos e os momentos das estacas, determina-se o reforço necessário para as estacas.
- Para as forças atuantes estimadas nos elementos de contraventamento das paredes, será realizado o dimensionamento dos elementos de contraventamento das paredes e das escoras de aço.
- A partir das análises de elementos finitos, os deslocamentos no sistema de retenção e no solo circundante serão inicialmente estimados.

A profundidade de ancoragem necessária para as estacas é determinada por um software de equilíbrio limite apropriado (por exemplo, o software WALLS-Retain da Fides-DV GmbH). Tendo em conta a natureza temporária da parede de estacas, as ações sísmicas não são consideradas nas análises.

Relativamente ao procedimento de análise, são de referir os seguintes aspetos:

- A estimativa da profundidade de ancoragem é efetuada de acordo com o método proposto por Blum. Neste método, a zona abaixo da base da escavação é idealizada por um diagrama triangular de empuxos de terra passivos e uma força equivalente, $C_{h,k}$, na base teórica da parede. A profundidade de ancoragem "teórica" é estimada a partir do equilíbrio, no ponto de fixação da parede, dos momentos de rotação gerados pelos empuxos de terra ativos e dos momentos estabilizadores gerados pelos empuxos de terra passivos. Assim, estima-se a profundidade de ancoragem para a qual os momentos resultantes se tornam nulos. A distribuição real dos empuxos de terra passivos abaixo da base teórica é tida em conta acrescentando uma margem à profundidade de ancoragem teórica calculada. Deste modo, a profundidade real da ponta fica abaixo do ponto "teórico" da ponta em 20% da secção com uma pressão de terra negativo.

Um método gráfico que ilustra os princípios de como estabelecer a profundidade de ancoragem é apresentado na figura abaixo (Figura 6.1 do "Sheet Piling Handbook Design", 2008).

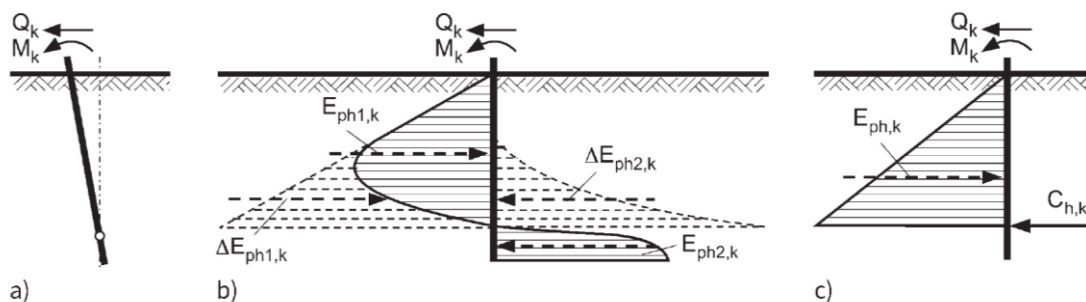


Figura 5 Estimativa da Profundidade de Embebimento por Blum a) Rotação da Parede, b) Distribuição de Tensões Estimada, c) Cargas de Cálculo Equivalentes

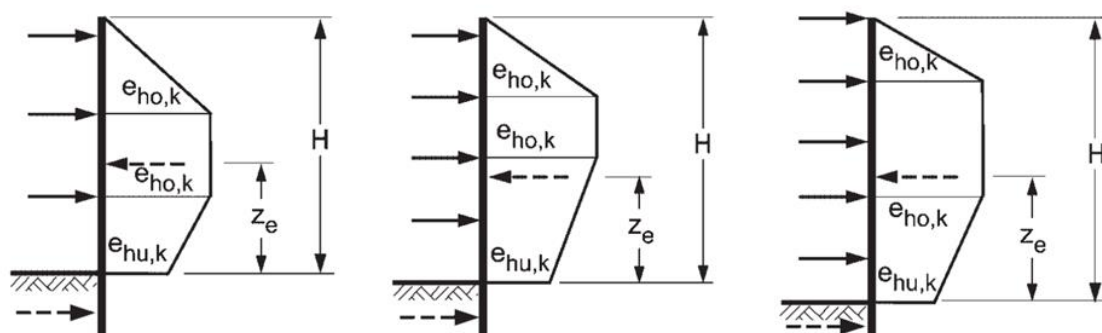
- Para o cálculo da profundidade de ancoragem, o topo da estrutura é simulado como livre (exceto se existir um elemento de contraventamento na coroa da estaca), enquanto a sua base é simulada como totalmente fixa.
- O nível inferior de escavação será considerado 0,50 m abaixo da escavação teórica máxima para ter em conta qualquer sobre-escavação de acordo com o §9.3.2.2 da EN 1997-1: 2004.
- De acordo com os resultados da investigação geotécnica, não é considerado na análise qualquer lençol freático.
- Uma vez que, para a estimativa da profundidade de ancoragem, há perda de equilíbrio e falha assumida, os empuxos de terra são estimados com o coeficiente de empuxos de terra activos, K_a , que é estimado como:

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{(1 + \sqrt{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \delta) : \cos \delta})^2}$$

em que, ϕ é o ângulo de atrito interno e

δ é o ângulo de atrito da parede. De acordo com §9.5.1 da EN 1997, para paredes de betão moldadas contra o solo, como estacas, $\delta = \phi$.

- A distribuição dos empuxos de terra por detrás de uma parede com escoramento múltiplo é considerada de acordo com a figura seguinte.



a) Triple-propped wall

b) Quadruple-propped wall

c) Quintuple-propped wall

Figura 6 Distribuição dos Empuxos de Terra (Recomendações sobre escavações da Sociedade Alemã de Geotecnia)

- Os empuxos de terra resistentes são estimados com o coeficiente de empuxos de terra passivos, K_p , que é estimado como:

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{(1 - \sqrt{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \delta) : \cos \delta})^2}$$

- É considerada a carga de quaisquer edifícios, 12kPa por piso, nas proximidades que possam afetar as obras subterrâneas. Conservadoramente, foi considerada uma carga de 60kPa, correspondente a 5 pisos, ao nível do solo. Não foi considerada no projeto qualquer carga para guias ou para armazenamento de material escavado na área próxima da viga de coroamento da estaca.

Para as profundidades da ancoragem das paredes de estacas finalmente seleccionadas, obtidas com base nas análises de equilíbrio limite acima referidas, serão estimados os esforços internos da parede de estacas. Para o efeito, serão desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos utilizando o software comercial PLAXIS 2D. Nas análises de elementos finitos efetuadas, serão consideradas as seguintes cargas aplicadas:

- Peso próprio
O peso próprio dos elementos estruturais incluídos no modelo.
- Carga do Edifício
A carga de quaisquer edifícios, nas proximidades, que possam afetar as obras subterrâneas. Conservadoramente, foi considerada uma carga de 60kPa, correspondente a 5 pisos, ao nível do solo.
- Pressão da Terra
Os empuxos de terra atuantes são estimados a partir das análises dos elementos finais.

Uma vez estimadas as forças internas máximas, a ancoragem necessária para as estacas e a capacidade dos elementos de contraventamento serão estimadas através de folhas de cálculo Excel internas ou de software apropriado (por exemplo, software SOFiSTiK).

11 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

11.1 Método de Cálculo

Para a análise estrutural, foi criado um modelo tridimensional (3D) de análise de elementos finitos no software SCIA Engineer (versão 20) com o objetivo de determinar esforços e deslocamentos para o dimensionamento das estruturas. O método não linear será utilizado em todo o modelo através de molas de compressão. A rigidez das molas de compressão é aplicada em todo o túnel.

Os elementos estruturais, tais como lajes e paredes, são analisados como elementos de placa. A espessura do elemento, o material de densidade do betão, o coeficiente térmico, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram definidos para o modelo. Os pilares são modelados como elementos de viga, aplicando as propriedades adequadas da secção transversal.

Os resultados obtidos com o modelo SCIA foram extraídos das envolturas ULS e SLS. Para reforçar as lajes, os momentos inferior e superior do ULS são tidos em conta. A partir dos resultados acima referidos, obtém-se a armadura mínima necessária $A_{s,min}$.

O módulo de reação (k) dos apoios elásticos é estimado a partir do módulo de deformabilidade (E) e do coeficiente de Poisson (ν) dos complexos geomecânicos interessados, pela seguinte expressão:

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

Em que R representa o raio do túnel definitivo.

Com base nos esforços obtidos, serão efectuadas as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação ao Estado Limite Último (ELU) e ao Estado Limite de Utilização (ELS).

Os modelos de cálculo adoptados são ilustrados nas figuras seguintes.

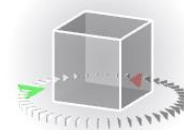
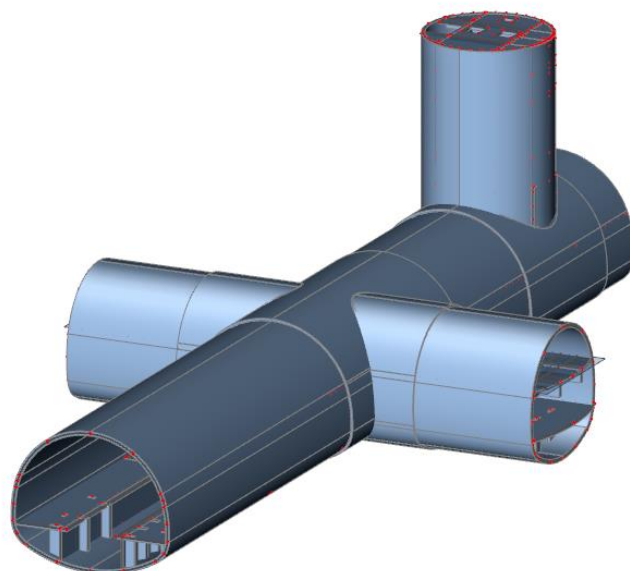


Figura 7. Modelo 3D exportado do Scia Engineer

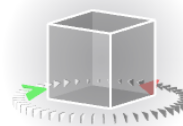
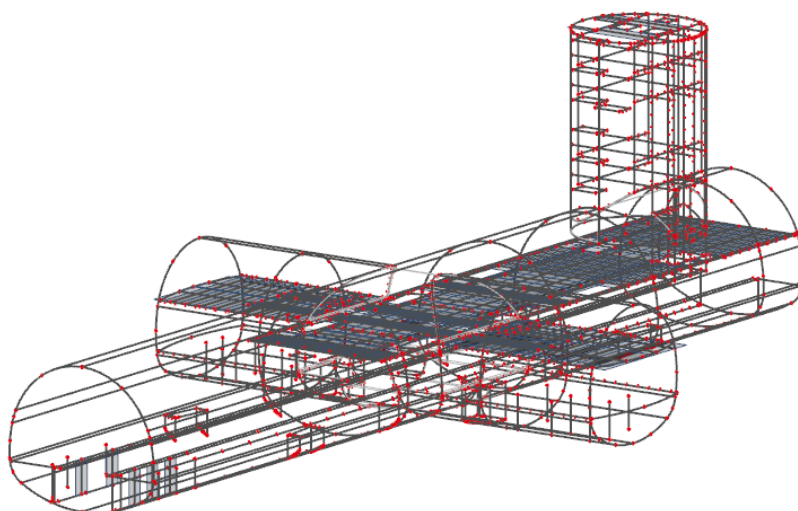


Figura 8. Modelo 3D exportado do Scia Engineer

11.2 Ações

Nos pontos seguintes descrevem-se as acções consideradas nas estruturas tendo por base não só a regulamentação em vigor, mas também as acções definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

11.2.1 Ações Permanentes

11.2.1.1 Peso Próprio (PP)

Para a consideração do peso próprio da estrutura (SW), foram adotados os seguintes pesos específicos:

Betão armado..... $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Aço estrutural..... $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

11.2.1.2 Tensão no Solo

Para a estimativa da tensão do solo no revestimento final, após a execução das fases de análise da escavação e do apoio inicial, o revestimento final foi também modelado. De modo a considerar o reduzido atrito entre o revestimento inicial e o revestimento final dos túneis, devido ao sistema de impermeabilização, foram considerados elementos de interface com valores aumentados de rigidez normal e tangencial mínima.

Uma vez modelado o revestimento final, as medidas de apoio iniciais (revestimento de betão projetado, tirantes, etc.) são desativadas e toda a carga do solo é transferida para o revestimento final. A carga axial desenvolvida do revestimento final está relacionada com a tensão radial atuante no solo de acordo com a seguinte relação (D. J. Curtis, Discussion of paper "The Circular Tunnel in Elastic Ground" Geotechnique 26, No. 1, 231-237, 1976):

$$p = \frac{N}{R}$$

Como abordagem segura, a carga a considerar deve ser o máximo da carga acima referida e da carga correspondente à espessura do solo igual ao raio do túnel, carga aproximadamente igual a 210kPa.

Deve ser considerada a seguinte distribuição da carga no solo, de acordo com Beton – Kalender 2014.

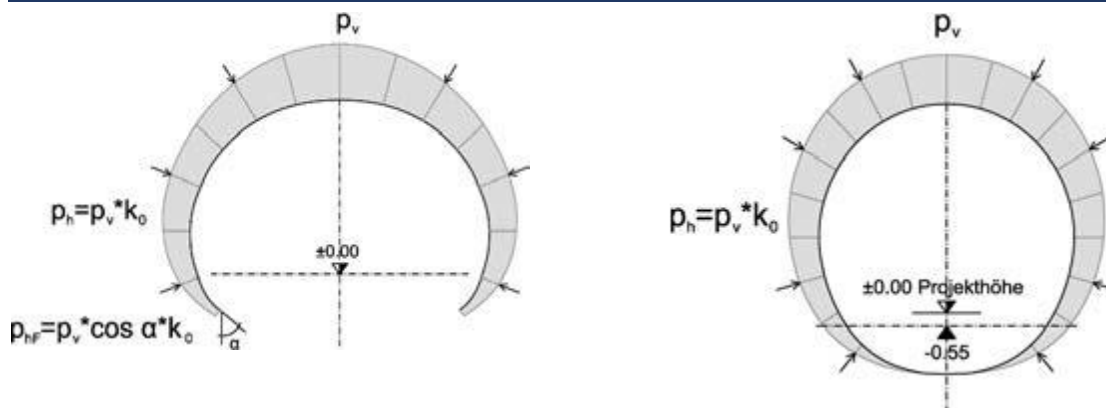


Figura 9 Distribuição da Carga no Solo para Túneis Minados (Beton – Kalender 2014)

11.2.1.3 Forças Hidrostáticas

Para a determinação das forças hidrostáticas, considera-se um peso específico da água de $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

O nível freático nesta estação está sempre abaixo do nível da fundação, no entanto, para efeitos de projeto, a água no topo do coroamento deve ser considerada como uma ação accidental.

11.2.1.4 Cargas Mortas Superimpostas (SIDL)

De acordo com o caderno de encargos, existem três zonas de utilização diferentes que correspondem a três tipos de acabamentos diferentes. Para a carga distribuída no pavimento, foram obtidos os seguintes valores:

▪ Zona 1 – Circulação Pública

- Pavimento formado por argamassa constituída por ligante técnico e agregados pétreos ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) sobre betonilha de nivelamento ($\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$);³
- Não está prevista a instalação de tectos falsos em zonas públicas.

Assim, e assumindo uma espessura total de 18 cm de revestimento como o pior caso, a carga distribuída resultante é de $2,8 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{RCPZone}_1 = 15 \text{ kN/m}^3 \times 0,17 + 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

▪ Zona 2 – Espaços de Apoio à Exploração

- Pavimento formado por argamassa constituída por ligante técnico e agregados pétreos ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) sobre betonilha de nivelamento ($\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$);³
- Pequenas instalações técnicas e/ou teto falso ($0,20 \text{ kN/m}^2$);

Assim, e assumindo uma espessura total de 18 cm de revestimento como o pior caso, a carga distribuída resultante é de $3,0 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{RCPZone}_2 = 15 \text{ kN/m}^3 \times 0,17 + 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 + 0,20 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

▪ Zona 3 – Instalações Técnicas

– Pavimento com pintura de 2 componentes (insignificante) sobre betonilha de nivelamento ($\gamma=15\text{kN/m}^3$);

– Tectos inacabados;

Assim, e assumindo uma espessura total de 20 cm de revestimento como o pior caso, a carga distribuída resultante é de $3,0\text{ kN/m}^2$.

$$\text{RCPZone}_3 = 15\text{kN/m}^3 \times 0,18 = 2,7\text{ kN/m}^2$$

Como conclusão, e dado o grau de incerteza inerente a esta fase de estudo prévio, para a carga distribuída no pavimento, assumiu-se o valor mais elevado de entre as zonas anteriores para todas as zonas, assumindo uma espessura máxima de revestimento de 18cm e teto falso:

$$\text{CPR}_{\text{dist}} = 3,0\text{ kN/m}^2$$

11.2.1.4.1 Paredes e Divisórias Não Estruturais

De acordo com os desenhos preliminares do programa, as paredes são de alvenaria simples com uma espessura total de 19cm (correspondendo a $2,1\text{ kN/m}^2$ por superfície de alvenaria). Assim, a carga considerada para as paredes foi:

$$\text{RCP}_{\text{par}} = 2,1\text{ kN/m}^2 \text{ (a multiplicado pela altura da parede e aplicado como carga de linha)}$$

Em casos específicos em que a espessura da alvenaria é superior a 19cm, foi considerado um valor ligeiramente superior de $2,6\text{ kN/m}^2$.

Para o estudo preliminar, dada a incerteza da posição final das paredes, estas foram preferencialmente consideradas como carga distribuída tendo em conta não só a sua altura mas também a sua densidade em planta.

11.2.1.5 Escadas Rolantes

Além disso, existem equipamentos como escadas rolantes e elevadores que foram considerados como carga permanente remanescente:

$$\text{RCP}_{\text{escrol}} = 80\text{kN/m em cais ou } 94\text{ kN/m em atrio} \text{ (aplicado como carga de linha nas zonas de apoio das escadas rolantes – assumindo um comprimento de apoio de 1,5 m)}.$$

11.2.2 Ações Variáveis

11.2.2.1 Cargas Vivas (LL)

As cargas vivas são definidas para cada uma das zonas de utilização.

▪ Zona 1 – Circulação Pública

De acordo com a NP EN 1991-1-1:2009, para utilizações da categoria C3 (locais de reunião definidos por zonas sem obstáculos à circulação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposições, etc. e em acessos a edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboios) o valor de sobrecarga adotado é de $5,0\text{kN/m}^2$.

SCZone₁ = 5,0 kN/m²

▪ Zona 2 – Espaços de Apoio à Exploração

As cargas vivas consideradas para estes espaços foram as descritas no ponto anterior relativas aos espaços de circulação e permanência de público e acessos, 5,0kN/m².

SCZona₂ = 5,0 kN/m²

▪ Zona 3 – INSTALAÇÕES TÉCNICAS

De acordo com as Normas de Projeto Estrutural do Metropolitano de Lisboa, as sobrecargas nas salas de equipamento devem ser definidas em função dos transformadores a colocar. No entanto, em caso de falta de elementos, as mesmas Normas referem que poderá ser considerada uma sobrecarga de 10,0kN/m². Assim, a área das instalações técnicas foi subdividida em área de instalações técnicas comuns e salas com equipamentos pesados (salas SET, PST, sala de ventilação), para as quais foram estimadas cargas mais elevadas.

Em áreas técnicas comuns:

SCzone3I = 10,0 kN/m²

Com base nos elementos fornecidos pela EFACEC, é conhecido o peso e a área de implantação de alguns equipamentos (tabelas eléctricas, transformadores, etc.) no SET, PST e Salas de Ventilação. Considera-se adicionalmente o peso de uma massa com a mesma espessura do revestimento. A tabela seguinte mostra o peso distribuído destes equipamentos assumindo uma degradação de carga de 45°.

Tabela 12. Cargas

			Características dos Equipamentos						
		Qtd	Peso Unitário	Largura	Prof.	Altura	Peso	Peso	Maciço
			[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN/m] ²	[kN/m2]
CONJUNTO	QMT 30 kV (5 Celas)	1	5500	5000	2768	3156	5500	3.5	1.5
	QMT 30 kV (6 Celas)	1	6000	6000	2768	3156	6000	3.2	1.5
	QMT 10kV	1	5000	4800	1566	2119	5000	5.5	1.5
	TF 2398 kVA	1	7800	2950	1500	2000	8500	15.2	1.5
	Retificadores	1	1000	2000	1050	2000	1000	3.4	1.5
	TF 5MVA	1	9100	1500	2550	2850	9100	18.6	1.5
	Q 750DC	1	6000	6100	1400	2300	6000	5.7	1.5
	TSA 160 kVA	1	1980	1700	830	1680	1980	9.4	1.5
PST	QMT 10 kV	1	5000	3700	1566	2119	5000	7.0	1.5
	TF 800 kVA	1	3615	1500	865	2050	3615	18.5	1.5
Sala de Ventilação		2	3000				6000		1
		4	2250				9000		
		4	500				2000		
		1	1000				1000		

Nas zonas onde o equipamento excede 10kN/m², foi utilizado o valor resultante acima de 20kN/m².

SCZone3II= 20,0 kN/m²

Na Sala de Ventilação, assumiu-se também 10kN/m², tal como na Cave de Cabos.

11.2.2.2 Carga do Comboio (TL)

Carga do Comboio (TL): Cargas do comboio transmitidas pelo material circulante, conforme definido no Anexo ANX_C4 – Cargas MC ML. O material circulante na linha do Metropolitano é constituído por unidades triplas compostas por 2 motores (M) e um reboque (R) com formação MRM. Os veículos podem ser constituídos por 2 unidades triplas, com formação MRM-MRM.

A figura seguinte mostra a carga vertical correspondente a uma unidade MRM tripla, correspondente a um material circulante ML 90, definida ANX_C4 – cargas MC ML

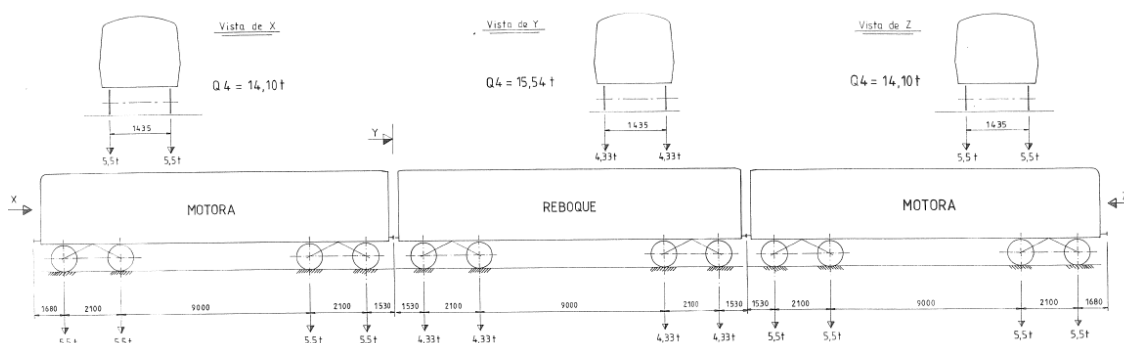


Figura 10 Cargas Transmitidas por uma Formação MRM (extrato ANX_C4, ML 90)

Na análise estrutural, é considerada a degradação das cargas do material circulante em profundidade ao longo do enchimento previsto no revestimento final.

11.2.2.3 Variação Uniforme da Temperatura (DTu)

As variações uniformes de temperatura a considerar, de acordo com o disposto na NP EN 1991-1-5, serão de extensão e contração, em relação à temperatura média anual do local. Considerando o zonamento térmico de verão e inverno definido no Anexo Nacional, as obras encontram-se na Zona B, onde: $T_{\min} = 0^{\circ}\text{C}$ e $T_{\max} = 40^{\circ}\text{C}$. No caso de uma estrutura enterrada, $T_1 = 25^{\circ}\text{C}$, $T_2 = 18^{\circ}\text{C}$, $T_7 = 15^{\circ}\text{C}$ e $T_9 = 8^{\circ}\text{C}$.

De acordo com o Anexo Nacional, se não houver informação sobre a temperatura inicial T inicial de um elemento estrutural, pode ser considerado o valor de 15°C .

Assim, o valor característico da amplitude máxima de contração da componente de variação uniforme, $\Delta T_{U,con}$ e o valor característico da amplitude máxima da componente de variação uniforme, $\Delta T_{U,exp}$ são considerados como:

$$\Delta T_{U,con} = \frac{T_2 + T_9}{2} - T_0 = -2^{\circ}\text{C} \quad \Delta T_{U,exp} = \frac{T_1 + T_7}{2} - T_0 = 5^{\circ}\text{C}$$

Para o cálculo das tensões, considera-se metade do módulo de elasticidade tabelado para o betão, uma vez que se trata de uma ação lenta. Considera-se um coeficiente de expansão térmica $\alpha = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

As estruturas enterradas não estão sujeitas a variações diárias de temperatura, pelo que a variação diferencial de temperatura não foi considerada.

11.3 Retração e Fluência

Apenas se analisa aqui a retração autogénea e a retração por secagem, estes dois efeitos estão relacionados com a perda de água durante o processo de cura (retração por água), e são os mais significativos para a formação de fissuras. Um método para a sua quantificação é apresentado na NP EN1992-1-1 e é o utilizado neste trabalho.

A retração autógena ocorre em todos os betões e está diretamente relacionada com a sua resistência. Para o betão de alta resistência, a relação água/cimento é baixa. À medida que as reacções químicas de hidratação ocorrem, a água presente no interior dos poros do betão é consumida, causando perda de pressão e provocando a retração do betão. Este tipo de retração representa uma pequena parte da retração total da água e ocorre principalmente nos primeiros 28 dias. De acordo com o regulamento, a retração autógena, $\varepsilon_{ca}(t)$, pode ser estimada pela seguinte formulação.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Onde:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \\ \beta_{as}(t) &= 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \end{aligned}$$

Onde t é a idade em dias do betão. A retração por secagem, por outro lado, resulta da variação de volume devido à perda de água do betão para a atmosfera. Assim, a humidade relativa do ar, a relação água/cimento e a dimensão do agregado têm grande importância neste efeito. É um efeito que ocorre ao longo do tempo e durante vários anos até que a humidade do betão esteja em equilíbrio com a humidade do ambiente. De acordo com o regulamento, a retração por secagem, $\varepsilon_{cd}(t)$, pode ser estimada pela seguinte fórmula.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}$$

Onde:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

Onde h_0 representa uma espessura equivalente do elemento e $\varepsilon_{cd,0}$ é a extensão da retração por secagem de referência que é calculada de acordo com o Anexo B da norma. A retração total de hidratação resulta então da soma da extensão da retração autógena com a extensão resultante da retração por secagem.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Para uma avaliação correta do impacto da retração da água, deve ser utilizado um valor aproximado do módulo de elasticidade. Devido à fluência do betão, a rigidez do betão altera-se ao longo do tempo. Este processo depende da temperatura ambiente, da dimensão dos elementos, da composição do betão, da sua maturidade nos primeiros dias de carga e da

magnitude e duração das cargas. De acordo com a norma EN1992-1-1, o coeficiente de fluência pode ser calculado através da seguinte fórmula

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

Onde φ_0 é o valor de referência do coeficiente de referência e $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento. Ambos os coeficientes foram estimados de acordo com o Anexo B da norma.

Em resumo, as considerações iniciais para o cálculo da retração e da fluência para a espessura da laje foram:

- Classe de resistência: C30/37
- Classe de cimento: N
- RH 50% (condições internas)
- t_0 (Primeira carga) = 7 dias
- Vida útil [anos] = 100 anos
- Secagem de 2 faces

11.4 Plano de Carga

11.4.1 Laje da Plataforma

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte, à qual são adicionadas:
 - Escadas rolantes: 80kN/m

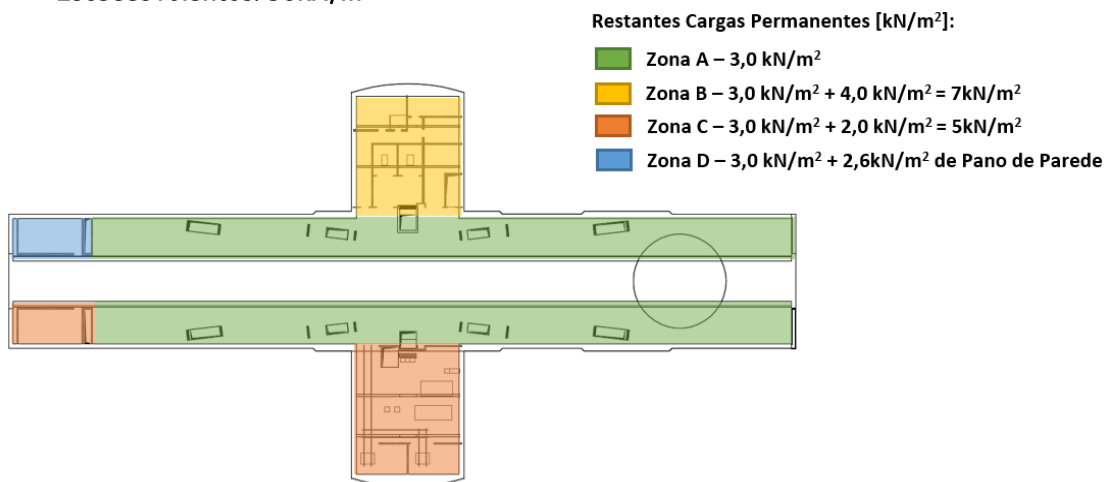


Figura 11 Cargas na laje da plataforma

- As cargas vivas estão resumidas na figura seguinte
 - Escadas rolantes (5,0kN/m²): 25kN/m

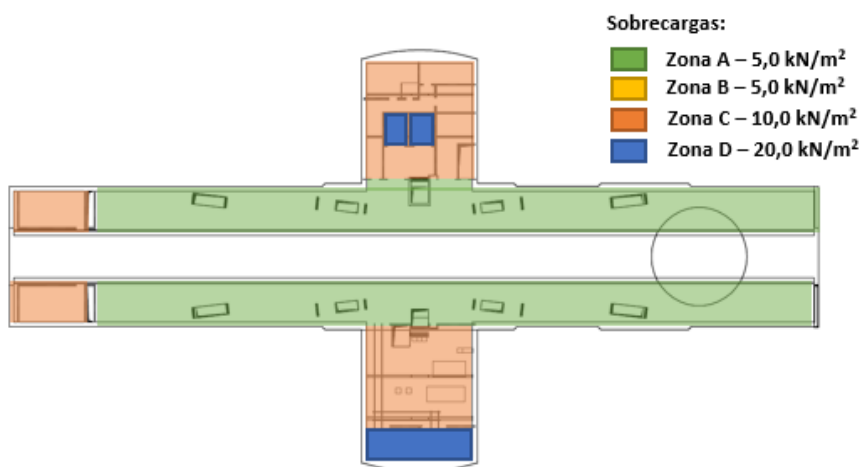


Figura 12 Cargas vivas

11.4.2 Laje do átrio

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte:
 - Escadas rolantes: 94kN/m
 - Caixa de escada (0,25 x 25 + 3 = 9,25kN/m²): 71kN/m
 - Laje do poço do elevador: 6,25 kN/m²
 - Escadas de betão (0,3 x 25 + 3 = 7,5kN/m²) = 42kN/m.

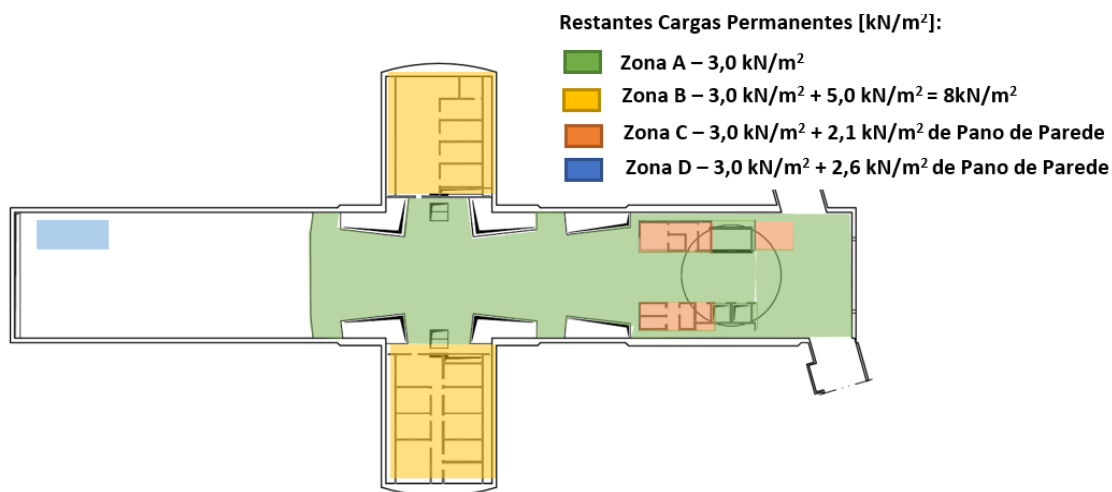


Figura 13 SIDL na laje do átrio

- As cargas vivas estão resumidas na figura seguinte:
 - Escadas rolantes (5,0kN/m²): 25.0kN/m
 - Escadas de betão = 80kN/m

- Caixa de escada ($5,0 \text{ kN/m}^2$): $17,5 \text{ kN/m}$

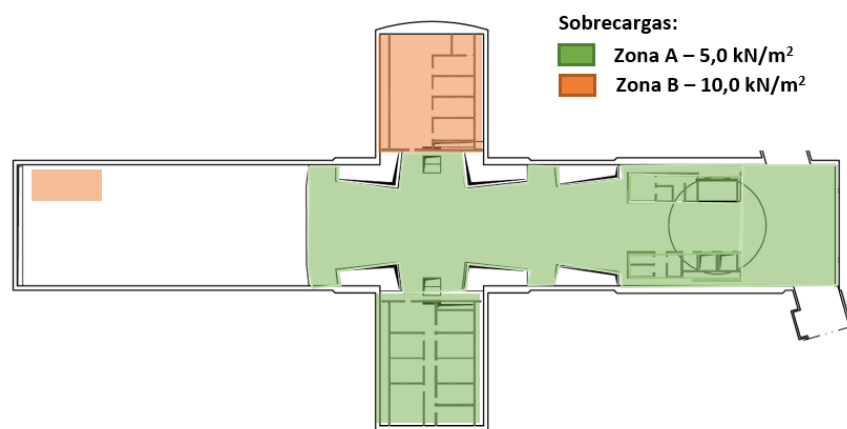


Figura 14 Cargas vivas na laje do átrio

11.4.3 Lajes internas +75,82 +79,06 +85,54 +88,78

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte.

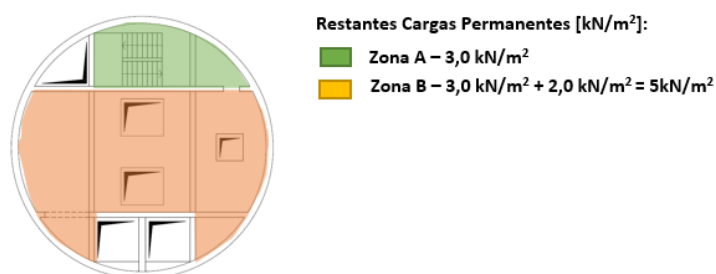


Figura 15 SIDL nas lajes interiores

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte.

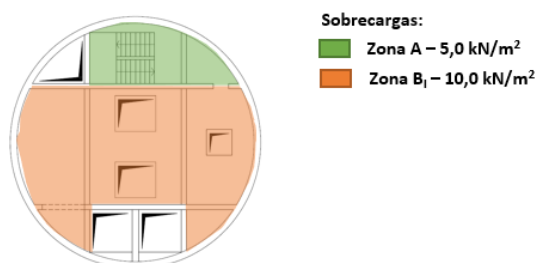


Figura 16 Cargas vivas nas lajes interiores

11.5 Ações Acidentais

11.5.1 Ação Sísmica

O efeito de um sismo em estruturas enterradas materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação de ondas sísmicas, em parte influenciadas pela presença das próprias estruturas e de edifícios adjacentes (fenómeno de interação cinemática solo-estrutura). Estes deslocamentos impõem deformações à estrutura que, por sua vez, geram tensões e forças de natureza sísmica, a "resposta sísmica do elemento estrutural".

Os deslocamentos podem ser calculados através de uma análise simplificada utilizando um modelo em que se assume que os deslocamentos sísmicos impostos são conhecidos antecipadamente.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástica em aceleração constante da DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, o tipo de terreno é considerado de acordo com o critério definido na Tabela 3.1 da NP EN 1998-1. Para o caso da definição da ação sísmica considera-se um terreno do tipo B.

A metodologia de análise inclui as seguintes fases:

- Estimativa das dispersões sísmicas induzidas por uma análise pseudo-estática.
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo das tensões correspondentes nas estruturas subterrâneas.
- Consideração dos esforços de origem sísmica em combinações de ações para situações de conceção sísmica.

Devem ser seguidas as indicações do Anexo C7 - "Análise Sísmica de Estruturas Enterradas" das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos.

Em estruturas totalmente enterradas, os efeitos inerciais da sua resposta são negligenciáveis, pelo que foi simplificada uma análise de interação cinemática. Nesta, o ambiente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposto estaticamente a um modelo estrutural detalhado da estrutura enterrada. As tensões sísmicas assim calculadas são consideradas em situações de projeto sísmico.

Especificamente para o caso da Estação de Campo de Ourique, 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 (rocha) do tipo A, a_{gr} .

O coeficiente de importância, γ_I , foi calculado, tendo em conta a 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:

$\gamma_I = (T / T_{LRL})^{(-1/k)}$, em que:

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

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

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Nota
$a_{GR} (m/s^2) =$	1.5	1.7	Tabela 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	-
$a_{VG} / a_G =$	0.75	0.95	-
$a_{VG} (m/s^2) =$	1.786	2.131	Tabela NA-3.4 da secção EC8-1
$S_{MAX} =$	1.35	1.35	Tabelas NA-3.2 e 3.3 do EC8-1 para o tipo de solo B
$r =$	1	1	Tabela 7.I de EC8-5
$S =$	1.21	1.22	alínea f) NA-3.2.2.2(2)P de EC8-1
$\alpha =$	0.243	0.229	a / g_G
$K_H =$	0.294	0.279	Expressão (7.1) de EC8-5
$K_V =$	0.147	0.139	Expressão (7.2) de EC8-5

Tabela 13 Quantificação da Ação Sísmica

O efeito da ação sísmica sobre as estruturas será avaliado através da aplicação de um campo de deslocamentos imposto pelo solo na envolvente das estruturas.

O campo de deslocamentos a considerar será o mais desfavorável obtido por uma análise pseudo-estática efectuada num modelo de elementos finitos com a consideração implícita da interação solo-estrutura (ex. software PLAXIS), tendo em conta a estratificação real e a não linearidade do terreno envolvente.

11.5.2 Incêndio

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

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

Estes critérios são satisfeitos adoptando as disposições prescritas na norma EN 1992 1-2, na qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas dos elementos estruturais, bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que respeita aos revestimentos, os valores mínimos apresentados na tabela do capítulo 5 da norma EN 1992 1-2 são geralmente inferiores ao mínimo necessário para garantir os requisitos de durabilidade.

Na

Tabela 7 acima, está representado o valor do revestimento adotado para garantir o requisito de durabilidade e resistência ao fogo.

11.5.3 Descarrilamento

De acordo com a Parte 7 do Eurocódigo 1 (EN 1991-1-7:2006), as estruturas expostas a cargas de descarrilamento podem ser classificadas como classe A – estruturas próximas da linha férrea em funcionamento, ocupadas permanentemente ou temporariamente por pessoas. Nesta categoria, e de acordo com a Tabela 4.4 da mesma norma, as forças de descarga são nulas para estruturas situadas a mais de 5 metros do centro do carril mais próximo e de 4000kN na direção longitudinal e 1500 na direção transversal se situadas entre 3 e 5m do centro do carril.

Distância “d” dos elementos estruturais ao eixo da via mais próxima (m)	Força Fdx (kN)	Força Fdy (kN)
Elementos estruturais: d<3m	A especificar para cada projeto individual. Para mais informações, consultar o Anexo B	A especificar para cada projeto individual. Para mais informações, consultar o Anexo B
Para paredes contínuas e estruturas do tipo parede: 3m ≤ d ≤ 5m	4000	1500
d ≥ 5m	0	0
direção da via; perpendicular à direção da via		

Tabela 14 Ação de Descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

Estas forças são independentes umas das outras, aplicadas a uma altura de 1,8 m, e podem ser reduzidas em 50% para velocidades de tráfego rodoviário inferiores a 50 km/h.

11.6 Combinações de Cargas

Para a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites, devem ser consideradas as combinações de cargas cuja atividade simultânea é credível e que produzem os efeitos mais adversos na estrutura.

11.6.1 Estados Limite Últimos (ULS)

As combinações de acções são baseadas nas regras definidas na NP EN 1990. São consideradas as seguintes combinações de acções:

a) Combinações fundamentais:

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

Em geral

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