

- EN 14490 – Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 – Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 – Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 – Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 – Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 – Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 – Betão projetado. Parte 2: Execução;
- NP EN 14889-1 – Fibras para betão – Parte 1: Fibras de aço – Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14488-5 – Ensaio do betão projetado – Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
- NP EN 445 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
- NP EN 446 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
- NP EN 447 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

5 MATERIAIS

5.1 Estruturas De Contenção Provisória

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 5 – Características dos materiais considerados na contenção provisória

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C20/25 XC 4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C20/25 XC 0(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
	VIGAS, EM GERAL	C 30/37 XC 2(P) CL 0.4 DMAX 22 S3
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS, EM GERAL	S 275 JR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	A500 NR SD
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
	ANCORAGENS	Fpuk > 1860 MPa (Grade 270k – ASTM A416)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE, NP 1515 E NP EN 1993		
CALDA DE CIMENTO	A calda de cimento que constitui o bolbo de selagem dos elementos deverá ser injetada através de técnica adequada: IRS (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e deverá apresentar as seguintes características:	
	INJEÇÃO DE SELAGEM	A/C = 1/2,5
	INJEÇÃO A ALTA PRESSÃO (> 2MPa)	A/C = 1/2,3
	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	F _{ck} MÍN. = 27 MPa
	CIMENTO	CEM I 42,5 R
PRANCHAS DE MADEIRA	FLEXÃO	18 MPa
	COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS	11 MPa
	COMPRESSÃO NORMAL ÀS FIBRAS	18 MPa
	CORTE	4.8 MPa
	CLASSE DE QUALIDADE	E
	CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES	Média
	CLASSE DE SERVIÇO	1
GEODRENOS	GEODRENO Ø50mm EM TUBOS PVC ENVOLTOS EM GEOTÊXTIL 150 gr/m ²	

5.2 Recobrimentos Nominais

Os recobrimentos nominais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentados na tabela seguinte:

Tabela 6 – Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
Recobrimentos a Garantir de acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais	Elemento	Recobrimento nominal
	Estacas	75 mm
	Vigas de contenção provisória	35 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.

6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

6.1 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, Poços de Ventilação e Túnel são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou

consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que classificam-se como sendo da classe de consequência CC3.

6.2 Classe de Inspeção

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

6.3 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 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, considera-se que a estrutura de contenção necessária à execução do túnel é uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes” (CC3) considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC3 para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) à estrutura de contenção.

6.4 Classe de Fiabilidade

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

6.5 Classificação do Tipo de Terreno

Relativamente ao tipo de terreno, o EC8 preconiza a seguinte classificação:

Tabela 7 – Tipos de Solos de acordo com o EC8

Tipo de solo	Descrição
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5m de material fraco à superfície
B	Depósitos muito densos de areias, cascalho ou argila muito compacta, com alguma espessura (na ordem das dezenas), caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
C	Depósitos fundos de areia de média/alta densidade, cascalho ou argila compacta, com espessuras consideráveis (das dezenas às centenas de metros)
D	Depósitos de solos de média coesão soltos ou de solos de baixa coesão compactos
E	Formações aluvionares de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas
S ₁	Depósitos com uma espessura mínima de 10m, constituídos por argila/sedimentos com elevado nível de plasticidade e alto nível freático
S ₂	Depósitos de solos susceptíveis de liquefação, argilas incoerentes ou outro tipo de solo que não se enquadre nas categorias acima descritas

Cada tipo de terreno é assim definido de forma mais rigorosa e a sua classificação é função da velocidade de propagação, das ondas de corte e coesão não drenada, conforme quadro abaixo.

Tabela 8 – Caracterização dos Solos de acordo com o EC8

Tipo de Solo	$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	> 800	-	-
B	360 - 800	> 50	> 250
C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	< 180	< 15	< 70
E	Formações brandas com $V_{s,30}$ do tipo C ou D		

Onde:

$V_{s,30}$ – Velocidade das ondas de corte;

N_{SPT} – n.º pancadas associadas ao ensaio SPT, para a cravação de 30 cm;

c_u – coesão não drenada.

Solo – Tipo A

6.6 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

6.6.1 Túneis

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

De acordo com estas recomendações o sistema de revestimento deverá garantir que o afluxo de água ao interior do túnel se restrinja a fenómenos de capilaridade, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas sem qualquer escorrência de água, embora possa ocorrer alteração cromática de um papel sobre elas colocado. Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,2 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com caráter esporádico.

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

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

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

6.6.2 Estações subterrâneas

As estações subterrâneas deverão apresentar 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 deverá garantir 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 caráter esporádico.

Aplicam-se nas estações os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização dos túneis, com as devidas adaptações.

6.6.3 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

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

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

7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

No presente capítulo descreve-se de uma forma geral as várias soluções adotadas para a obra em apresentação.

7.1 Solução de Contenção Provisória

Na conceção das soluções definidas no âmbito do presente Projeto de Execução procurou-se para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológico e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;

A solução de escavação e contenção periférica proposta tem carácter provisório, apenas para permitir atingir as cotas de escavação previstas nos projetos de estabilidade. Em fase definitiva estão previstas soluções independentes das soluções descritas neste documento.

Face à profundidade de escavação, às condições geotécnicas locais e à proximidade dos arruamentos e edifícios, de forma a minimizar os riscos de descompressão do terreno e no sentido de garantir a segurança de toda a envolvente no decorrer da obra, adotou-se uma solução de contenção periférica baseada na execução faseada, de cima para baixo com a colocação de perfis metálicos verticais HEB160 afastados de 0,9 m em planta e colocados em furos de 300 mm de diâmetro previamente abertos no solo com equipamento adequado e selados no mínimo 2m nos calcários, abaixo da cota prevista para a base da escavação.

Ao nível da camada de aterros serão colocados painéis de pranchas de madeira com 16x8 cm de secção que serão encaixadas em perfis metálicos verticais HEB60, afastados de 0,90 m.

Ao nível dos calcários serão executados painéis de betão armado que apoiam nos perfis metálicos HEB 160 anteriormente colocados. A solução proposta consiste na execução de um muro gunitado pregado, com um mínimo de 10 cm de espessura armado com uma malha AQ50. As pregagens propostas com 3,0, 4,0, 5,0, 6,0 e 7,0m de comprimento têm 25 mm de diâmetro e um diâmetro de furação de 3" (75mm).

A Cortina será travada provisoriamente através de 2 ou 3 níveis de escoras ou ancoragens.

Os painéis constituídos por pranchas de madeira do primeiro nível são solidarizados à cabeça por intermédio de uma viga de coroamento com a espessura de 0,6 m e uma altura de 0,9 m.

Face às condicionantes exigidas pelo faseamento necessário para manter a funcionalidade das vias de trânsito nesta zona, a solução necessita na sua generalidade da realização de 3 alçados distintos, materializados através da solução de Berlim provisório, conforme ilustrado na Figura 2.

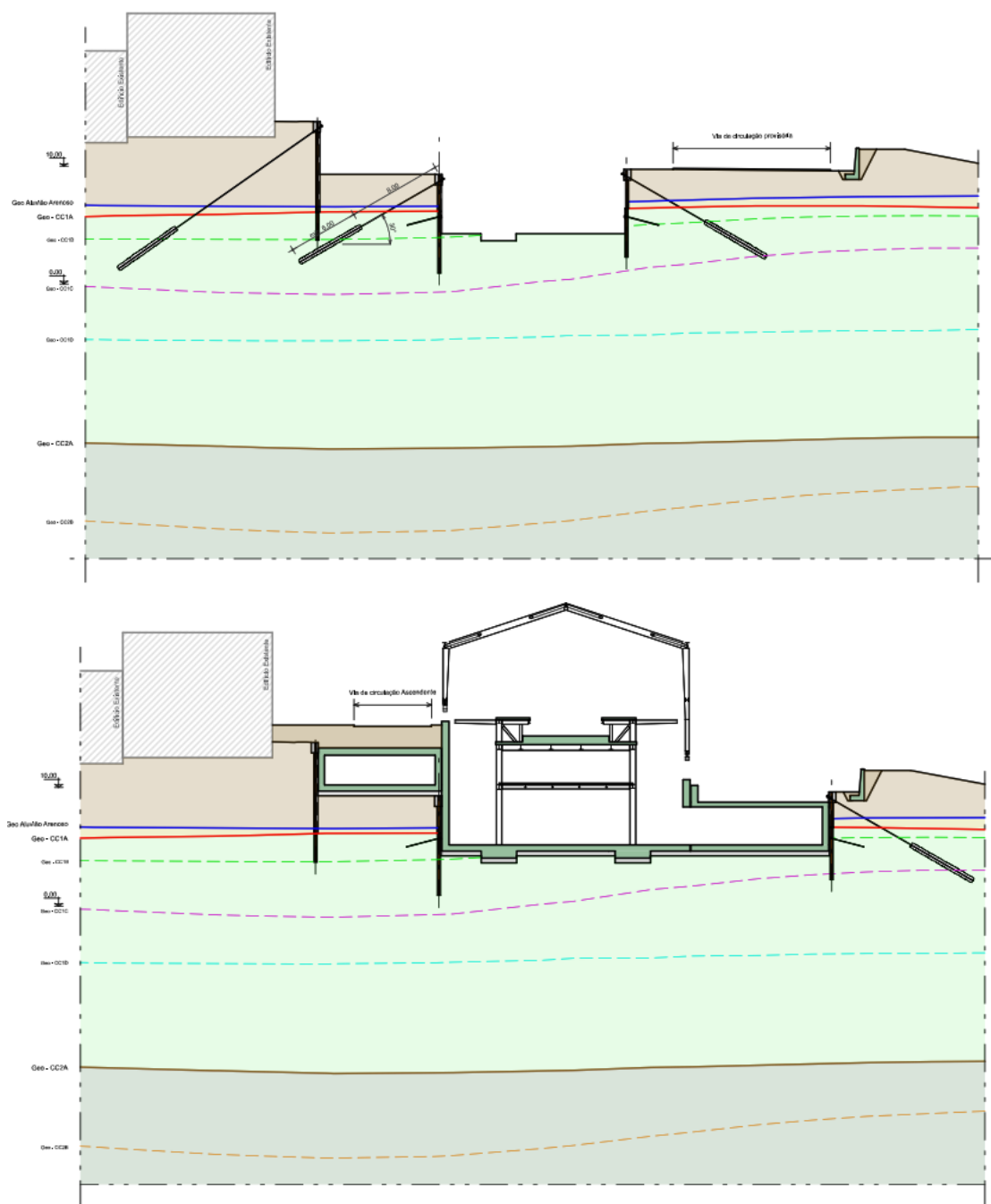


Figura 2 – Corte tipo de solução de contenção periférica provisória

O tipo de solução apresenta a vantagem de permitir executar, antes da escavação, a estrutura de contenção, podendo o número de travamentos (ancoragens ou escoras) ser redefinidos em fase obra, em função das reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação proposto. A solução do tipo Berlim provisório em algumas zonas terá de ser removida numa 2ª fase de realização dos trabalhos.

A cortina será solidarizada entre si através de viga de coroamento e vigas de distribuição em betão armado e elementos metálicos, respetivamente. Estes elementos para a além de permitirem a solidarização dos perfis entre si, garantem também a correta transmissão dos esforços provenientes dos impulsos de terras aos elementos de travamento.

O terreno entre perfis, deverá ser revestido com betão projetado (5cm+5cm), devidamente armado com armaduras e drenado com recurso a um nível de geodrenos afastados a 3,6m.

As escoras serão materializadas através de perfis CHS245.5-12.5, ligados às vigas de distribuição de betão armado, com sistemas de suporte para a colocação destes elementos e respetivas soluções de cunha. Recomenda-se a pintura destes elementos à cor branca, para diminuir o efeito da variação de temperatura.

Por fim, as ancoragens serão constituídas, por 6 cordões de 0,60" e afastadas entre si a 3,6m, estas deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação, através do sistema IRS. O respetivo diâmetro de furação não deverá ser inferior a 150mm (6") e o comprimento de selagem no mínimo 6m, sendo os comprimentos livres expectáveis variáveis entre 12m, 10m, 8m e 6 metros. As ancoragens serão ligadas a vigas de betão armado ou a vigas de distribuição metálicas materializadas através de 2 perfis UPN 320, apoiadas nos perfis através de cachorros metálicos.

No que se refere às pranchas de madeira a colocar entre perfis metálicos, face ao afastamento dos perfis, prevê-se a colocação de pranchas com 10cm de espessura mínima.

Na **Error! Reference source not found.** apresenta-se uma planta com a indicação da localização da solução através de Berlim provisório. e nas figuras seguintes apresenta-se as várias fases da escavação em planta e cortes tipo da solução de contenção.

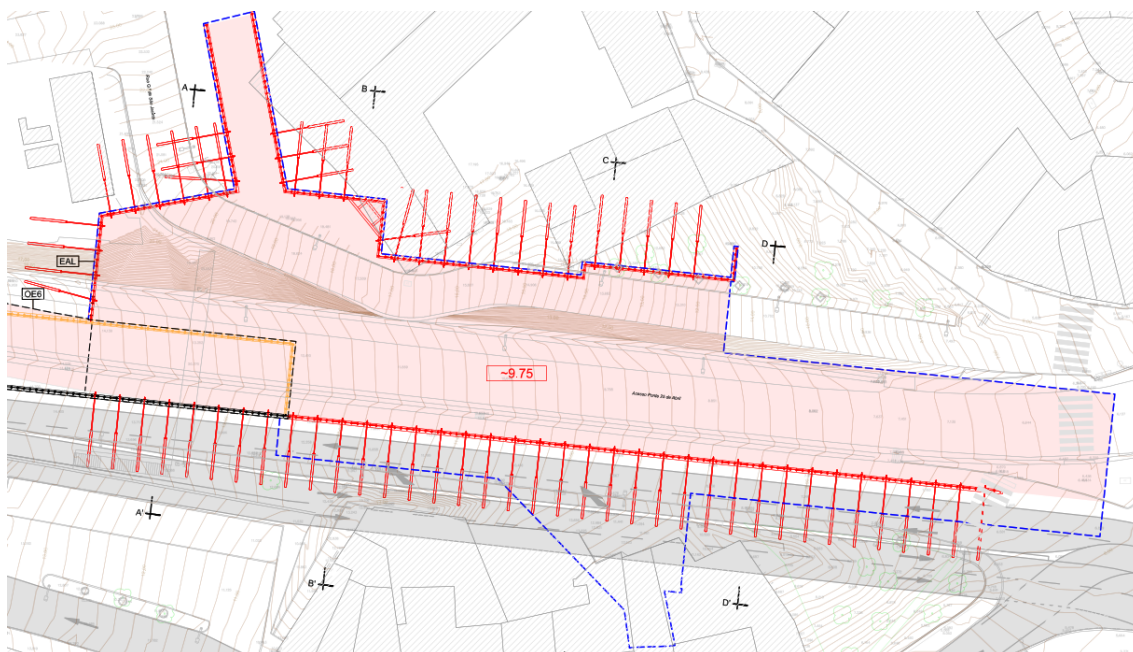


Figura 3 – Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 1ª Fase de escavação

Na Error! Reference source not found. apresenta-se uma planta com a indicação da localização da solução descrita.

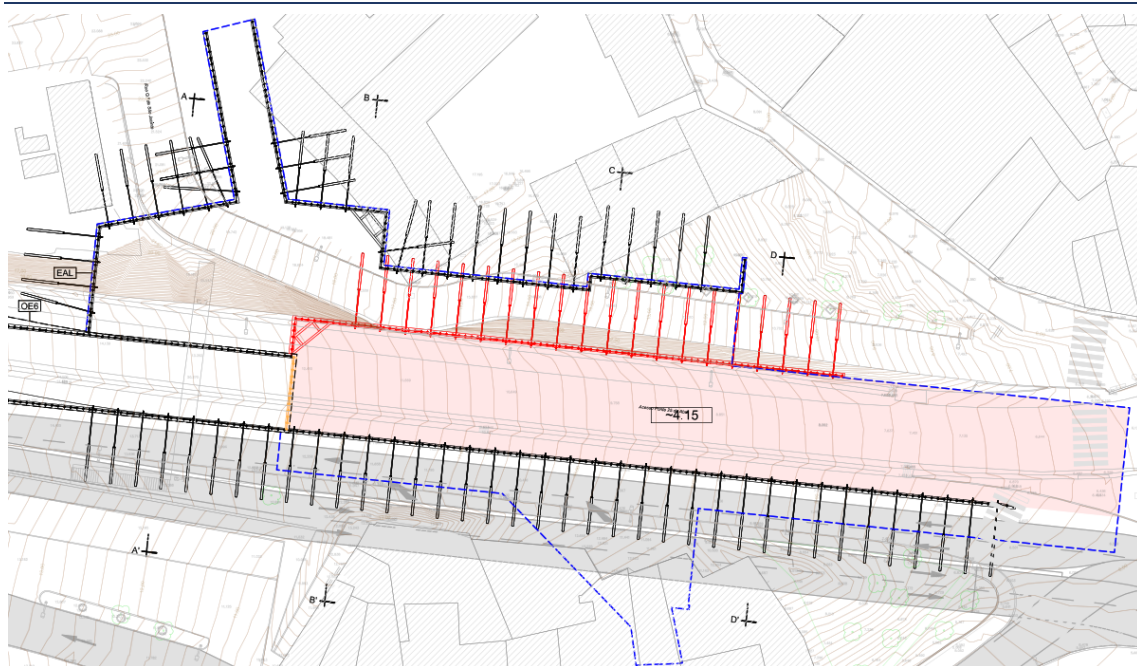


Figura 4 – Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 2ª Fase de escavação



Figura 5 – Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 3ª Fase de escavação

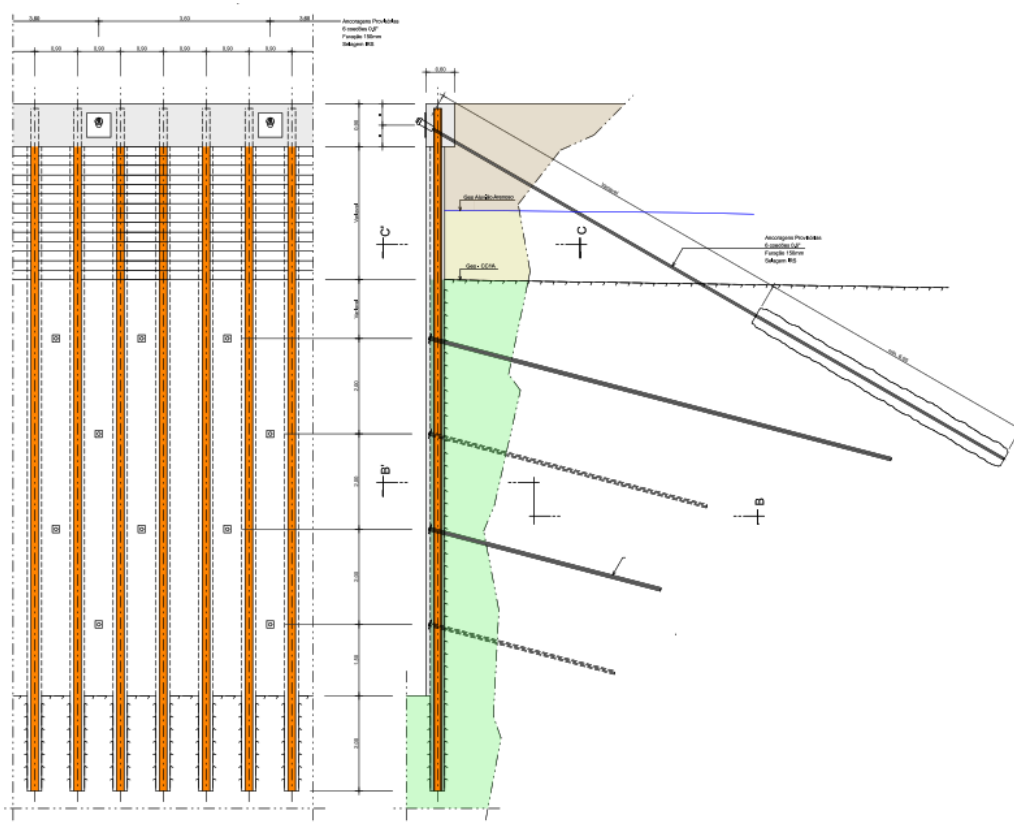


Figura 6 – Alçado e corte tipo da solução típica de contenção

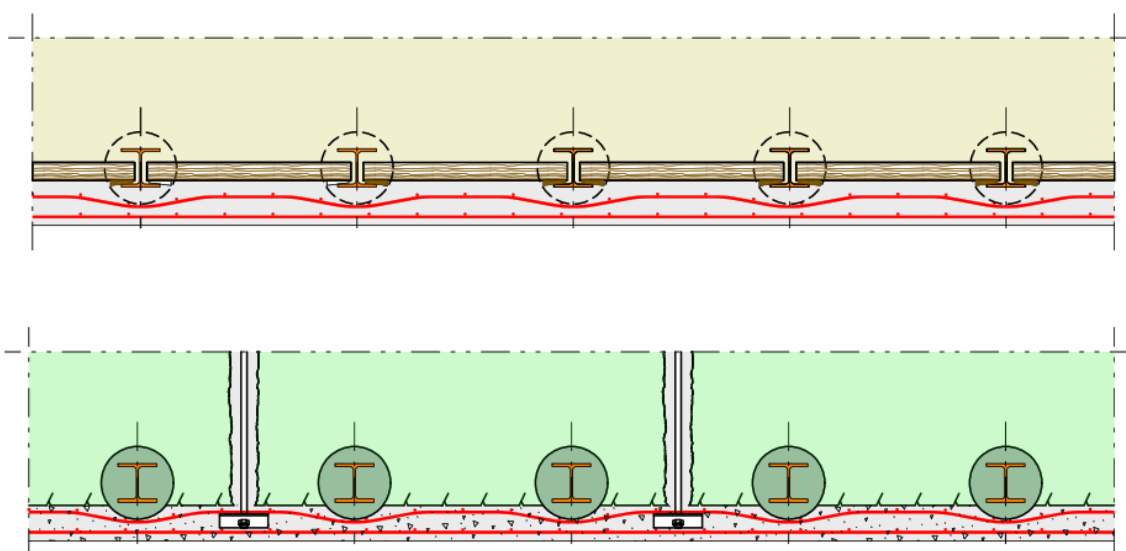


Figura 7 – Secção horizontal da solução de contenção, na zona de aluviões e aterros (imagem no topo) e gunitagem com pregagens na zona dos calcários (imagem inferior)

8 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste capítulo apresentam-se de forma geral os faseamentos tipo aplicados para as soluções definidas.

8.1 Solução de Contenção Provisória e Fase Definitiva

1. Instalação e zeragem de parte do sistema de instrumentação a implementar, em particular a instalação dos inclinómetros e piezómetro;
2. Realização de vistoria aos edifícios adjacentes ao recinto da escavação;
3. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
4. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da cortina. Incluindo a demolição/remoção faseada das construções existentes no local;
5. Execução de furos necessários à implantação dos perfis metálicos HEB160 que aí deverão ser colocados e selados. A furação será realizada recorrendo a um entubamento $\phi = 320$ mm que visa evitar o colapso do furo. A selagem deve ser realizada abaixo da cota de fundo de escavação e terá, pelo menos 2,0 m de profundidade na formação calcária competente;
6. Execução de uma vala com 0,9 m de altura para execução da viga de coroamento e execução da viga de coroamento de ligação dos perfis já executados, betonada, na face de extradorso, contra o terreno, deixando os negativos para o caso de haver ancoragens. Acompanhada da instalação e zeragem dos alvos topográficos definidos no Plano de Instrumentação e Observação;
7. Execução das ancoragens provisórias, de acordo com o disposto na EN1537:2013, e/ou instalação de escoramentos provisórios, ao nível da viga de coroamento;
8. Realização de ensaios de receção simplificados em todas as ancoragens, de modo a comprovar a sua eficácia para as cargas de dimensionamento. Nas ancoragens instrumentadas com células de carga deverão ser executados ensaios de receção detalhados. Todos os ensaios de receção deverão respeitar o disposto na EN ISO 22477-5:2018;
9. Escavação acompanhada com a aplicação das pranchas de madeira entre os perfis de modo a conter as terras até à base da 1ª viga de distribuição
10. Escavação acompanhada com a aplicação das pranchas de madeira entre os perfis de modo a conter as terras até atingir a camada rochosa; Escavação no máximo 0,5 m abaixo do 1º nível de pregagens;
11. Furação de 3", colocação da armadura e selagem com calda de cimento por gravidade para garantir a selagem da armadura às paredes do furo;
12. Após a execução do primeiro nível de pregagens e da gunitagem da área envolvente, prosseguir com a escavação para executar os níveis seguintes de pregagens e respetiva gunitagem, sempre 0,5 m no máximo abaixo da cota prevista para execução da pregagem;
13. Conclusão do muro pregado, até atingir a cota de escavação definida no projeto de estabilidade.
14. Execução da estrutura da estação de baixo para cima, à medida que a construção da estação prossegue a contenção do tipo "Berlim provisório" deverá ser removida faseadamente. Incluindo remoção de vigas de distribuição e desativação de ancoragens provisórias.

9 PROJETO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS

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

9.1 Ações Consideradas

As ações consideradas são as apresentadas no Tabela 9.

Tabela 9 – Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
CARGAS PERMANENTES	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
AÇÕES DO SOLO	–
Impulsos 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 nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m^2

9.2 Combinações De Ações Para Os Estados Limite E Abordagens De Cálculo

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

Combinação fundamental geral:

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

Em que:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações;

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

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

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

$Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável de base de combinação 1;

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

Combinação característica:

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

Em que:

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

Os coeficientes de redução ψ adotados são os definidos no Tabela 10:

Tabela 10 – Coeficientes de redução

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

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

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

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 (caso geral)
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1 (caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 11) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 12 e Tabela 13).

Tabela 11 – 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 12 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

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

Tabela 13 – 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.

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento global (UPL) serão considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança:

Tabela 14 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

Ação		Símbolo	UPL
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,00
	Favorável	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Tabela 15 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.

Parâmetro do solo	Símbolo	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{su}	1,40

a) Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento hidráulico (HYD) serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança:

Tabela 16 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

Ação		Símbolo	HYD
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,35
	Favorável	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

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 característica.

9.3 Modelos Numéricos

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

A análise estrutural foi realizada com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção.

Os modelos adotados foram realizados com recurso ao programa de elementos finitos SOFiSTiK o qual permite modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações.

Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular nas cortinas de perfis, assim como nas escoras e ancoragens de travamento.

Com base nos esforços obtidos, realizaram-se as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

Para definição da malha de elementos finitos, foram utilizados elementos triangulares de 15 nós tendo o nível de discretização da malha sido localmente ajustado para uma maior densidade de elementos finitos junto às estruturas de contenção. Nestes modelos, as fronteiras verticais, à esquerda e direita, têm os deslocamentos horizontais fixos e a fronteira horizontal inferior tem os deslocamentos verticais fixos. As cortinas, são instaladas com elementos não lineares de interface.

O faseamento construtivo foi simulado de acordo com o previsto no projeto, tendo-se iniciado pela primeira fase de geração de tensões iniciais e em seguida execução das estruturas de contenção, nomeadamente cortinas de perfis, e aplicadas as sobrecargas à superfície sendo nesse momento efetuada uma zeragem das deformações antes de prosseguir para os seguintes passos. As fases seguintes foram simuladas conforme faseamento estabelecido nas peças desenhadas de projeto, incluindo a fase de execução da estrutura definitiva e execução do aterro sobre este de forma faseada com a desinstalação dos escoramentos metálicos.

Apresenta-se na Figura 9 o modelo elaborado para estudo da contenção provisória.

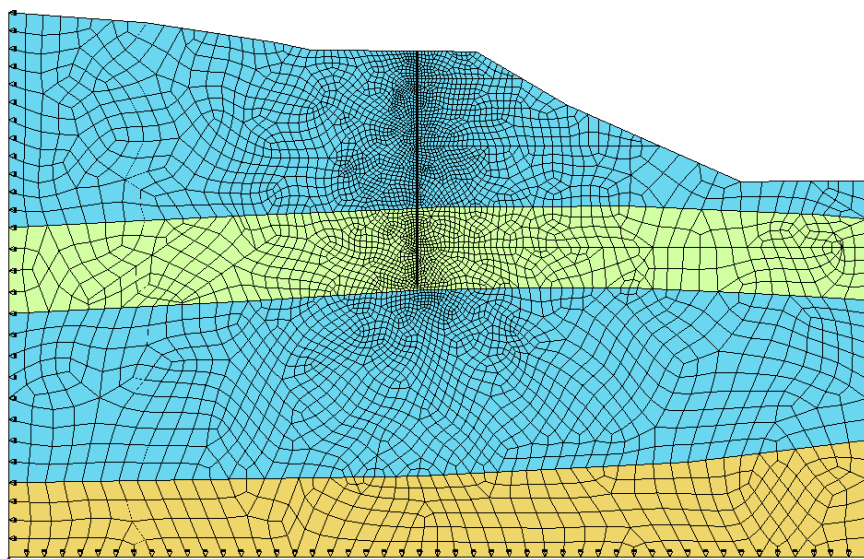


Figura 8 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção A – fase inicial

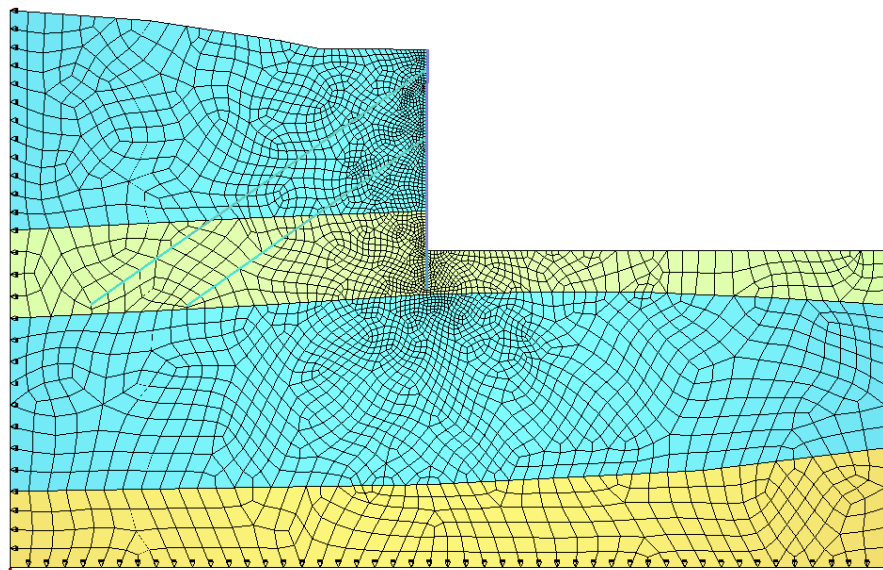


Figura 9 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção A – fase final

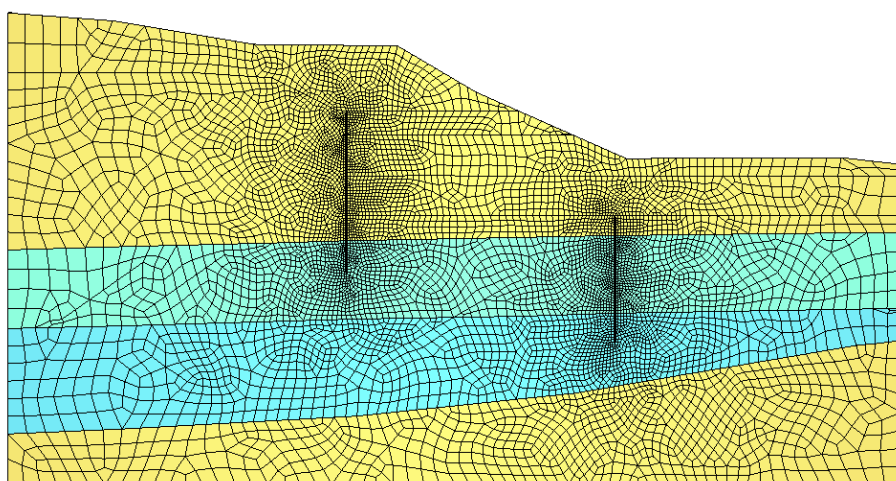


Figura 10 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção B – fase inicial

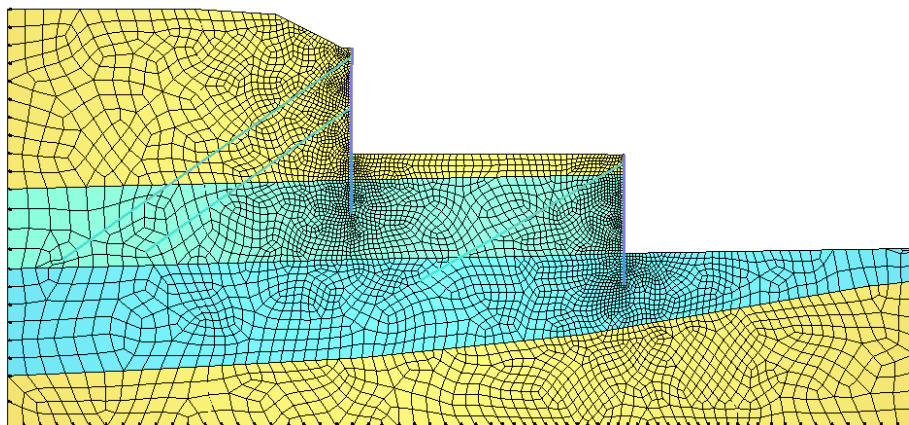


Figura 11 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção B – fase final

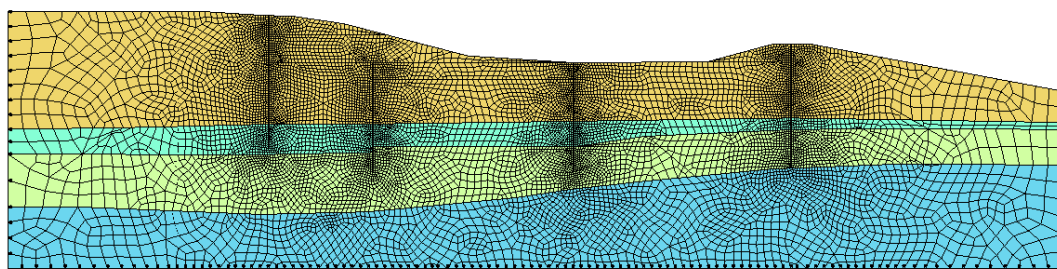


Figura 12 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção C – fase inicial

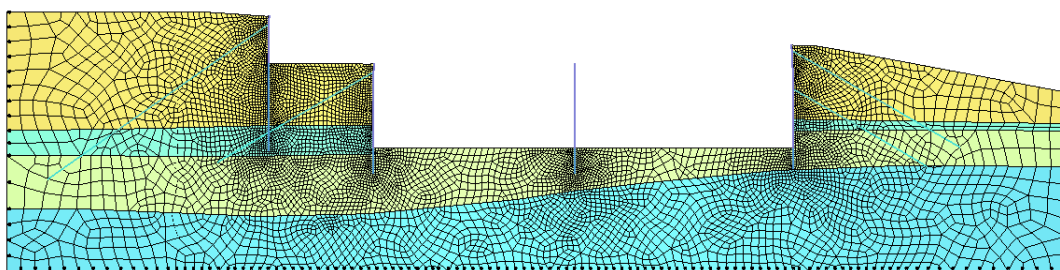


Figura 13 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção C – fase final

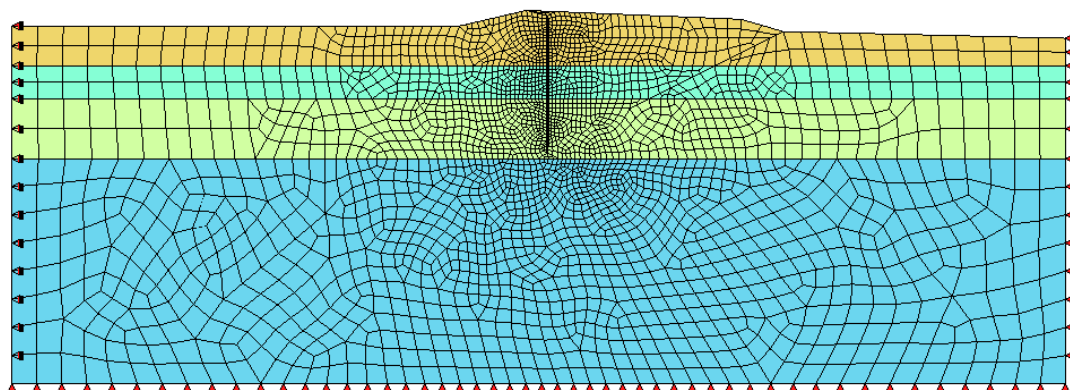


Figura 14 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção D – fase inicial

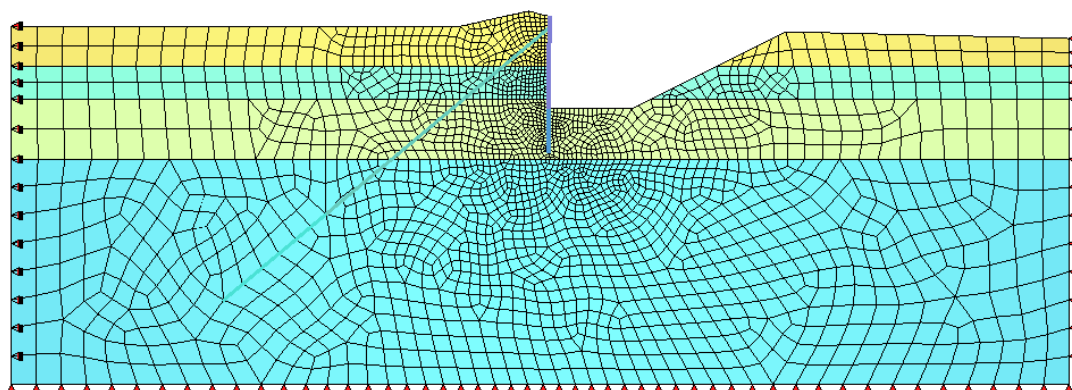


Figura 15 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção D – fase final

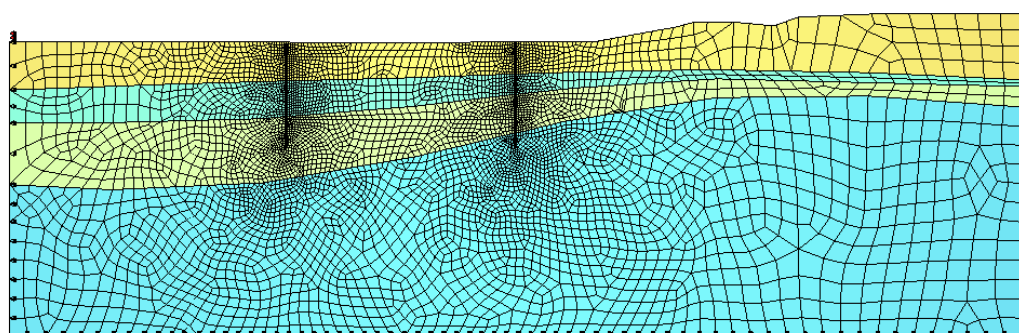


Figura 16 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção E – fase inicial

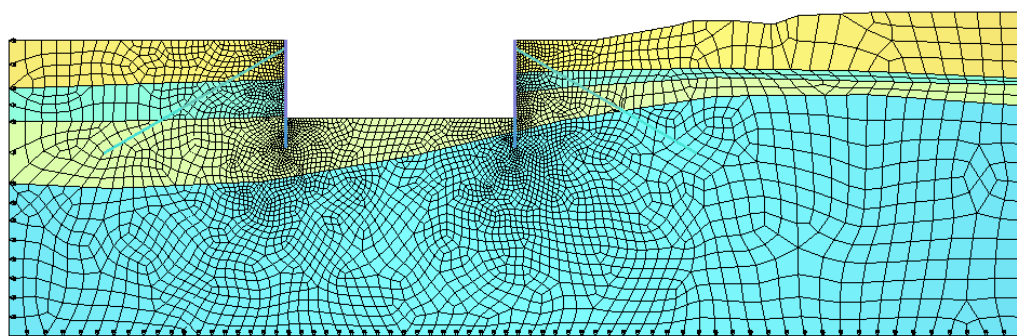


Figura 17 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção E – fase final

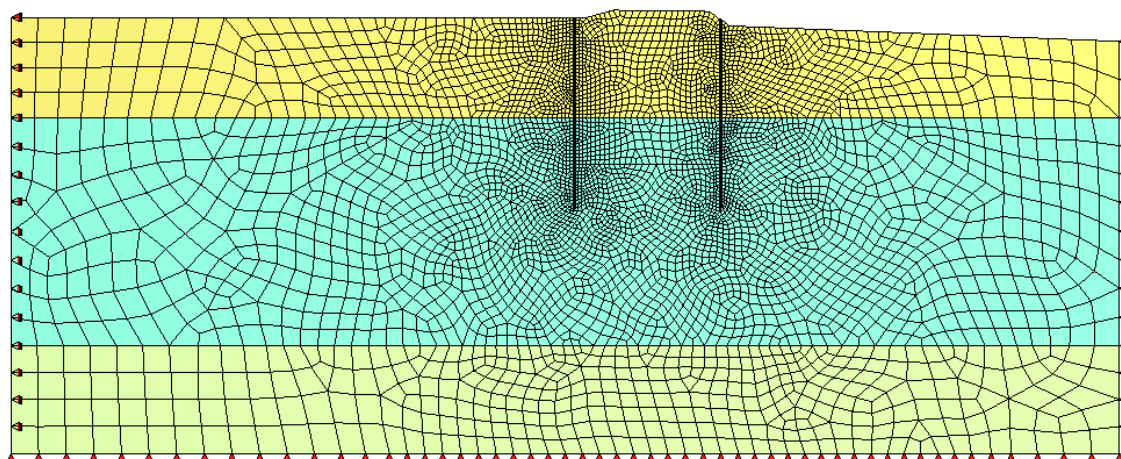


Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção G – fase inicial

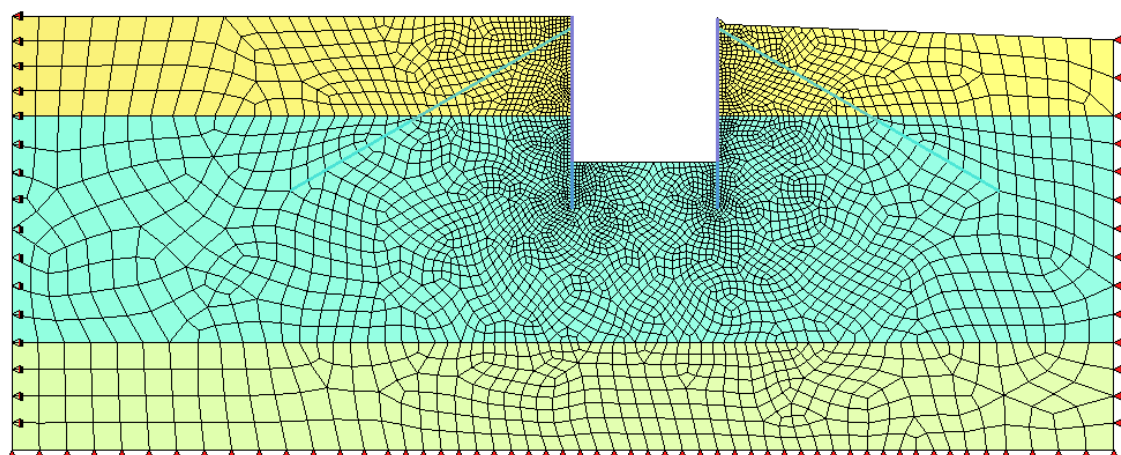


Figura 19 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção G – fase final

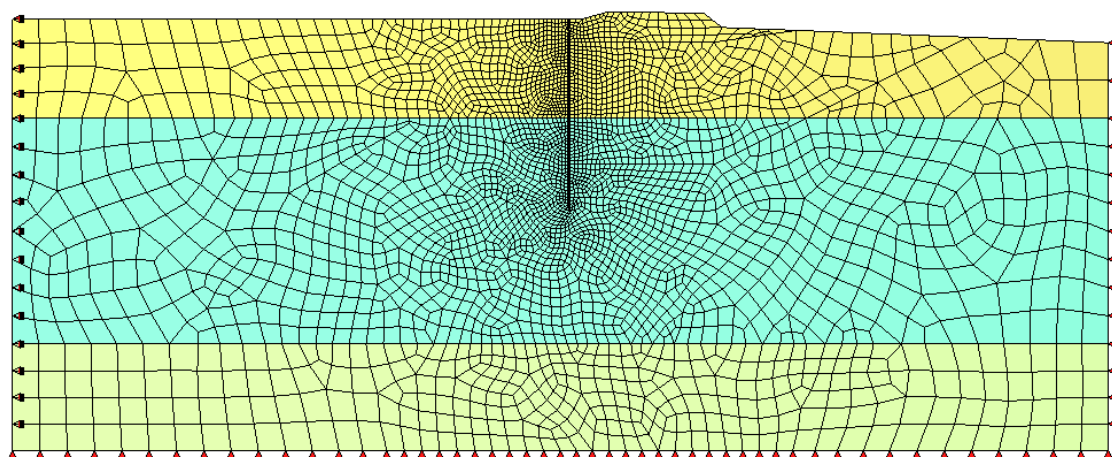


Figura 20 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção G2 – fase inicial

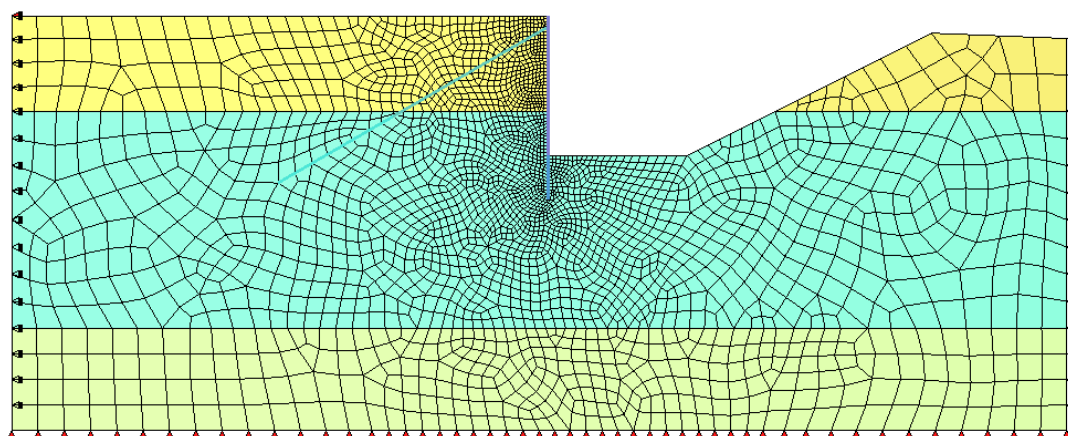


Figura 21 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção G2 – fase final

9.4 Verificações De Segurança

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

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

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

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

Tabela 17 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança

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

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

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na

Tabela 18, sendo as mesmas efetuadas de acordo com as disposições das normas NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 18 – Verificações de segurança associadas às contenções provisórias

	Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Cortina de Berlim provisório	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Escoras	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
	Vigas de coroamento	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Vigas de distribuição metálicas	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Ancoragens	Estado limite último de resistência à tração
		Estado limite último de capacidade de carga do terreno (atrito lateral)
	Perfis metálicos verticais	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
		Estado limite último de resistência das secções à flexão composta com esforço transversal
		Estado limite último de capacidade de carga do terreno
	Barrotes de madeira	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
Verificação da Segurança ao Estado	Cortina de Berlim provisório	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
		Deformação horizontal

Limite de Utilização (ELS)	Terreno envolvente	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação
----------------------------	--------------------	---

Apresenta-se para esta fase, no capítulo seguinte apenas algumas das verificações de segurança resumidas para os elementos principais da solução definida.

9.4.1 Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, a verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão foi assegurada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

onde:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante;

M_{Rd} valor de cálculo da resistência máxima do elemento estrutural.

9.4.2 Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, no âmbito da verificação do Estado Limite Último de resistência ao esforço transversal, deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

Em que:

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,S}$ valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura específica de esforço transversal;

A armadura de esforço transversal é calculada de forma a satisfazer $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$. De entre os métodos de cálculo disponíveis optou-se por se seguir o disposto no método das bielas de inclinação variável, para elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais.

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times b \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

onde:

θ - ângulo das bielas de betão com o eixo do elemento;

A_{sw} - área da armadura de esforço transversal;

s - espaçamento da armadura de esforço transversal;

z - para um elemento de altura constante, representa o binário das forças interiores correspondente ao momento fletor máximo no elemento que está a ser considerado. Usualmente pode recorrer-se ao valor aproximado $z=0,9d$.

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversal;

Da aplicação desta expressão resultam, para verificação da condição $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$, as áreas de armadura transversal a adotar nos elementos de betão armado.

9.4.3 Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno

Dado que as ancoragens se encontram à tração as características atribuídas à resistência de ponta são nulas, considerou-se, que o bolbo de selagem das ancoragens, funcionará apenas por resistência lateral. Segundo o Eurocódigo 7 a verificação da segurança é garantida pela condição:

$$\frac{N_{raro}}{R_{c;m}} \leq FS$$

onde:

N_{raro} – valor de cálculo das ações axiais correspondentes à combinação rara.

$R_{c;m}$ – valor médio da resistência do bolbo de selagem, determinado de acordo com a metodologia de Doix e Bustamante.

A resistência média do bolbo de selagem é dada pela expressão seguinte:

$$R_{c;m} = \pi \cdot \alpha \cdot D_d \cdot q_s \cdot L_{selagem}$$

em que:

α – Coeficiente de expansibilidade do furo na zona selada. Foram considerados os valores recomendados pelo fabricante, para os terrenos de selagem dos elementos;

D_d – Diâmetro de furacão;

q_s – Valor médio da resistência unitária última da interface calda-terreno, obtido a partir dos ábacos de Bustamante e Doix (1985) em função do tipo de terreno e do tipo de re-injeção;

$L_{selagem}$ – Comprimento do bolbo de selagem;

FS – Fator de segurança segundo EC7, sendo função das acções e tipo de cargas.

9.4.4 Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento

No que respeita aos perfis horizontais, do tipo HEB, de acordo com o Eurocódigo 3, a verificação da segurança ao estado limite último de resistência à encurvadura pode ser assegurado de acordo com a seguinte condição:

$$N_{b.Rd} = \chi \cdot A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

onde:

N_{Sd} – Valor de cálculo do esforço axial atuante;

$N_{b.Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura global.

A resistência à encurvadura global por varejamento é definida pela seguinte expressão:

sendo:

A_s – Área da secção transversal;

f_y – Tensão de cedência do aço;

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança, considerado igual a 1,0;

χ – Fator de redução para o modo de encurvadura.

9.4.5 Estado Limite Último De Resistência à Tração

De acordo, com EN 1537, toma-se que o valor máximo da tração de blocagem (P_0) aplicada deve ser limitado pelo valor de $0,60 R_{t,k}$.

Por outro lado, admitem-se perdas por reentrada das cunhas aquando a aplicação do pré-esforço, tem-se então, para o número de cordões de cada cabo de pré-esforço os seguintes valores:

Para a estimativa do valor das perdas por reentrada das cunhas, por cordão, tem-se a seguinte relação:

$$\Delta P_{\text{cordão}} = \frac{EA}{L} \times \Delta d$$

Sendo:

E – Módulo de elasticidade do aço;

A – Área dos cordões da ancoragem;

L – Comprimento livre da ancoragem;

Δd – Reentrada das cunhas.

De acordo com a EN 1537 encontra-se verificada a segurança ao Estado Limite Último de tração desde que seja assegurada a seguinte condição:

$$\frac{P_d}{R_{t;d}} \leq 1$$

Onde:

P_d – Valor de cálculo da força de pré-esforço aplicado na ancoragem.

$R_{t;d}$ – Valor de cálculo da resistência da armadura da ancoragem à tração, sendo esta dada por:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_R}$$

em que:

$R_{t;k}$ – Valor característico da resistência da armadura da ancoragem à tração. Nesta verificação constitui o valor característico da força de rotura à tração da armadura da ancoragem;

γ_R – Fator parcial associado a resistência da ancoragem. Foi admitido no mínimo um valor de 1,35.

O valor característico da capacidade resistente da armadura que constitui ancoragem ($R_{t;k}$), pode ser determinado pela seguinte equação:

$$R_{t;k} = A_t \cdot f_{t;k}$$

onde:

A_t – Área da secção transversal da armadura de pré-esforço. Neste caso igual a $6 \times 140 \text{ mm}^2$ (6 cordões de 0,6') por secção;

$f_{t;k}$ – Valor característico da tensão de rotura à tração da armadura de ancoragem. Neste caso para o aço 1670/1860 toma o valor de 1860MPa.

De acordo com a mesma Euro-norma, a carga de blocagem aplicada deverá ainda respeitar a seguinte relação:

$$P_0 \leq 0,60 \cdot R_{t,k}$$

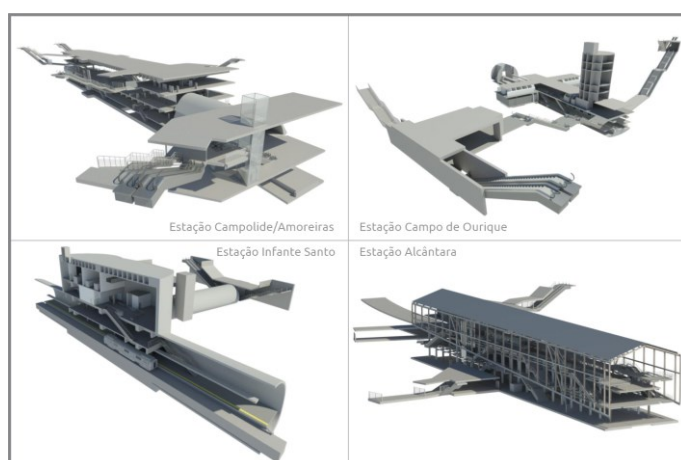
10 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O plano de instrumentação e observação encontra-se incluído no ponto Interferências ao Longo da Linha.

11 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infra-estruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se incluída no ponto Interferências.

METRO DE LISBOA
LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA
EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO
PROLONGAMENTO DA LINHA
TOMO V – ESTAÇÕES
PROJECTO DE EXECUÇÃO



VOLUME 4 – ESTAÇÕES - ESTAÇÃO DE ALCÂNTARA
ESTRUTURAS E MÉTODOS CONSTRUTIVOS
NOTA DE CÁLCULO

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR EST AC NC 085000 0
-----------------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Afonso Marques e Carolina Churro		2024-10-04
Revisto	Luís Câncio Martins		2024-10-04
Verificado	Sergio Notarianni		2024-10-04
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		

ÍNDICE

1	OBJECTIVO E ÂMBITO.....	9
2	SISTEMAS DE UNIDADES.....	10
3	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA BASE	11
4	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	13
4.1	Tempo de Vida Útil	13
4.2	Classe de Consequência	13
4.3	Classe de Inspeção	13
4.4	Classe de Execução	13
4.5	Classe de Fiabilidade	13
4.6	Classificação do Tipo de Terreno	15
4.7	Categoria Geotécnica	16
4.8	Crítérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas	17
4.8.1	Elementos subterrâneos	17
4.8.2	Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas.....	17
5	MATERIAIS	18
5.1	Materiais – contenção periférica provisória.....	18
5.2	Materiais – estruturas definitivas	18
6	ACÇÕES.....	22
6.1	Acções Permanentes	22
6.1.1	Peso Próprio da estrutura (G1)	22
6.1.2	Restantes Cargas Permanentes (G2).....	22
6.1.3	Retração e Fluência (C)	23
6.1.4	Impulso lateral do solo (R)	23
6.1.5	Impulso hidroestático (RW)	23
6.1.6	Assentamentos (S)	24
6.2	Acções Variáveis	25
6.2.1	Sobrecarga do Terrapleno (RQ)	25
6.2.2	Sobrecarga nos Pisos (Q)	25
6.2.3	Sobrecarga Ferroviária: Comboio Tipo (CT)	26
6.2.3.1	Cargas verticais.....	27
6.2.3.2	Factor dinâmico	28
6.2.3.3	Força de lacete	28

6.2.3.4	Força de arranque e frenagem.....	29
6.2.4	Sobrecarga Ferroviária: Comboio LIOS (CL).....	29
6.2.5	Temperatura (T)	29
6.2.5.1	Elementos acima do Solo.....	30
6.2.5.2	Elementos Enterrados	31
6.2.6	Vento (W).....	31
6.2.6.1	Velocidade média	32
6.2.6.2	Pressão dinâmica de pico de vento	33
6.2.6.3	Efeitos locais – coeficientes de pressão.....	34
6.2.6.4	Efeitos globais – coeficientes de força.....	49
6.3	Acção Sísmica (E).....	52
6.3.1	Impulso activo sísmico (I_{ae}).....	55
6.4	Acções Acidentais.....	55
6.4.1	Acção acidental de Incêndio (F).....	55
6.4.2	Choque em pilares por descarrilamento de comboio (ACT).....	56
6.5	Acções provenientes do Viaduto.....	57
7	SITUAÇÕES DE PROJECTO.....	58
7.1	Persistentes.....	58
7.2	Transitórias	58
7.3	Acidentais	58
7.4	Sísmica.....	58
8	COMBINAÇÕES E COEFICIENTES PARCIAIS	59
8.1	Combinações de Acções	59
8.1.1	Combinação de acções para os Estados Limites Últimos (ELU)	59
8.1.1.1	Combinação de Acções Fundamental.....	59
8.1.1.2	Combinação de Acções Acidental	59
8.1.1.3	Combinação Sísmica	59
8.1.2	Combinação de acções para os Estados Limites de Serviço (ELS).....	60
8.1.2.1	Combinação Característica	60
8.1.2.2	Combinação Frequente	60
8.1.2.3	Combinação Quase-permanente	60
8.2	Coeficientes parciais de segurança STR/GEO – est. provisórias.....	60
8.3	Coeficientes parciais γ e coeficientes de combinação ψ	61
9	METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	64
9.1	Contenção periférica provisória.....	64

9.2	Estruturas definitivas	69
100	ANEXOS	72
100.1	Anexo A – Mapas de cargas verticais nos pisos (G2).....	72
100.2	Anexo B – Mapas de cargas verticais nos pisos (Q).....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Obtenção da curva carga-assentamento de uma estaca de acordo com o método de Poulos.....	25
Figura 2 – Cargas transmitidas por uma formação MRM	28
Figura 3 – Alturas médias consideradas na quantificação da pressão de pico à cota z – Fachada Sul	34
Figura 4 – Alturas médias consideradas na quantificação da pressão de pico à cota z – Fachada Norte	34
Figura 5 – Distribuição de coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$ – coberturas isoladas de duas vertentes	36
Figura 6 – Distribuição de coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$ – vento transversal	37
Figura 7 – Identificação das zonas da cobertura e consequente optimização das alturas livres da fachada.....	37
Figura 8 – Identificação das zonas da cobertura e consequente optimização das alturas livres da fachada.....	40
Figura 9 – Distribuição de coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$ – coberturas isoladas de uma vertente.....	42
Figura 10 – Distribuição de coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$ – vento longitudinal	43
Figura 11 – Identificação das zonas da cobertura e consequente optimização das alturas livres da fachada.....	44
Figura 12 – Identificação das zonas da cobertura e consequente optimização das alturas livres da fachada.....	47
Figura 13 – Casos de carga para coberturas isoladas de duas vertentes – efeitos globais	50
Figura 14 – Casos de carga para coberturas isoladas de uma vertente – efeitos globais	50
Figura 15 – Zoneamento sísmico de Portugal Continental	53
Figura 16 – Espectro de resposta elástico ($S_{m\acute{a}x}=1.80$; $T_B=0.1$; $T_C=0.60$; $T_D=2.0$) – Sismo tipo I.....	54
Figura 17 – Espectro de resposta elástico ($S_{m\acute{a}x}=1.80$; $T_B=0.1$; $T_C=0.25$; $T_D=2.0$) – Sismo tipo II.....	54

Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção A – fase inicial	65
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção A – fase final	65
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção B – fase inicial	65
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção B – fase final	66
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção C – fase inicial	66
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção C – fase final	66
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção D – fase inicial	66
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção D – fase final	67
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção E – fase inicial	67
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção E – fase final	67
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G – fase inicial	68
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G – fase final	68
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G2 – fase inicial	68
Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – secção G2 – fase final	68
Figura 18 – Vista 3D do modelo de cálculo da estação – corpo principal e acessos...	69
Figura 19 – Vista 3D do modelo de cálculo da estação – corpo principal e estrutura interna	70
Figura 20 – Vista 3D do modelo de cálculo da cobertura metálica da Estação	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de solo de acordo com o EC8.....	15
Tabela 2 – Características dos materiais considerados na contenção periférica provisória.....	18
Tabela 2 – Características dos materiais – estruturas definitivas – Betão.....	19
Tabela 3 – Características dos materiais – estruturas definitivas – Aço ordinário e aço estrutural.....	20
Tabela 4 – Recobrimentos nominais das armaduras – estruturas definitivas	21
Tabela 7 – Factores dinâmicos a aplicar a CT para o dimensionamento dos elementos de suporte.....	28
Tabela 8 – Pressões dinâmicas de pico e pressões dinâmicas a aplicar – fachada Sul	35
Tabela 9 – Coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$ - vento sentido Sul – Norte – cobertura isolada de duas vertentes	36
Tabela 10 – Pressões dinâmicas de pico – cobertura – vento Sul-Norte.....	38
Tabela 11 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Sul-Norte – sentido descendente do vento.....	38
Tabela 12 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Sul-Norte – sentido ascendente do vento.....	38
Tabela 13 – Pressões dinâmicas de pico e pressões dinâmicas a aplicar – fachada Norte	39
Tabela 14 – Pressões dinâmicas de pico – cobertura – vento Norte-Sul.....	40
Tabela 15 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Norte-Sul – sentido descendente do vento.....	41
Tabela 16 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Norte-Sul – sentido ascendente do vento.....	41
Tabela 17 – Coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$ - vento sentido Este – Oeste – cobertura isolada de uma vertente.....	42
Tabela 18 – Pressões dinâmicas de pico – cobertura – vento Este-Oeste.....	45
Tabela 19 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Este-Oeste – sentido descendente do vento.....	45

Tabela 20 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Este-Oeste – sentido ascendente do vento.....	46
Tabela 21 – Pressões dinâmicas de pico – cobertura – vento Oeste-Este.....	48
Tabela 22 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Oeste-Este – sentido descendente do vento.....	48
Tabela 23 – Pressões dinâmicas a aplicar – cobertura – vento Oeste-Este – sentido ascendente do vento.....	49
Tabela 24 – Parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais	54
Tabela 25 – Reacções nos pilares P1 Norte e P1 Sul provenientes do Viaduto.....	57
Tabela 26 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas acções – suporte primário	61
Tabela 27 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno – suporte primário	61
Tabela 28 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os ELU – suporte primário.....	61
Tabela 29 – Coeficientes parciais das acções para estados limites últimos STR.....	62
Tabela 30 – Factores de majoração, γ , e coeficientes de combinação, Ψ	62
Tabela 31 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.....	63

1 OBJECTIVO E ÂMBITO

O presente documento pretende sumarizar os Critérios Gerais de Projeto aplicáveis ao **Projecto de Execução da Estação de Alcântara**, 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 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 E BIBLIOGRAFIA BASE

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 1990:2009 - Eurocódigo 0: Bases para projetos de estruturas;
- NP EN 1991-1-1:2009 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-2:2010 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-2: Acções Gerais – Acções em estruturas expostas ao fogo;
- NP EN 1991-1-4:2010 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções Gerais - Acções do vento;
- NP EN 1991-1-5:2009 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-5: Acções Gerais - Acções térmicas;
- NP EN 1991-1-7:2006 - Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1-7: General Actions – Accidental actions;
- NP EN 1991-2:2017 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 2: Acções de tráfego em pontes;
- NP EN 1992-1-1:2010 - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1992-1-2:2010 - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo;
- NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1993-1-2:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo;
- NP EN 1993-1-8:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projecto de ligações;
- NP EN 1993-1-9:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-9: Fadiga;
- NP EN 1994-1-1:2004 - Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1997-1:2010 - Eurocódigo 7: Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais;
- NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios;

- NP EN 1998-5:2010 - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos;
- Normas de Projecto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Sempre que aplicável foram ainda consideradas as disposições constantes nos Anexos Nacionais de cada Eurocódigo, particularmente no referente à quantificação de acções de carácter específico como o vento, a temperatura ou a acção sísmica.

Adicionalmente, foram ainda consideradas as normas de conformidade e de execução dos vários materiais estruturais assim como disposições específicas de cada elemento estrutural de entre as quais se destacam:

- 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 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1 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, à qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

4.2 Classe de Consequência

A classe de consequência é definida 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 se classificam como sendo da classe de consequência CC3.

4.3 Classe de Inspeção

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

4.4 Classe de Execução

De acordo com o estabelecido na norma NP EN 13670 e no Decreto de Lei nº 90/2021 de 5 de Novembro, a estrutura de betão armado deverá ser enquadrada na Classe de Execução 3.

De acordo com o estabelecido nas normas NP EN 1993-1-1 e NP EN 1090-2, a estrutura metálica deverá ser enquadrada na Classe de Execução EXC4.

4.5 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;