
1.3	Caso de estudo 2 – Modelo Hardening Soil.....	61
1.4	Caso de estudo 3 – Túneis, Reação do Solo.....	66
1.5	Caso de estudo 4 – Teste Triaxial Não Drenado.....	72
1.6	Caso de estudo 5 – Teste Triaxial Drenado.....	81
1.7	Caso de estudo 6 – Estabilidade de um talude.....	87

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Nota de Cálculo das soluções de Contenção Periférica Provisória da obra da Estação de Alcântara**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo V – Estações do Volume 4 – Estação de Alcântara – 02 Estruturas**.

2 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

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

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

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 – Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 – Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 – Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 – Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 – Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 – Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;

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

3 SISTEMA DE UNIDADES

De uma forma geral, são adotadas as unidades do Sistema Internacional (SI). Nos casos em que tal não aconteça, são indicadas as unidades consideradas.

4 MATERIAIS

4.1 Estruturas De Contenção Provisória

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução encontram-se apresentadas na tabela seguinte:

Tabela 1 – 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	

4.2 Recobrimentos Nominais

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

Tabela 2 - 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.

5 AÇÕES

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.

5.1 Ações Consideradas

As ações consideradas são as apresentadas no Tabela 3.

Tabela 3 – 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

5.2 Zonamento e Parametrização Geológico-Geotécnico

Nesta fase de Projeto de Execução e de acordo com as condições conhecidas para terrenos com características semelhantes foram estabelecidas soluções de suporte que terão de ser confirmadas e/ou desenvolvidas nas próximas fases de projeto, em função da interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção já concluídos e das campanhas do Programa de prospeção complementar a implementar.

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, são descritos no Volume II – Estudo Geológico-Geotécnico (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020001 0). Os trabalhos de prospeção complementares são propostos no Programa de reconhecimento complementar (Geológico-geotécnico, hidrogeológico e ambiental) (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020002 0).

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



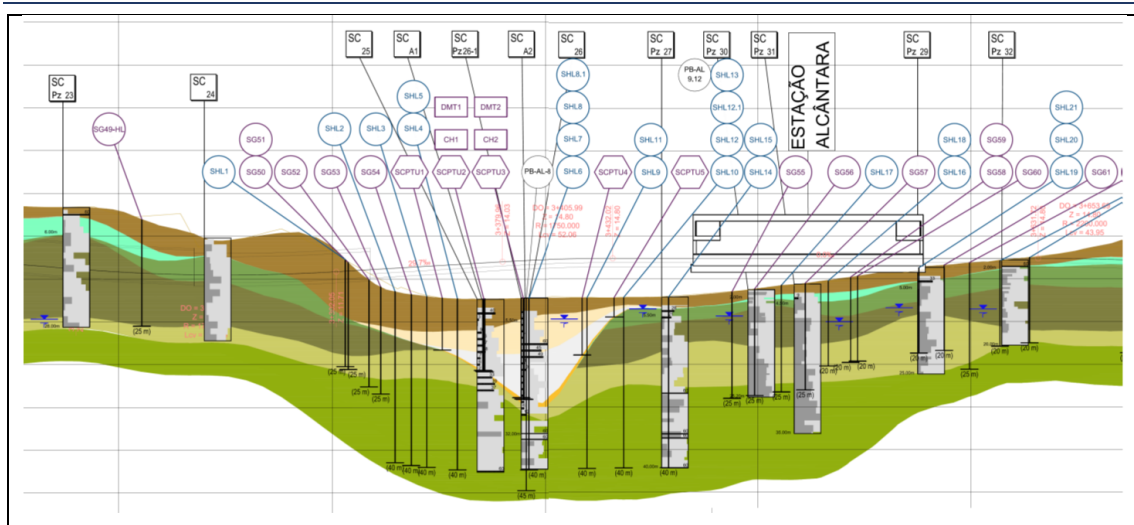


Figura 1 – Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

(Excerto dos desenhos LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021000 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021010 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021012 0)

No local de implantação da Estação de Alcântara e da Obra Especial nº 6, realizaram-se as sondagens S27, S29, S30, S31 e S32. É provável que a sondagem S28 também tenha sido executada, embora não esteja indicada nos desenhos

A zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que pode atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca da cota 15,00 no final do traçado (450 m a poente) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

O Quadro seguinte resume as características das formações geológicas identificadas nas sondagens.

Tabela 4 – Descrição sumária das formações geológicas encontradas nas sondagens executadas junto da Estação Alcântara e Obra Especial 6

Sondagem	Descrição simplificada
27	0-4,5 m – Pavimentos + Aterros 4,5-21,0 m – Calcário cristalino/compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo fraturado. 21,0-40,0 m – Marga argilosa muito consolidada, rija /calcário margoso, muito a medianamente alterada(o), muito a medianamente fraturada(o).
29	0-3,0 m – Aterro 3,0-25,0 m – Calcário nodular compacto, muito a medianamente alterado, muito a muitíssimo fraturado, com preenchimento argilo-siltoso dos planos de fracturação.
30	0-0,5 m – Aterro 0,5-16,3 m – Calcário levemente cristalino compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 16,3-25,2 m – Calcário levemente cristalino compacto, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado.
31	0-3,5 m – Aterro 3,5-9,5 m – Calcário compacto, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 9,5-14,0 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muito a medianamente fraturado. 14,0-27,0 m – Calcário cristalino compacto, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado. 27,0-35,0 m – Calcário margoso, medianamente a pouco alterado, muito a medianamente fraturado.
32	0-1,5 m – Aterro. 1,5-9,7 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 9,7-16,0 m – Calcário cristalino, medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado. 16,0-20,0 m – Calcário cristalino, muito a medianamente alterado, muitíssimo a muito fraturado.

Com base nas sondagens anteriormente descritas, é possível identificar que, sob a camada de aterros, encontram-se formações calcárias ou calcário-margosas do Cretácico. Na Carta Geológica de Lisboa, essas formações são designadas como Formação da Bica (Cretácico Superior) e Formação de Caneças (Cretácico Inferior).

Nos cortes geológico-geotécnicos do Estudo Prévio, também surgem pontualmente duas outras formações sobrejacentes aos calcários: i) aluviões de natureza arenosa e ii) tufos pertencentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa.

A Formação da Bica, subdividida em quatro subunidades, assim como a Formação de Caneças, está descrita no quadro seguinte. Essas subunidades estão dispostas na mesma ordem, de cima para baixo, em que são apresentadas no quadro seguinte.

Tabela 5 – Unidades e subunidades do Cretácico que interessam à Estação Alcântara e Obra Especial 6

Formação da Bica	Cc1a	Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada.
	Cc1b	A parte superior do complexo caracteriza-se por calcário nodular amarelado a esbranquiçado com inclusões a passagens margosas frequentes, a parte inferior caracteriza-se por um calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes carsificados, umas vezes compactos outras vezes margosos, com passagens argilosas.
	Cc1c	Calcários semi cristalinos a cristalinos com rudistas, apresentando nódulos a leitos de sílex, pouco alterados a medianamente alterados, fraturas medianamente afastadas a muito próximas.
	Cc1d	Calcário compacto branco e bege, fendilhado com prealveolinas, pouco alterado a medianamente alterado, com passagens muito alteradas a decompostas, fraturas afastadas a próximas.
Formação de Caneças	Cc2	Calcário por vezes margoso, com geóides no topo e com passagens argilosas por vezes com gesso na base.

Em alguns horizontes mais alterados das formações calcárias, foram realizados ensaios SPT, embora em número muito reduzido, e geralmente registando valores muito elevados. Isto não é surpreendente, dado que se trata essencialmente de formações rochosas, frequentemente intensamente alteradas e fraturadas, conforme observado.

Para efeitos de parametrização, foram utilizados principalmente os resultados dos ensaios de laboratório para determinação da resistência à compressão uniaxial e do módulo de deformabilidade (correspondente ao módulo de Young). Nestes ensaios, a observação visual das amostras permitiu classificá-las, no caso da Formação da Bica, numa das quatro subunidades descritas no quadro anterior

O Quadro seguinte apresenta os parâmetros propostos para as diversas camadas identificadas nas sondagens, terrosas e rochosas.

Tabela 6 – Parâmetros geomecânicos propostos para a Estação Alcântara e Obra Especial 6

Unidade	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	ν	K0	k (m/s)	$\sigma_{ci,rocha}$ (MPa)	$E_{i,rocha}$ (GPa)
Aterro	20	0	30	20	0,30	0,5	10 ⁻⁵	-	-
Aluvião arenoso	20	0	30	20	0,30	0,5	10 ⁻⁵	-	-
Tufos vulcânicos	21	60	35	120	0,30	1,0	10 ⁻⁷	-	-
Cc1a	23	75	30	90	0,25	0,8	10 ⁻⁷	8	2
Cc1b	24	130	40	400	0,20	0,8	10 ⁻⁷	10	3,5
Cc1c	25	300	45	1340	0,20	0,8	10 ⁻⁶	22	6
Cc1d	24	200	40	450	0,20	0,8	10 ⁻⁷	18	4
Cc2	24	150	27	240	0,25	0,8	10 ⁻⁷	8	3

Os aterros têm uma presença significativa no local, sendo antigos e tipicamente muito heterogêneos, provavelmente com significativa compactação. As poucas análises granulométricas realizadas no âmbito do Estudo Prévio indicam uma percentagem de finos inferior a 20%. Os parâmetros mecânicos apresentados no quadro baseiam-se na experiência da equipa de projeto e são considerados conservadores. Parâmetros semelhantes foram atribuídos ao aluvião arenoso, que aparece subjacente ao aterro em um dos cortes geológico-geotécnicos do local.

Por sua vez, os tufos vulcânicos surgem na zona final da Obra Especial, com expressão relativamente reduzida, sobrejacentes às formações calcárias e margosas do Cretácico. Para esses tufos, foram considerados os parâmetros apresentados na memória descritiva do Estudo Prévio.

Relativamente aos parâmetros geomecânicos das formações rochosas da Bica e de Caneças (cinco últimas linhas do quadro em análise), os parâmetros de resistência e deformabilidade foram obtidos através dos resultados do software RocData da Rocscience Inc. Este software fornece os parâmetros de resistência do maciço de acordo com o modelo de Hoek & Brown. Adicionalmente, foram efetuados ajustes, além dos arredondamentos naturais, para refletir a variação na profundidade das formações.

Os valores do coeficiente de permeabilidade e de K0 foram adotados conforme os indicados na memória do Estudo Prévio, os quais consideramos apropriados (ver quadro seguinte)

Em relação à hidrogeologia da área de intervenção, o quadro seguinte indica os registos dos níveis freáticos obtidos nas sondagens realizadas no local, utilizando piezómetros.

Do quadro apresentado, pôde verificar-se que as variações dos registos em cada piezómetro foram muito reduzidas ao longo do período de observação (entre 03/12/2021 e 28/03/2022). A última coluna do quadro apresenta a cota do nível freático em cada piezómetro, evidenciando uma grande coerência entre os valores registados nos diferentes locais.

Tendo isto em conta, propõe-se, por motivos de segurança, considerar o nível freático à cota +4,00., ligeiramente acima do nível de escavação.

Tabela 7 – Registos piezométricos e cota do nível freático.

Sondagem/piezómetro	Cota da boca (m)	Profundidade do nível freático (m)	Cota do nível freático (m)
27	5,23	2,78	2,45
29	12,08	9,48	2,60
30	8,12	6,18	1,94
31	11,76	8,86	2,90
32	14,63	11,50	3,13

6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

6.1 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 8:

Tabela 8 – 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 9) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 10 e Tabela 11).

Tabela 9 – 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 10 – 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 11 – 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 12 – 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 13 – 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 14 – 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.

7 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO 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 15 – 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 16, 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 16 – 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
Betão projetado	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	
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Cortina de Berlim provisório	Deformação horizontal
	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.

7.1 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.

7.2 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.

7.3 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.

7.4 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.

7.5 Estado Limite Último De Resistência À Tração

De acordo, com EN 1537, toma-se que o valor máximo da tração de blocagem (PO) aplicada deve ser limitado pelo valor de 0,60 Rt,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:

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

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 6x140 mm² (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:

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

8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS CONTENÇÕES PROVISÓRIAS

8.1 Descrição Da Estrutura 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 cotras 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 16x10 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.

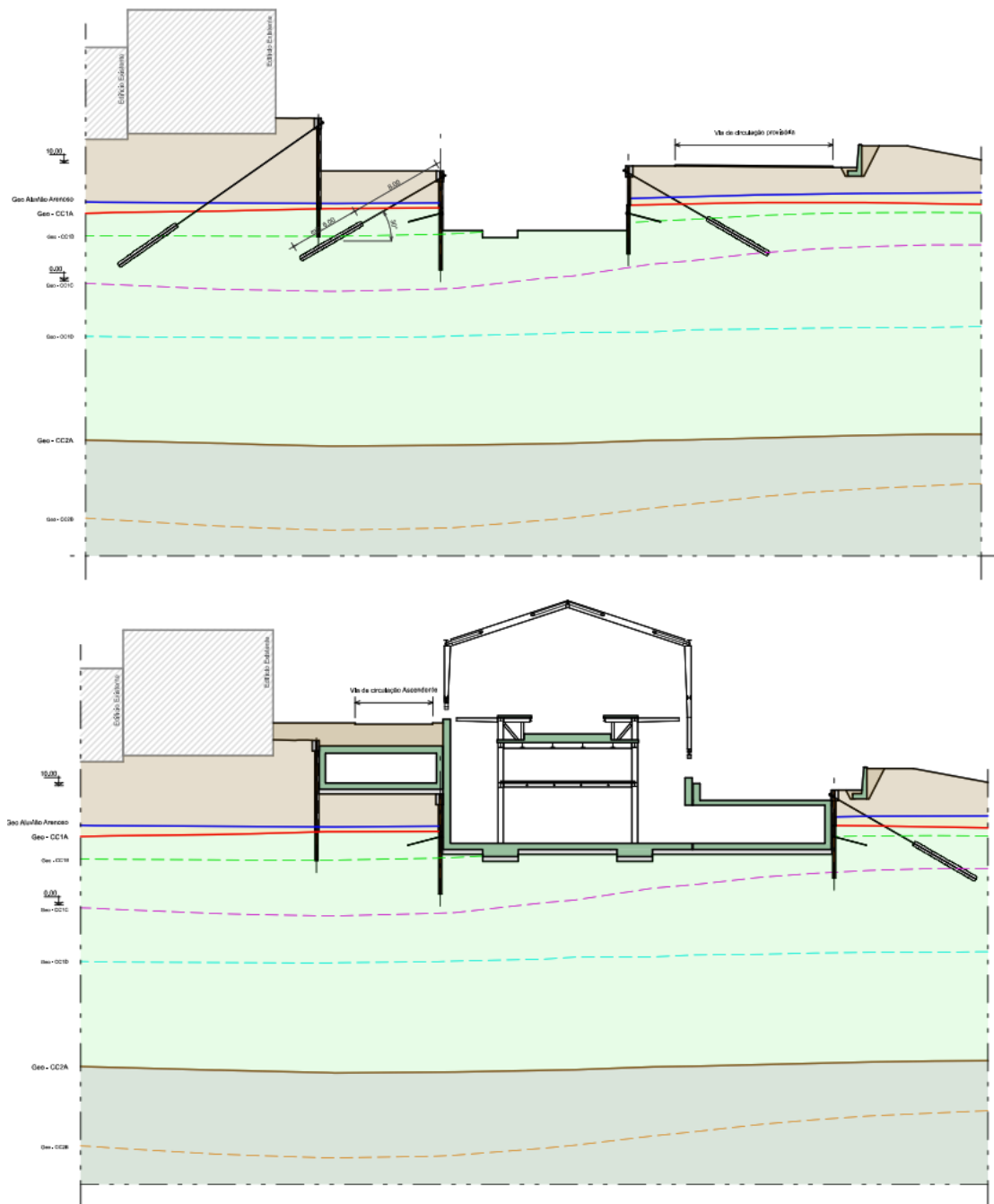


Figura 2 - Corte tipo de solução de contenção periférica provisória

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.