

**LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE
PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA
TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ
SUBTROÇO A3 – KM 33+200 AO KM 49+900**



**PROJETO DE EXECUÇÃO
VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA
TOMO 01.09 – MUROS DE SUPORTE**

Memória Descritiva e Justificativa

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA

**TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ
SUBTROÇO A3 – KM 33+200 AO KM 49+900**

**PROJETO DE EXECUÇÃO
VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA
TOMO 01.09 – MUROS DE SUPORTE**

ÍNDICE DE PEÇAS ESCRITAS		
CÓDIGO DOCUMENTO	DATA	DESIGNAÇÃO
PF102A3.PR.01.09.00.00.IND.00	14.08.2025	Índice
PF102A3.PR.01.09.00.00.MDJ.00	14.08.2025	Memória Descritiva e Justificativa

ÍNDICE DE PEÇAS DESENHADAS			
CÓDIGO DOCUMENTO	DATA	DESIGNAÇÃO	Nº ORDEM
PF102A3.PR.01.09.00.01.101.00	14.08.2025	Muros de Suporte Secções Tipo	ECT 001
PF102A3.PR.01.09.00.01.102.00	14.08.2025	Muros de Suporte Secções Tipo	ECT 002

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Pedro Antunes Helena Costa António Ferrão	Pedro Antunes	Eduardo Mira Fernandes
14-08-2025	14-08-2025	14-08-2025
Data e Assinatura	Data e Assinatura	Data e Assinatura

Não necessita de assinatura se aprovado eletronicamente

Informação Adicional	Informação do Documento	
O Gestor de Projeto -	Código Documento PF102A3.PR.01.09.00.00.MDJ.00	
O Responsável Unidade -	Revisão 00	Data 14-08-2025
O Responsável Departamento -	Código Projetista	
O Diretor -	Nome do Ficheiro PF102A3.PR.01.09.00.00.MDJ.00.docx	

Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Secção Afetada	Alterações
00	14-08-2025	Vários	Edição inicial	-

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA**TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ****SUBTROÇO A3 – KM 33+200 AO KM 49+900****PROJETO DE EXECUÇÃO****VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA****TOMO 01.09 – MUROS DE SUPORTE****MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA****ÍNDICE**

1	INTRODUÇÃO	1
2	CONDICIONAMENTOS	2
2.1	Condicionamentos Geológico-Geotécnicos	2
2.1.1	Enquadramento geológico-geotécnico	2
2.1.2	Parâmetros geotécnicos	2
2.1.3	Sismicidade.....	3
3	REGULAMENTAÇÃO	8
4	MATERIAIS E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS GERAIS	9
5	DEFINIÇÃO DAS SOLUÇÕES ADOTADAS.....	10
5.1	Descrição e justificação das soluções	10
5.2	Sistema de Impermeabilização e drenagem	10
6	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	11
6.1	Tempo de vida útil	11
6.2	Tipo de solo	11
6.3	Categoria geotécnica.....	11
6.4	Dimensionamento geotécnico.....	11
6.5	Dimensionamento estrutural	11
6.5.1	Estados limites Últimos	12
6.5.2	Estados Limites de Serviço.....	12
6.6	Ações	12
6.6.1	Ações Permanentes.....	12
6.6.2	Ações Variáveis	13
6.6.3	Ações Sísmicas.....	14

7	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	15
7.1	Muros de Suporte	15
7.1.1	Verificação da Estabilidade Externa	18
7.1.2	Verificação da Estabilidade Interna	24
7.1.3	Verificação da Capacidade Resistente das Estacas	25

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Gráfico Isossistas de Intensidade Máxima (sísmica histórica e atual) (fonte: antigo Instituto de Meteorologia), com a localização da zona de estudo.	4
Figura 2 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1:2010).	5
Figura 3 – Corte Tipo Muro com contrafortes $16.00 < H \leq 21.00\text{m}$	16
Figura 4 – Corte Tipo Muro com contrafortes $11.00 < H \leq 16.00\text{m}$	17
Figura 5 – Corte Tipo Muro com contrafortes $6.00 < H \leq 11.00\text{m}$	17

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Parâmetros geotécnicos provisórios para materiais terrosos.	2
Quadro 2 – Parâmetros geotécnicos provisórios para materiais rochosos.	3
Quadro 3- Valores de referência da aceleração máxima à superfície, $a_g R$ (m/s^2), nas várias zonas sísmicas de Portugal (Anexo Nacional, NP EN 1998-1:2010).	6
Quadro 4 – Tipos de terrenos, conforme definido no Quadro 3.1 da NP EN 1998-1:2010.	6
Quadro 5 – Muros de suporte associados à circulação ferroviária (LAV).	15
Quadro 6 – Muros de suporte associados aos restabelecimentos	16
Quadro 7 – Coeficientes parciais para as ações (γ_F) (EQU) (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.1)	19
Quadro 8 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (EQU) (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.2)	19
Quadro 9 – Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (γ_F) (STR/GEO) (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.3)	19
Quadro 10 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (STR/GEO) (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.4)	20
Quadro 11 – Coeficientes parciais para a capacidade resistente (γ_R) para estruturas de suporte (STR/GEO) (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.13)	20
Quadro 12 – Coeficientes parciais para as ações em situações acidentais (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.I)	21
Quadro 13 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.II)	21
Quadro 14 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações acidentais (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.III)	21

Quadro 15 – Coeficientes de correlação para a determinação de valores característicos a partir de ensaios de carga estática de estacas, n – número de estacas ensaiadas (adaptado NP EN 1997-1:2010).....	26
Quadro 16 – Valores do parâmetro a e da resistência lateral unitária máxima, q _s (adaptado Bustamante & Gianeselli, 1982).....	28
Quadro 17 – Valores dos fatores de capacidade portante, k _c (adaptado Bustamante & Gianeselli, 1982).....	28
Quadro 18 – Coeficientes parciais para as ações (γ _F) (adaptado NP EN 1997-1:2010)	29
Quadro 19 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ _M) (adaptado NP EN 1997-1:2010).....	29
Quadro 20 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ _R) para estacas instaladas com extração do terreno (adaptado NP EN 1997-1:2010).....	29
Quadro 21 – Coeficientes parciais para as ações em situação acidentais (adaptado NA.I – NP EN 1997-1:2010)	29
Quadro 22 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situação acidentais (adaptado NA.II– NP EN 1997-1:2010).....	30
Quadro 23 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situação acidentais (adaptado NA.III – NP EN 1997-1:2010).....	30

ANEXOS

1 INTRODUÇÃO

O presente documento consiste na Memória Descritiva e Justificativa da especialidade integrada no Volume 01 – Plataforma de Via – Tomo 1.9 – Muros de Suporte, em fase de Projeto de Execução, do Projeto de Execução dos Muros de Suporte no âmbito da “Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto (Campanhã) e Lisboa - Troço Porto (Campanhã) a Oiã”, designada por LAV Porto Lisboa.

O presente documento tem como finalidade apresentar as soluções propostas para as estruturas dos muros de suporte de aterros, bem como os critérios de dimensionamento e as condicionantes que estiveram na origem dessas soluções.

Tendo em conta as especificidades do presente estudo, o documento terá um carácter dinâmico, podendo sofrer revisões motivadas pelas necessidades encontradas ao longo do período em que se irá desenvolver o projeto.

2 CONDICIONAMENTOS

2.1 CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

2.1.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O enquadramento geológico-geotécnico do ST3 interessado nesta memória descritiva e justificativa (assim como a caracterização geotécnica dos materiais a intersetar) poderá ser consultado no tomo 1.7 do presente volume.

2.1.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Com base na avaliação qualitativa da prospeção disponível e na experiência do projetista relativamente aos tipos de formações presentes no ST3, apresentam-se, de forma preliminar, os parâmetros geotécnicos propostos para as unidades abrangidas pelo traçado. Estes parâmetros serão revistos na atualização do Projeto de Execução, tendo em conta os dados geotécnicos que resultarão dos trabalhos de investigação atualmente em curso.

Quadro 1 – Parâmetros geotécnicos provisórios para materiais terrosos.

Descrição	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	E (MPa)
Aterros (At) Materiais diversos de natureza arenosa ou xistenta soltos a medianamente compactos	18 - 20	27 - 33	0 - 5	-	20 - 50
Aluviões (Al) Areias muito soltas a soltas	16 - 18	28 - 32	0	-	< 20
Aluviões (Al) Areias lodosas ou argilosas muito moles a moles	16 - 18	-	-	< 40	< 20
Depósitos de cobertura (Q) Areias soltas a medianamente compactas, pontualmente compactas.	18 - 21	28 - 35	5 - 10	-	15 - 80
Unidades metamórficas decompostas a muito alteradas (W5 a W4)	19 - 22	28 - 33	10 - 20	-	15 - 80
Unidades metamórficas muito alteradas e com fracturação muito próxima a próxima (W5-4 / F5-4)	22 - 24	35 - 40	20 - 150	-	> 80

Quadro 2 – Parâmetros geotécnicos provisórios para materiais rochosos.

Descrição	γ (kN/m ³)	Parâmetros de rotura de Hoek-Brown							E (MPa)
		σ_{ci} (MPa)	GSI	mi	D	mb	s	a	
Unidade de Arada (W4 a W3, F4 ou melhor)	21 - 24	5 - 25	20 - 35	5 - 10	0,7	25 - 50	9,22 x 10 ⁻⁶ - 8,11 x 10 ⁻⁵	0,544 - 0,516	100 - 200
Unidade de Arada (W3-2, F3)	22 - 25	25 - 50	30 - 40			50 - 100	3,93 x 10 ⁻⁵ - 1,67 x 10 ⁻⁴	0,522 - 0,511	200 - 350

2.1.3 SISMICIDADE

A atividade sísmica em Portugal continental está associada a duas zonas sismo-tectónicas, a saber:

- Zona interplacas, correspondente à fronteira Açores-Gibraltar (zona de fronteira das placas euroasiática e africana), responsável pela atividade sísmica no mar, nomeadamente na zona do banco de Gorringe, que tem dado origem aos maiores sismos históricos que atingiram o continente (1356, 1755, 1969);
- Zona intraplacas, que inclui a região do vale do Tejo e Sado e a zona atlântica adjacente, onde se inclui a falha do vale Inferior do Tejo (a NE de Lisboa), e onde se registam vários sismos de magnitude superior a 5, com epicentros distribuídos ao longo da falha e da zona costeira.

Apesar das falhas no interior do continente originarem sismos de menor magnitude que os gerados na fronteira de placas, por se situarem a distâncias pequenas (baixa atenuação), são passíveis de provocar acelerações do solo ao mesmo nível ou até mais altas que as provocadas por sismos de maior magnitude, mas com epicentro mais afastado.

Grande parte do traçado do ST3 desenvolve-se no município de Ovar, mas termina do município de Espinho, ambos pertencentes ao distrito de Aveiro.

De acordo com a Carta de Isossistas de Intensidade Máxima, do Instituto de Meteorologia, a região do traçado, situa-se na zona de intensidade VII na escala de Mercalli Modificada (Figura 1).

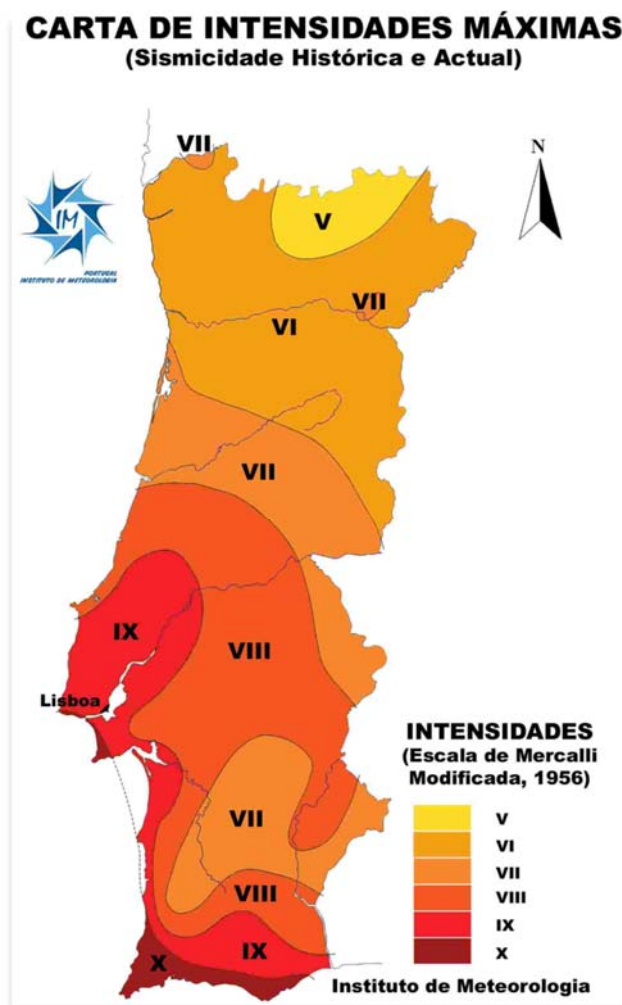


Figura 1 – Gráfico Isossistas de Intensidade Máxima (sísmica histórica e atual) (fonte: antigo Instituto de Meteorologia), com a localização da zona de estudo.

2.1.3.1 Classe de importância

A ação do sismo é caracterizada de acordo com o estipulado na NP EN 1998–1:2010, NP EN 1998–2:2023 e NP EN 1998–5: 2010 face às recomendações nacionais e à zona sísmica do país em que a obra se insere.

De acordo com o Caderno de Encargos (C.E.), os tempos de vida útil a considerar para o dimensionamento das estruturas de estabilização definitivas das categorias geotécnicas 3, que engloba as estruturas de suporte de aterros, é de 100 anos

Tratando-se de uma obra em linha materializada em continuidade por escavações, aterros, blocos técnicos, estruturas de contenção, viadutos, pontes e túneis, justifica-se a adoção de critérios semelhantes na aferição dos coeficientes sísmicos a adotar nos cálculos de dimensionamento específicos de cada estrutura, conforme definidos nos Critérios de Projeto.

2.1.3.2 Zonamento sísmico

O Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - parte 1 (NP EN 1998-1:2010) (doravante mencionado como EC8), prevê dois cenários de geração de sismos que podem afetar Portugal:

Um cenário designado de “afastado” referente em geral aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à ação sísmica Tipo 1;

Um cenário designado de “próximo” referente em geral aos sismos com epicentro no território Continental e que corresponde à ação sísmica Tipo 2.

O Anexo Nacional do EC8 procede à divisão do território nacional em zonas sísmicas, estabelecidas em termos da aceleração máxima de projeto de referência em rocha (agR). A segurança das estruturas deve ser verificada segundo dois cenários distintos de ação sísmica, que representam um sismo afastado (AS Tipo 1 – interplacas) e um sismo próximo (AS Tipo 2 – intraplacas) cujo zonamento do território a considerar, em função do tipo de ação sísmica, é o apresentado na figura seguinte.

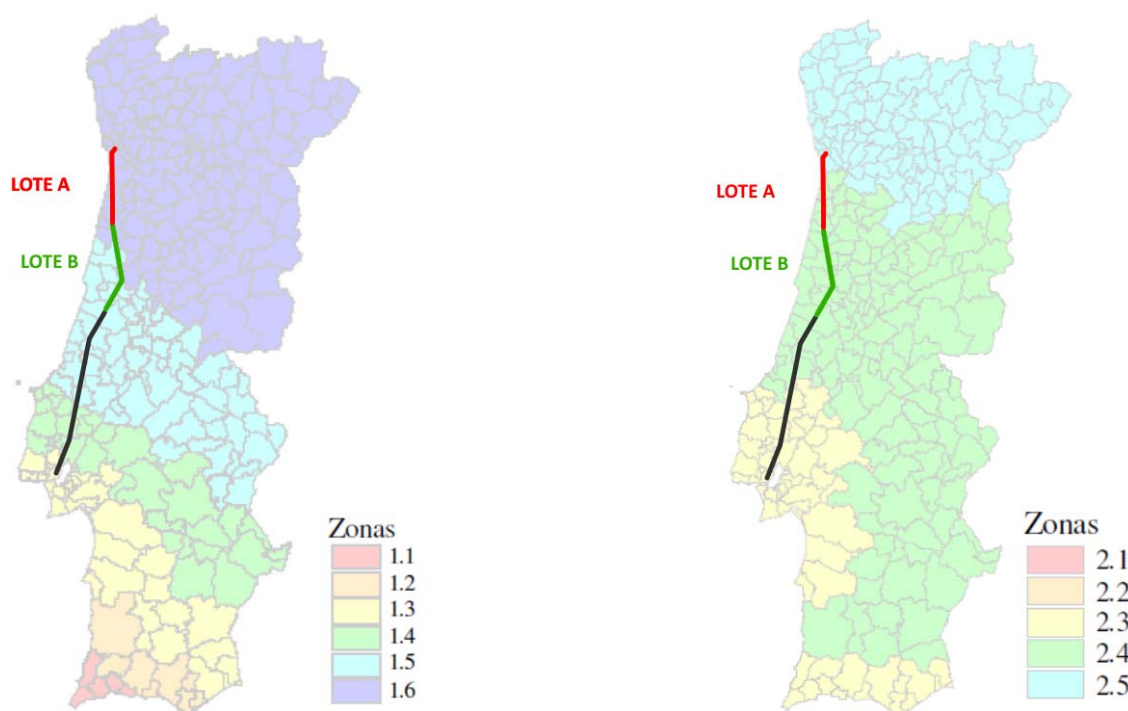


Figura 2 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1:2010).

Da figura anterior, depreende-se que o subtroço ST3 da LAV insere-se na zona sísmica 1.6 para o sismo tipo I e na zona sísmica 2.4 para o sismo tipo II.

As acelerações máximas de referência estabelecidas no Anexo Nacional da NP EN 1998-1 para as diferentes zonas sísmicas encontram-se patentes no quadro infra, estando indicados a negrito os valores de referência a considerar para os cálculos que interessam o ST3.

Quadro 3- Valores de referência da aceleração máxima à superfície, a_gR (m/s²), nas várias zonas sísmicas de Portugal (Anexo Nacional, NP EN 1998-1:2010).

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_gR (m/s ²)	Zona Sísmica	a_gR (m/s ²)
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35		

2.1.3.3 Tipo de terreno

No presente subcapítulo efetua-se a identificação dos tipos de terreno – A, B, C, D ou E – mais prováveis de ocorrerem ao longo do troço de acordo com a classificação do Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998-1:2010) para fins de avaliação da ação sísmica. No quadro seguinte apresentam-se os tipos de terrenos mencionados, simbolizando as linhas realçadas a verde os cenários geotécnicos mais prováveis de ocorrer ao longo do traçado).

Quadro 4 – Tipos de terrenos, conforme definido no Quadro 3.1 da NP EN 1998-1:2010.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua no máximo, 5m de material mais fraco à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 – 360	15 - 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s.			
S₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água.	< 100 (indicativo)	-	10 – 20

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		Vs,30 (m/s)	N _{SPT}	C _u (kPa)
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1.			

3 REGULAMENTAÇÃO

As estruturas, externas e internas, foram desenvolvidas e dimensionadas de acordo com a regulamentação europeia em vigor de entre a qual se destacam as seguintes normativas:

- NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0: Bases para projectos de estruturas;
- NP EN 1991-1-1:2009 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas;
- NP EN 1992-1-1:2010 - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão;
- NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço;
- NP EN 1994-1-1:2004 - Eurocódigo 4: Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão;
- NP EN 1997-1:2010 - Eurocódigo 7: Projecto geotécnico;
- NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas resistentes a sismos.

4 MATERIAIS E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS GERAIS

Para a execução das estruturas foram considerados nesta fase os seguintes materiais:

Betão Estrutural (NP EN 206 -1):

- Regularização.....C12/15 X0(P) Cl0,40 Dmax25mm S3
- Estacas..... C30/37 XC4(P) Cl0,40 Dmax25mm S3
- Muros de suporte..... C30/37 XC4(P) Cl0,40 Dmax25mm S3

Aço:

- Em armaduras ordináriasA500NR SD (EN 10080)

Recobrimentos a considerar deverá ser obtido das disposições regulamentares para cada situação tendo em consideração a tipologia do elemento, a classe de betão e a classe de exposição:

- Muros de suporte..... 50mm
- Estacas..... 50mm

5 DEFINIÇÃO DAS SOLUÇÕES ADOTADAS

5.1 DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DAS SOLUÇÕES

Tendo por base todos os condicionantes geológico-geotécnicos, condicionantes locais e a própria configuração da estrutura definitiva, foi adotados muros de suporte em betão armado em “T” invertido,

Os muros de suporte em betão armado do tipo “T” invertido são estruturas de contenção utilizadas para suportar empuxos de terras em taludes escavados ou em aterros, sendo especialmente adequados para alturas significativas ou quando se pretende otimizar a distribuição de esforços e o desempenho estrutural. A sua geometria em “T” invertido é composta por um fuste vertical (ou alma) e uma sapata de fundação assimétrica, que inclui uma base a tardoz (sob o aterro) e uma base frontal (lado livre), funcionando em conjunto como uma consola ancorada.

A sapata é dimensionada para resistir ao derrubamento, ao deslizamento e à capacidade de carga do solo de fundação. A parte da sapata situada a tardoz tem geralmente maior largura do que a frontal, de forma a aproveitar o peso do aterro como contrapeso à ação horizontal exercida pelo empuxo do solo.

O muro é executado em betão armado, com armaduras devidamente dimensionadas para resistir às solicitações de flexão e corte, garantindo o comportamento monolítico da estrutura.

Nos muros de suporte associados à LAV, é previstos contrafortes exteriores (do lado livre), rigidamente ligados ao fuste e à sapata, com o objetivo de aumentar a rigidez da estrutura e reduzir as deformações. Esta solução permite também um melhor controlo das solicitações nos elementos estruturais e contribui para a elevada fiabilidade exigida neste tipo de infraestrutura. Por outro lado, nos muros de suporte em restabelecimentos rodoviários, opta-se por contrafortes interiores (a tardoz), integrados na zona do aterro.

A fundação destes muros poderá ser direta ou indireta, dependendo das condições geotécnicas do local. Em zonas onde o terreno de fundação apresenta boas características de resistência e deformabilidade controlada, será adotada fundação direta, assente sobre solos competentes. No entanto, sempre que os solos superficiais não garantam a capacidade de suporte ou os requisitos de deformação admissíveis, recorre-se a fundações indiretas com recorço a estacas em betão armado. Estas estacas asseguram a transferência das cargas para camadas mais profundas e competentes, garantindo a estabilidade e a durabilidade da estrutura ao longo da sua vida útil.

5.2 SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM

O sistema de impermeabilização adotado é composto por um geocompósito drenante aplicado sobre uma pintura de emulsão betuminosa colocada na face tardoz do muro. Este sistema permite a captação e encaminhamento das águas percoladas para um tubo de PVC perfurado, envolvido em material drenante devidamente confinado por um geotêxtil não tecido. A água recolhida é conduzida para o exterior do muro através de bueiros localizados ao nível do pé do muro. Será complementada com valetas longitudinais de forma a não acumular águas superficiais no pé e na crista dos muros.

6 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

6.1 TEMPO DE VIDA ÚTIL

Tal como especificado na norma IP GR.IT.OAT.004, o tempo de vida útil dos muros de suporte definitivos é de 100 anos.

6.2 TIPO DE SOLO

Segundo a NP EN 1998-1 e o Relatório Geológico-Geotécnico, foi considerado um terreno do Tipo C face à ação do sismo, sendo este o terreno mais condicionante.

6.3 CATEGORIA GEOTÉCNICA

Tendo em conta a classe de consequência CC3 para estruturas de suporte definitivas, atribui-se a Categoria 3 às estruturas pertencentes à LAV e Categoria 2 às estruturas pertencentes aos restabelecimentos.

6.4 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

A verificação da segurança terá em consideração:

- Verificação do Estado de Equilíbrio de muros ao deslizamento, carregamento do terreno e derrubamento.

O EC 7 prevê diferentes estados limites para o dimensionamento de estruturas geotécnicas de entre os quais se enumeram os três mais relevantes para o projeto:

- Estado limite geotécnico, GEO – verificação à rotura ou deformação excessiva do terreno;
- Estado limite estrutural, STR – rotura ou deformação excessiva dos elementos estruturais;
- Estado limite de equilíbrio, EQU – perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno independentemente da sua resistência.

À semelhança dos estados limites de dimensionamento estrutural, estas verificações dependem da situação de projeto e baseiam-se no princípio de utilização de fatores de segurança que minoram as propriedades dos materiais e as resistências e majoram as ações atuantes.

6.5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento da estrutura foi realizado de acordo com a regulamentação em vigor e baseado no princípio dos estados limites e na adoção de coeficientes parciais de segurança. Os modelos de cálculo utilizados permitiram avaliar os efeitos das ações (cargas ou deformações impostas) na estrutura, determinar de grandezas geométricas, avaliar as deformações, a largura de fendas, etc.

De acordo com a regulamentação serão considerados os Estados Limites Últimos e os Estados Limites de Utilização que a seguir se descrevem.

6.5.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Em termos de estados limites últimos, são adotados os valores característicos superiores para os efeitos das ações (S_k) e os valores característicos inferiores para as resistências (R_k). São ainda adotados coeficientes de segurança parciais para majorar os efeitos das ações (γ_f) e minorar as resistências (γ_m). Por fim, procede-se à comparação dos efeitos das ações majorados (S_d) com as resistências minoradas (R_d), respeitando a condição:

$$S_d \leq R_d$$

A verificação da segurança dos elementos estruturais foi realizada para as ações e combinações correspondentes aos carregamentos estáticos e dinâmicos. Em resumo, pode dizer-se que se verificou a segurança em relação a:

- Resistência à flexão simples;
- Resistência ao esforço transversal.

6.5.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

No caso dos estados limites de utilização, são adotados níveis de ações expectáveis na estrutura (através das combinações de ações) e características médias para o comportamento dos materiais, e é verificado se os valores dos efeitos das ações não ultrapassam valores admissíveis para os níveis de ações considerados.

Em resumo, pode dizer-se que se verificou a segurança aos estados limite de serviço em relação a:

- Deformação;
- Abertura de fendas;
- Compressão máxima no betão;

6.6 AÇÕES

6.6.1 AÇÕES PERMANENTES

Define-se como “ação permanente” aquela que tem “elevada probabilidade de atuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido (monotónica) até a ação atingir um certo valor limite”. As principais ações permanentes a atuar na estrutura são:

6.6.1.1 Peso Próprio

As ações permanentes correspondentes ao peso próprio dos elementos estruturais são definidas de acordo com a norma NP EN 1991-1, considerando os seguintes pesos volúnicos dos materiais:

- Elementos estruturais de betão armado: 25,00 kN/m³.

6.6.1.2 Impulsos de terras

No dimensionamento dos muros de suporte foi considerada a ação dos impulsos de terra resultantes da pressão exercida pelo solo sobre a estrutura, de acordo com os princípios da mecânica dos solos e as metodologias consagradas nas normas europeias. Para o cálculo destes impulsos foi utilizado o programa GEO5 – Estabilidade de Muros, o qual permite a aplicação de diferentes teorias de empuxo, em função das características do solo, da geometria do muro, das condições de carregamento e das interações solo-estrutura.

De forma geral, o GEO5 calcula os impulsos de terra ativa e passiva com base nas teorias clássicas de Rankine ou de Coulomb, sendo esta última a mais comum quando existe atrito entre o solo e o paramento do muro, inclinação do talude ou sobrecargas inclinadas. A definição dos coeficientes de empuxo (K_a e K_p) resulta dos parâmetros geotécnicos do terreno, nomeadamente o ângulo de atrito interno (ϕ'), coesão (c'), peso volúmico (γ) e ângulo de atrito solo-muro (δ).

Para as situações sísmicas, recorre-se à extensão da teoria de Coulomb pela formulação de Mononobe-Okabe, que permite a introdução dos coeficientes de aceleração sísmica horizontal e vertical, ajustando os impulsos para os efeitos dinâmicos.

O impulso resultante é considerado como uma força distribuída triangular (ou trapezoidal, quando existem sobrecargas). Esta força é incorporada nas análises de estabilidade externa (deslizamento, derrubamento e capacidade do solo) do muro.

Para o cálculo dos impulsos de terras atuantes sobre as estruturas enterradas, foram tidos em consideração os valores dos parâmetros geotécnicos do terreno apresentados no capítulo 7 Verificação de Segurança.

6.6.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Define-se como “ação variável” aquela cuja “variação de intensidade no tempo não é desprezável nem monotónica”.

6.6.2.1 Sobrecargas ferroviárias

A sobrecarga ferroviária foi definida atendendo às indicações da NP EN 1991–2 para o modelo de carga LM 71. De acordo com a cláusula 6.3.6.4 da NP EN 1991–2 para os efeitos globais, o carregamento característico equivalente devido às ações do tráfego ferroviário poderá ser considerado uniformemente distribuído numa largura de 3m a um nível de 0,70m abaixo do plano de rolamento da via.

Foi também considerada a aplicação de um coeficiente de classificação de cargas $\psi = 1,33$, de acordo com o constante no C.E. relativo às obras de arte.

Com base no exposto acima e considerando a sobrecarga concentrada de 250kN e a sobrecarga distribuída de 80kN/m² do modelo de carga LM71 para a verificação de segurança, as sobrecargas ferroviárias tomam o valor característico de 95kN/m².

6.6.2.2 Sobrecarga rodoviária

Nos casos em que seja necessária a aplicação de uma sobrecarga rodoviária, a mesma deverá ter um valor característico de 10kN/m².

6.6.2.3 Ação hidroestática

Na análise e dimensionamento da solução foram tidos em consideração os efeitos da pressão hidroestática devido à presença do nível freático, com $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

6.6.3 AÇÕES SÍSMICAS

De acordo com a NP EN 1998-5 2010, os coeficientes sísmicos horizontais (k_h) e verticais (k_v) devem ser considerados da seguinte maneira para as estruturas de suporte:

$$k_h = \alpha \cdot \frac{S}{r}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \text{ Se a relação } \alpha_{vg}/\alpha_g \text{ for superior a } 0,6$$

$$k_v = \pm 0,33 \cdot k_h \text{ Nos restantes casos}$$

Em que:

α_{vg} - Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical;

α - Razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, α_g , e a aceleração devida à gravidade, g ;

S – Coeficiente de solo definido na EN 1998-1:2004 (3.2.2.2);

r - Coeficiente em função do tipo de estrutura de suporte.

7 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

7.1 MUROS DE SUPORTE

No presente capítulo pretende-se avaliar as condições de estabilidade geotécnica dos muros de contenção em betão armado em “T” invertidos.

Relativamente à geometria das seções analisadas, foram consideradas quatro intervalos de alturas totais distintas do muro, variando H entre 6,0m e 21,0 m. Os muros em betão armado apresentam, de forma genérica, um paramento com secção variável, sendo o paramento frontal vertical e o paramento a tardoz inclinado a 10%. Estes muros podem incluir contrafortes para uma altura superior a 6,0m, cuja disposição depende da função estrutural: nos muros de suporte associados à circulação ferroviária, os contrafortes localizam-se na face frontal do paramento, enquanto nos muros de suporte utilizados nos restabelecimentos, os contrafortes encontram-se a tardoz do paramento. Os contrafortes terão uma espessura compreendida entre 0,60 m e 1,00 m e uma inclinação de 25%. No que diz respeito à tipologia das fundações, estas podem ser diretas, quando o solo de fundação apresenta capacidade de suporte suficiente, caso contrário indiretas, recorrendo a estacas em betão armado com 800 mm de diâmetro, espaçadas longitudinalmente a 2,50 m. As estacas deverão garantir um encastramento mínimo de 3,0 m em solo competente, perfazendo um comprimento total máximo de 19,0 m. As sapatas associadas a estes muros terão uma espessura variável entre 1,50 m e 3,00 m, com uma largura mínima correspondente a 85% da altura total do muro.

No quadro seguinte apresentam-se a identificação, localização e características dos muros dimensionados.

Quadro 5 – Muros de suporte associados à circulação ferroviária (LAV)

Designação	Localização		Extensão (m)	Hmáx Aparente Muro (m)	Htotal Muro (m)	Muros Tipo (Htotal)	Tipo de Fundações
M33.1-E	33+450	esq.	25.0	6.0	9.0	6.0m<H≤11.0m	Diretas
M40.1 D	40+500	dir.	81.0	8.0	13.0	11.0m<H≤16.0m	Diretas
M42.1 E	42+140	esq.	185.0	6.0	9.0	6.0m<H≤11.0m	Diretas
M48.1 D	48+215	dir.	85.0	10.0	15.0	11.0m<H≤16.0m	Indiretas
M48.2 E	48+360	esq.	100.0	12.0	17.0	16.0m<H≤21.0m	Indiretas
M48.3 D	48+360	dir.	65.0	12.5	17.5	16.0m<H≤21.0m	Indiretas
M48.4 E	48+610	esq.	70.0	10.0	15.0	11.0m<H≤16.0m	Indiretas
M48.5 D	48+640	dir.	40.0	10.0	15.0	11.0m<H≤16.0m	Indiretas
M48.6 E	48+880	esq.	180.0	9.0	14.0	11.0m<H≤16.0m	Indiretas
M48.7 D	48+880	dir.	85.0	9.5	14.5	11.0m<H≤16.0m	Indiretas
M49.1 D	49+812	dir.	75.0	13.0	18.0	16.0m<H≤21.0m	Diretas

Quadro 6 – Muros de suporte associados aos restabelecimentos

Designação	Localização		Extensão (m)	H _{máx} Aparente (m)	H _{total} (m)	Muros Tipo (H _{total})	Tipo de Fundações
MR38.1 D1	REST_38.1	dir.	18.0	12.0	17.0	16.0m < H ≤ 21.0m	Diretas
MR41.2 E1	REST_41.2	esq.	12.0	16.0	21.0	16.0m < H ≤ 21.0m	Diretas
MR41.2 D2	REST_41.2	dir.	50.0	16.0	21.0	16.0m < H ≤ 21.0m	Diretas
MR41.2 D3	REST_41.2	dir.	15.0	4.0	7.0	6.0m < H ≤ 11.0m	Diretas
MR41.2 D4	REST_41.2	dir.	14.0	3.0	6.0	6.0m < H ≤ 11.0m	Diretas

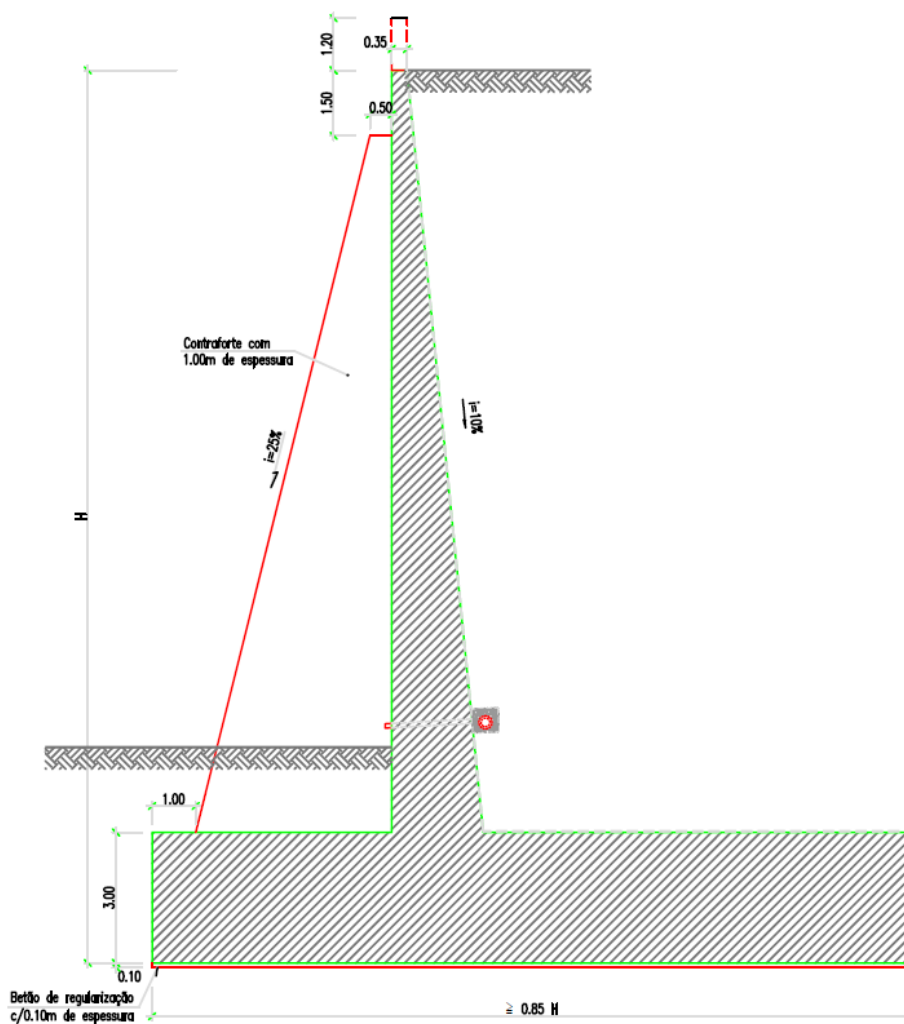


Figura 3 – Corte Tipo Muro com contrafortes 16.00 < H ≤ 21.00m

7.1.1 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE EXTERNA

7.1.1.1 Critérios de Verificação da Segurança

A verificação da estabilidade externa dos muros foi efetuada com recurso ao programa GEO5, que permite a modelação dos diferentes modos de rotura, considerando os parâmetros do solo, as condições de carga, o nível freático, a interação solo-estrutura e as combinações de ações previstas.

No presente capítulo pretende-se avaliar as condições de estabilidade externa (geotécnica) dos muros de contenção em betão armado em “L” invertido, no que se refere à capacidade resistente ao deslizamento pela base (GEO), ao derrubamento (EQU) e ao carregamento do terreno de fundação (GEO), tendo em atenção as disposições apresentadas no Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico (NP EN 1997-1:2010) e Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos (NP EN 1998-1:2010) para a verificação de segurança aos Estados Limites Últimos nas situações de projeto persistentes ou transitórias e acidentais.

As verificações de estabilidade externa dos muros foram realizadas de acordo com as disposições apresentadas no Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico (EN 1997-1:2010), nomeadamente através da aplicação de coeficientes parciais de segurança das combinações 1 e 2 definidas para a Abordagem de Cálculo 1 (AC1) e para a combinação acidental, na verificação em relação aos Estados Limites Últimos de rotura estrutural ou do terreno (STR ou GEO) e para a perda de equilíbrio (EQU), da qual prevê-se a obtenção de um fator de segurança unitário.

De acordo com a Abordagem de Cálculo 1, apresentada no EC7 - NP EN 1997-1, as verificações de estabilidade dos muros devem ser efetuadas para as seguintes combinações de conjuntos de coeficientes parciais:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1;
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1;
- Combinação Acidental.

Os valores dos coeficientes parciais para obter os valores de cálculo das ações e efeitos das ações, dos parâmetros dos solos e das capacidades resistentes, encontram-se patentes nos quadros seguintes.

Quadro 7 – Coeficientes parciais para as ações (γ_F) (EQU) (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.1)

<i>Ação</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i>		
<i>Desfavorável</i> ^{a)}	$\gamma_{G,dst}$	1,1
<i>Favorável</i> ^{b)}	$\gamma_{G,stb}$	0,9
<i>Variável</i>		
<i>Desfavorável</i> ^{a)}	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
<i>Favorável</i> ^{b)}	$\gamma_{Q,stb}$	0
^{a)} Desestabilizante		
^{b)} Estabilizante		

Quadro 8 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (EQU) (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.2)

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Ângulo de atrito interno em tensões efectivas</i> ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
<i>Coesão em tensões efectivas</i>	γ_c	1,25
<i>Resistência ao corte não drenada</i>	γ_{cu}	1,4
<i>Resistência à compressão uniaxial</i>	γ_{qu}	1,4
<i>Peso volúmico</i>	γ_γ	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$		

Quadro 9 – Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (γ_F) (STR/GEO) (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.3)

<i>Ação</i>		<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>	
			<i>A1</i>	<i>A2</i>
<i>Permanente</i>	<i>Desfavorável</i>	γ_G	1,35	1,0
	<i>Favorável</i>		1,0	1,0
<i>Variável</i>	<i>Desfavorável</i>	γ_Q	1,5	1,3
	<i>Favorável</i>		0	0

Quadro 10 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (STR/GEO) (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.4)

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>	
		<i>M1</i>	<i>M2</i>
<i>Ângulo de atrito interno em tensões efectivas</i> ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesão em tensões efectivas</i>	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistência ao corte não drenada</i>	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Resistência à compressão uniaxial</i>	γ_{qu}	1,0	1,4
<i>Peso volúmico</i>	γ_{γ}	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$			

Quadro 11 – Coeficientes parciais para a capacidade resistente (γ_R) para estruturas de suporte (STR/GEO) (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.13)

<i>Capacidade resistente</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>		
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
<i>Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação</i>	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
<i>Capacidade resistente ao deslizamento</i>	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
<i>Capacidade resistente passiva de terras</i>	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

Para as verificações respeitantes a Estados Limites Últimos em situações acidentais, foram considerados os coeficientes parciais que se apresentam nos quadros seguintes.

Quadro 12 – Coeficientes parciais para as ações em situações acidentais (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.I)

Ações	Tipo de estado limite			
	EQU	STR/GEO	UPL	Levantamento hidráulico (HYD)
Acções permanentes desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,2
Acções permanentes favoráveis	1,0	1,0	0,9	0,9
Acções variáveis desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,0
Acções variáveis favoráveis	0	0	–	–

Quadro 13 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.II)

Parâmetro do terreno	Tipo de estado limite		
	EQU	STR/GEO	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Coesão em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Resistência ao corte não drenada	1,4	1,15	1,4
Resistência à compressão uniaxial	1,4	1,15	–
Peso volúmico	1,0	1,0	–

Quadro 14 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações acidentais (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.III)

Estruturas ou elementos estruturais	Capacidade resistente	Tipo de estado limite	
		STR/GEO	UPL
Fundações superficiais	Carregamento do terreno	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
Estruturas de suporte	Carregamento do terreno de fundação	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
	Passiva de terras	1,0	–

7.1.1.2 Avaliação aos ELU da Capacidade Resistente ao Deslizamento

Para verificar a segurança relativamente ao deslizamento da fundação é necessário respeitar a seguinte condição:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

Onde,

H_d - Valor de cálculo da componente horizontal da ação;

R_d - Valor de cálculo da resistência passiva;

$R_{p,d}$ - valor de cálculo da força resistente causada por pressões de terras num lado de uma fundação.

Para condições drenadas, o valor de cálculo da resistência ao deslizamento desenvolvido na base da fundação é dado por:

$$R_d = (V_d \cdot \tan \delta_k) / (\gamma_{R,h})$$

Onde,

V_d – valor de cálculo da componente vertical da ação;

δ_k – Valor de cálculo do ângulo de atrito solo-estrutura ($\delta_k = 2/3 \cdot \phi_{Cv,k}$);

$\gamma_{R,h}$ – Coeficiente parcial para as ações ($\gamma_{R,h} = 1.00$).

7.1.1.3 Avaliação aos ELU da Capacidade Resistente ao Derrubamento

Para a verificação da segurança ao derrubamento é necessário respeitar a seguinte condição, que tem em consideração os momentos estabilizantes e de instabilizadores em torno do vértice da fundação:

$$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$$

Onde,

$M_{dst,d}$ – Valor de cálculo dos momentos instabilizadores;

$M_{stb,d}$ – Valor de cálculo dos momentos estabilizadores.

7.1.1.4 Avaliação aos ELU da Capacidade Resistente ao Carregamento da Fundação

Para verificar a segurança relativamente ao carregamento do terreno da fundação é necessário respeitar a seguinte condição:

$$V_d \leq R_d$$

Onde,

V_d – valor de cálculo da componente da ação total segundo a direção normal à base da fundação;

R_d – valor de cálculo da capacidade resistente em relação à ação.

De acordo com o Anexo D da NP EN1997-1:2010 (EC7), o valor de cálculo da tensão vertical resistente para condições drenadas, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$R / \gamma_0 = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c$$

A sobrecarga vertical provocada pelo terreno à profundidade da fundação é dada por:

$$q'_0 = \gamma' \cdot D$$

Fatores da capacidade resistente:

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi')$$

$$N_q = \exp. \tan(\phi') \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi')$$

Coefficientes de forma:

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi'$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot (B' / L')$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Coefficientes de inclinação de carga horizontal:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_{c,d} \cdot \tan \phi'_d)$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cotg \phi'_d)]^m$$

$$i_{\gamma} = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cotg \phi'_d)]^{m+1}$$

em que:

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')], \text{ quando } H \text{ atua na direção de } B';$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')], \text{ quando } H \text{ atua na direção de } L'.$$

Com base na combinação de esforços estruturais atuantes, foram calculadas as respetivas excentricidades provocadas sobre a fundação, permitindo o cálculo da área efetiva de fundação e respetiva tensão atuante.

Salienta-se que no caso das fundações indiretas com recurso a estacas de betão, onde as cargas são transmitidas, em profundidade, diretamente ao solo competente. A avaliação aos ELU da capacidade das estacas é realizada de acordo no Capítulo “Avaliação da Capacidade Resistente das Estacas”.

7.1.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE INTERNA

7.1.2.1 Avaliação aos ELU da Capacidade Resistente à Flexão Simples

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

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

onde:

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

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

O cálculo da armadura principal, A_s , foi obtido através da consulta de tabelas e ábacos de dimensionamento de seções de betão solicitadas à flexão simples segundo o EC2 – NP EN 1992-1.

O valor de cálculo do momento reduzido foi determinado através da seguinte expressão:

$$m = M_{Rd} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2)$$

Onde,

m - valor reduzido do momento fletor;

M_{Rd} – valor de cálculo do momento fletor resistente, admitindo equilíbrio de momentos $M_{Rd} = M_{Sd}$. O valor do momento fletor atuante condicionante foi obtido no programa PLAXIS afetado pelo coeficiente parcial de 1,35)

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$);

b – largura da seção transversal da viga ($b = 1,00m$);

d – altura útil da seção transversal da viga ($d = a/0,1$).

Com base na tabela 2 C12-C50_S500 (flexão simples de seções retangulares duplamente armadas) obtêm-se o valor da percentagem mecânica de armadura, ω .

O cálculo da área de armadura necessária é determinado através da aplicação da expressão seguinte:

$$A_s = \omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d / f_{yd}$$

Onde,

A_s – área da seção de armadura longitudinal (tracionada);

ω - percentagem mecânica de armadura tracionada;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias.

A verificação da percentagem mínima e máxima de armaduras na direção principal foi efetuada de acordo com as seguintes expressões do EC2 – NP EN 1992-1-1:

- Armadura máxima: $A_{s,max}=0,04.A_c$
- Armadura mínima: $A_{s,min}=0,26.(f_{ctm}/f_{syk}).b.t.d$

7.1.2.2 Avaliação aos ELU da Capacidade Resistente ao Esforço Transverso

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

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

Em que:

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

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

De entre os métodos de cálculo disponíveis optou-se por seguir o disposto no método das bielas de inclinação variável, para elementos com armadura de esforço transverso constituída por estribos verticais.

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot b \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

onde:

θ ângulo das bielas de betão com o eixo do elemento; neste caso foi admitido. $\theta=30^\circ$;

A_{sw} área da armadura de esforço transverso;

s espaçamento da armadura de esforço transverso;

z indica, para um elemento de altura constante, 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 transverso;

7.1.3 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DAS ESTACAS

A avaliação da capacidade resistente dos elementos carregados axialmente foi realizada em relação aos Estados Limites Últimos (ELU), tendo em atenção as disposições, apresentadas na NP EN 1997-1:2010 – Eurocódigo 7 (EC7), nomeadamente as combinações de conjuntos de coeficientes parciais definidas para a Abordagem de Cálculo 1 (AC1), que se indicam em seguida:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1;
- Combinação 2: A2 “+” M1 “+” R4;

- Combinação accidental.

Para demonstrar que a fundação por estacas suportará a carga de cálculo com adequada segurança relativamente a uma rotura por compressão ou tração, deve ser satisfeita, para todos os casos de carga e combinações de ações, a expressão seguinte:

$$F_d \leq R_d$$

Onde,

F_d – Valor de cálculo de carga axial de compressão ou à tração numa estaca ou grupo de estacas;

R_d – Valor de cálculo da capacidade resistente do terreno no contacto com uma estaca à compressão ou à tração.

De acordo com o preconizado no EC7, os valores de cálculo da capacidade resistente de estacas à compressão ou à tração são determinados através de:

$$R_d = R_k / (\xi \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{R;d})$$

Onde,

R_k – valor característico da capacidade resistente na ponta ou lateral de uma estaca;

ξ - coeficiente de correlação, depende do número de estacas ensaiadas ou do número de perfis de ensaios;

γ_s – coeficiente parcial para a capacidade resistente à compressão ou à tração;

$\gamma_{R;d}$ – coeficiente parcial para a incerteza num modelo de determinação da capacidade resistente ($\gamma_{R;d} = 1,5$).

O valor característico da capacidade resistente, R_k , é determinado através da aplicação de coeficientes de correlação, ξ que variam com o número de estacas ensaiadas ou de perfis de ensaios do terreno.

Os valores dos coeficientes de correlação aplicar na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO), de modo a determinar o valor característico da capacidade resistente de estacas carregadas axialmente.

Quadro 15 – Coeficientes de correlação para a determinação de valores característicos a partir de ensaios de carga estática de estacas, n – número de estacas ensaiadas (adaptado NP EN 1997-1:2010)

ξ para $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,35	1,33	1,31	1,30
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Neste caso, os valores da capacidade resistente propostos por Bustamante foram obtidos com base em vários ensaios de carga que podem influenciar o valor dos coeficientes de correlação. Foram

analisados mais de 5 ensaios de carga estática no estudo de Bustamante, sendo obtido um valor de 1,0 ($\xi_1 = \xi_2$).

A capacidade resistente última em torno da estaca, nomeadamente os valores da resistência de ponta e do atrito lateral, foi obtida com base no método semi-empírico de Bustamante & Gianeselli (1982), onde o valor da capacidade resistente de uma estaca pode ser calculado a partir das seguintes fórmulas:

$$R_b = q_e k_c A_b$$
$$R_s = \sum_1^i R_s^i = \sum_1^i q_{si} A_{si}$$

Onde,

R_b – valor da resistência de ponta de uma estaca;

R_s - valor da resistência de atrito de uma estaca (fuste);

q_e – resistência de ponta unitária equivalente, ao nível da base da estaca;

k_c – fator de capacidade;

A_b – área da base da estaca;

q_{si} – resistência lateral unitária da camada i ($q_{si} = \theta_{ci} / \alpha_B$, sendo α_B um parâmetro dependente da natureza do solo e do modo de execução da estaca);

A_{si} – área lateral da estaca em contato com a camada i .

Quadro 16 – Valores do parâmetro a e da resistência lateral unitária máxima, q_s (adaptado Bustamante & Gianeselli, 1982)

Natureza do solo	q_c (10^5 Pa)	Coeficiente α_s				Valor máximo de q_s (10^5 Pa)					
		Estaca Moldada		Estaca Cravada		Estaca Moldada		Estaca Cravada		Estaca Injectada	
		Fuste de betão	Entubada	Fuste de betão	Fuste de metal	Fuste de betão	Entubada	Fuste de betão	Fuste de metal	Baixa pressão	Alta pressão
Argila mole e siltes	< 10	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.35	0.35	-
Argila mediamente compacta	10 a 50	40	80	40	80	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	≥ 1.2
Lodo e areia solta	≤ 50	60	150	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Argila compacta a rija e lodo compacto	> 50	60	120	60	120	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	≥ 2.0
Cré mole	≤ 50	100	120	100	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Areia e cascalho mediamente compacto	50 a 120	100	200	100	200	(1.2) 0.8	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	0.8	1.2	≥ 2.0
Cré alterado a fragmentado	> 50	60	80	60	80	(1.5) 1.2	(1.2) 1.2	(1.5) 1.2	1.2	1.5	≥ 2.0
Areia e cascalho compacto a muito compacto	> 120	150	300	150	200	(1.5) 1.2	(1.2) 1.2	(1.5) 1.2	1.2	1.5	≥ 2.0

Quadro 17 – Valores dos fatores de capacidade portante, k_c (adaptado Bustamante & Gianeselli, 1982)

Natureza do solo	q_c (10^5 Pa)	Factor de capacidade k_c	
		Grupo I	Grupo II
Argila mole e siltes	< 10	0.4	0.5
Argila mediamente compacta	10 a 50	0.35	0.45
Lodo e areia solta	≤ 50	0.4	0.5
Argila compacta a rija e lodo compacto	> 50	0.45	0.55
Cré mole	≤ 50	0.2	0.3
Areia e cascalho mediamente compacto	50 a 120	0.4	0.5
Cré alterada a fragmentada	> 50	0.2	0.4
Areia e cascalho compacto a muito compacto	> 120	0.3	0.4

Grupo I - estacas moldadas; Grupo II - estacas cravadas, estacas tipo Franki e estacas injectadas sob alta pressão

Os valores dos coeficientes parciais para as ações, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes a adotar em verificações relativamente a estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO), encontram-se patentes nas tabelas seguintes.

Quadro 18 – Coeficientes parciais para as ações (γ_F) (adaptado NP EN 1997-1:2010)

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Quadro 19 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M) (adaptado NP EN 1997-1:2010)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	γ_c	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$			

Quadro 20 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estacas instaladas com extração do terreno (adaptado NP EN 1997-1:2010)

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinação (compressão)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Lateral (tracção)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Os valores dos coeficientes parciais para as ações, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes a adotar em verificações relativamente a estados limites últimos em situações acidentais encontram-se patentes nas tabelas seguintes.

Quadro 21 – Coeficientes parciais para as ações em situação acidentais (adaptado NA.1 – NP EN 1997-1:2010)

Acções	Tipo de estado limite			
	EQU	STR/GEO	UPL	Levantamento hidráulico (HYD)
Acções permanentes desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,2
Acções permanentes favoráveis	1,0	1,0	0,9	0,9
Acções variáveis desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,0
Acções variáveis favoráveis	0	0	–	–

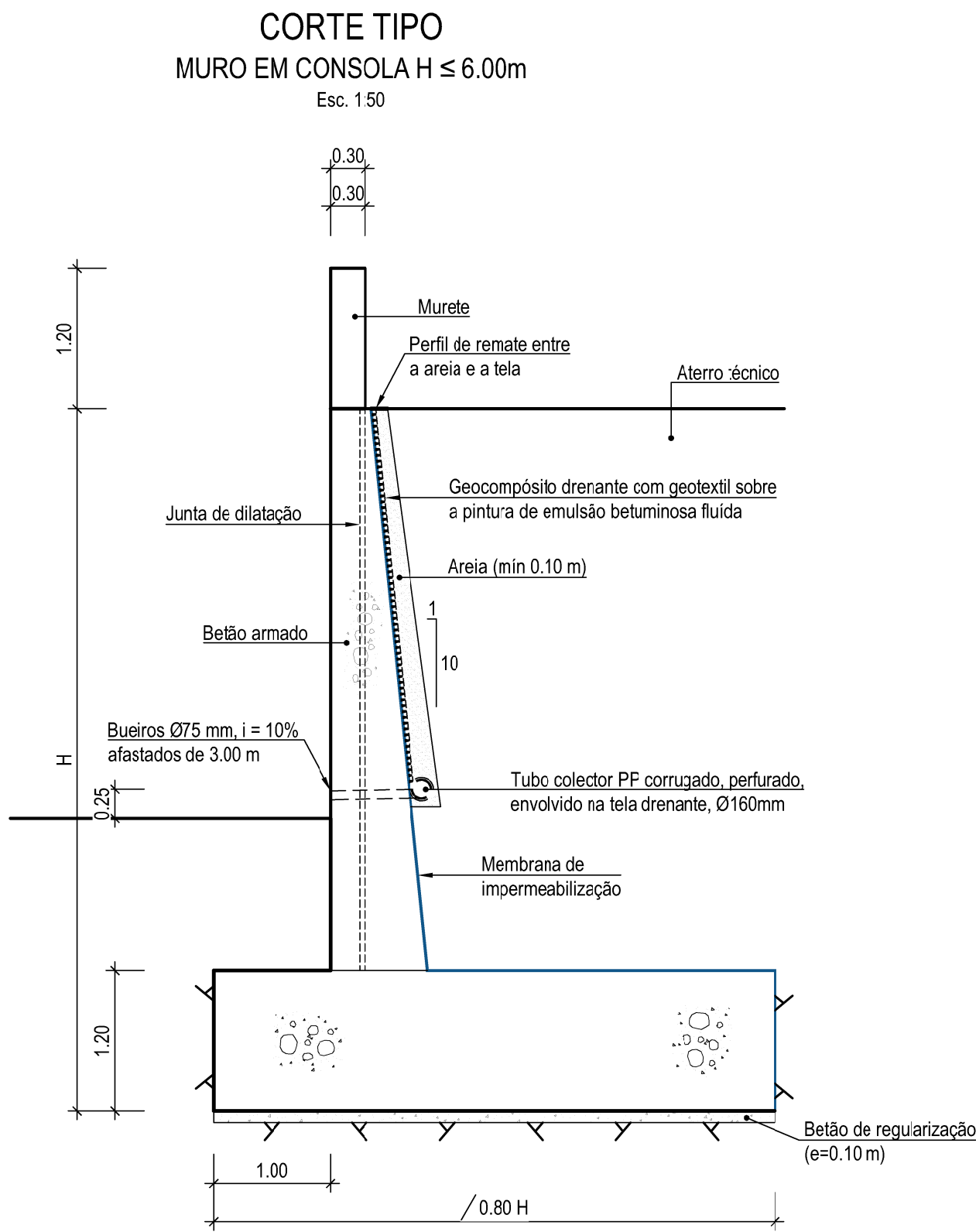
Quadro 22 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situação acidentais (adaptado NA.II– NP EN 1997-1:2010)

Parâmetro do terreno	Tipo de estado limite		
	EQU	STR/GEO	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Coesão em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Resistência ao corte não drenada	1,4	1,15	1,4
Resistência à compressão uniaxial	1,4	1,15	–
Peso volúmico	1,0	1,0	–

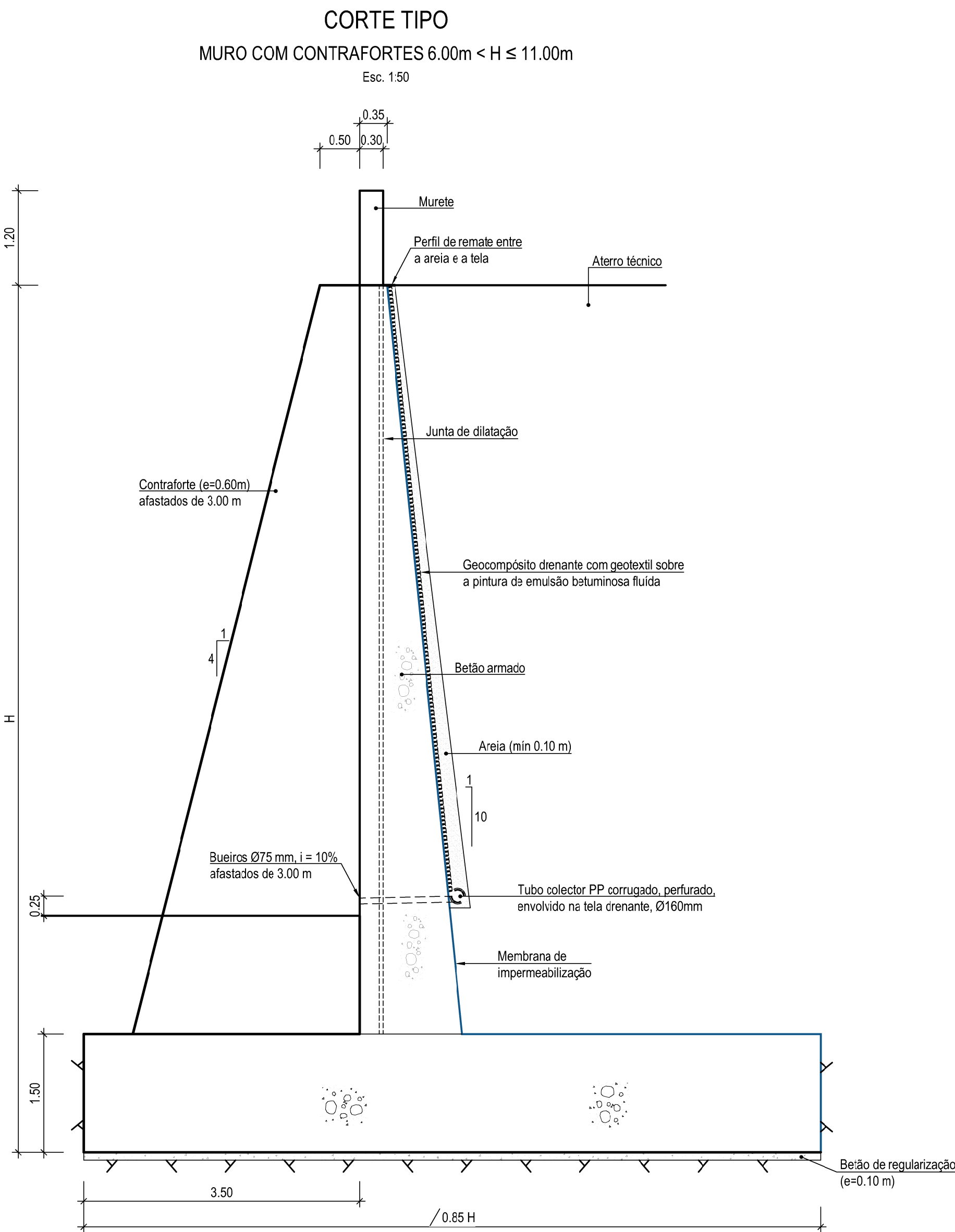
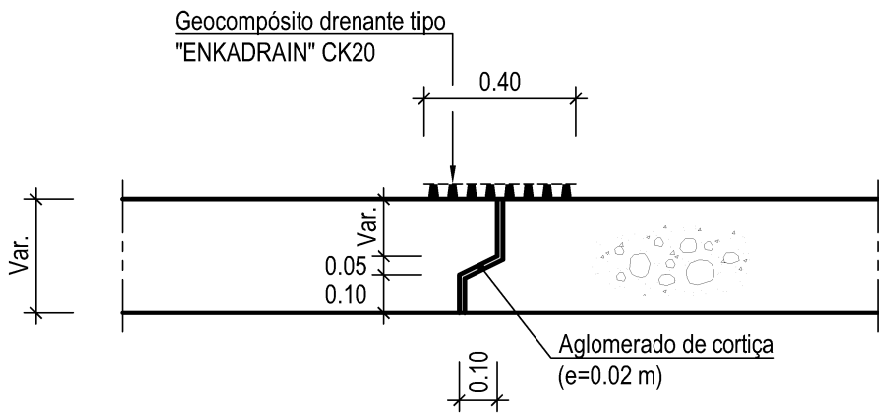
Quadro 23 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situação acidentais (adaptado NA.III – NP EN 1997-1:2010)

Estruturas ou elementos estruturais	Capacidade resistente	Tipo de estado limite	
		STR/GEO	UPL
Fundações superficiais	Carregamento do terreno	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
Estacas cravadas	Na ponta	1,15	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,15	–
	Lateral (tracção)	1,3	1,2
Estacas instaladas com extracção do terreno	Na ponta	1,3	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,25	–
	Lateral (tracção)	1,3	1,2
Estacas instaladas com trado contínuo	Na ponta	1,2	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,2	–
	Lateral (tracção)	1,3	1,2
Ancoragens pré-esforçadas (provisórias ou definitivas)	Arrancamento (tracção)	1,1	1,2
Estruturas de suporte	Carregamento do terreno de fundação	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
	Passiva de terras	1,0	–
Estabilidade de taludes e estabilidade global	Terreno	1,0	–

MUROS DE SUPORTE
SECÇÕES TIPO (H ≤ 11m)



JUNTA DE DILATAÇÃO
CORTE HORIZONTAL
Esc. 1:20



LEGENDA:

NOTAS

- As cotas de fundação deverão ser confirmadas em obra, após escavação e verificação das condições do terreno.
- Deverão ser executadas juntas de dilatação nos muros de suporte com um espaçamento máximo de 15,00 m.
- As arestas de betão deverão ser chanfradas a 2 cm × 2 cm. Estes chanfros não se encontram representados nas peças carentadas.
- Para muros com altura superior a 6,00 m, deverão ser considerados contrafortes, cuja disposição depende da função estrutural. Nos muros de suporte associados à circulação ferroviária, os contrafortes deverão localizar-se na face frontal do paramento. Nos muros de suporte executados em restabelecimentos, os contrafortes deverão localizar-se a tardo do paramento.
- As sapatas deverão possuir uma largura mínima correspondente a 85% da altura total do muro.
- Deverá ser prevista uma camada de betão de regularização com 0,10 m de espessura sob todos os elementos de fundação.
- Todas as superfícies em contacto com o terreno deverão ser impermeabilizadas, seguindo integralmente as recomendações do fabricante do sistema de impermeabilização.
- As características do solo de fundação deverão ser confirmadas em obra, após escavação.

MATERIAIS

BETÃO ESTRUTURAL (NP EN 206 -1)	
Regularização	C12/15 XC(P) C10,40 Dmax25mm S3
Estacas	C30/37 XC4(P) C10,40 Dmax25mm S3
Muros de suporte	C30/37 XC4(P) C10,40 Dmax25mm S3
AÇO	
Em armaduras ordinárias	A500NR SD (EN 10080)
RECOBRIMENTOS	
Muros de suporte	50mm
Estacas	50mm

MUROS DE SUPORTE ASSOCIADOS À CIRCULAÇÃO FERROVIÁRIA (LAV)

Designação	Localização		Extensão (m)	Hmáx Aparente Muro (m)	Htotal Muro (m)	Muros Tipo (Htotal)	Tipo de Fundações
M331-E	33+450	esq.	25,0	6,0	9,0	6,0m<H≤11,0m	Diretas
M401 D	40+300	dir.	81,0	8,0	13,0	11,0m<H≤16,0m	Diretas
M421 E	42+140	esq.	185,0	6,0	9,0	6,0m<H≤11,0m	Diretas
M481 D	48+215	dir.	85,0	10,0	15,0	11,0m<H≤16,0m	Indiretas
M482 E	48+360	esq.	100,0	12,0	17,0	16,0m<H≤21,0m	Indiretas
M483 D	48+360	dir.	65,0	12,5	17,5	16,0m<H≤21,0m	Indiretas
M484 E	48+610	esq.	70,0	10,0	15,0	11,0m<H≤16,0m	Indiretas
M485 D	48+640	dir.	40,0	10,0	15,0	11,0m<H≤16,0m	Indiretas
M486 E	48+880	esq.	180,0	9,0	14,0	11,0m<H≤16,0m	Indiretas
M487 D	48+880	dir.	85,0	9,5	14,5	11,0m<H≤16,0m	Indiretas
M491 D	49+812	dir.	75,0	13,0	18,0	16,0m<H≤21,0m	Diretas

MUROS DE SUPORTE ASSOCIADOS AOS RESTABELECIMENTOS

Designação	Localização	Extensão (m)	Hmáx Aparente (m)	Htotal (m)	Muros Tipo (Htotal)	Tipo de Fundações	
MR381 D1	REST_38.1	dir.	18,0	12,0	17,0	16,0m<H≤21,0m	Diretas
MR412 E1	REST_41.2	esq.	12,0	16,0	21,0	16,0m<H≤21,0m	Diretas
MR412 D2	REST_41.2	dir.	50,0	16,0	21,0	16,0m<H≤21,0m	Diretas
MR412 D3	REST_41.2	dir.	15,0	4,0	7,0	6,0m<H≤11,0m	Diretas
MR412 D4	REST_41.2	dir.	14,0	3,0	6,0	6,0m<H≤11,0m	Diretas



00	14.08.2025	Edição inicial	Projeto	Responsável	Projeto	Desenho	Valido
		O Gestor de Projeto		Projeto	Linha	Projeto	Projeto
		O Responsável Unidade		Linha	TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIA - SUBTRONÇO A3 - PK 33+260 AO PK 49+900	Nº Registo SAP	-
		O Responsável Desenhista		Local	PORTO (CAMPANHÃ) A OIA	Data	14.08.2025
		O Desenhista		Especialidade	V01 - INFRA-ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA Tomo 1.3 - Muros e Suporte	Nº de Ordem	ECT 001
		Orgão		Estudos e Projetos Ferroviários		Versão	
		Empreendimento		Nº		Título do Documento	
		Fase		Projeto Execução		Muros de Suporte Secções Tipo	
						Escalas	
						AS INDICADAS	

MUROS DE SUPORTE
SECÇÕES TIPO ($H \leq 21m$)

LEGENDA:

NOTAS

- As cotas de fundação deverão ser confirmadas em obra, após escavação e verificação das condições do terreno.
- Deverão ser executadas juntas de dilatação nos muros de suporte com um espaçamento máximo de 15,00 m.
- As arestas de betão deverão ser chanfradas a 2 cm x 2 cm. Estes chanfros não se encontram representados nas peças censuradas.
- Para muros com altura superior a 6,00 m, deverão ser considerados contrafortes, cuja disposição depende da função estrutural. Nos muros de suporte associados à circulação ferroviária, os contrafortes deverão localizar-se na face frontal do paramento. Nos muros de suporte executados em restabelecimentos, os contrafortes deverão localizar-se a tardo do paramento.
- As sapatas deverão possuir uma largura mínima correspondente a 85% da altura total do muro.
- Deverá ser prevista uma camada de betão de regularização com 0,10 m de espessura sob todos os elementos de fundação.
- Todas as superfícies em contacto com o terreno deverão ser impermeabilizadas, seguindo integralmente as recomendações do fabricante do sistema de impermeabilização.
- As características do solo de fundação deverão ser confirmadas em obra, após escavação.

MATERIALS

BETÃO ESTRUTURAL (NP EN 206 -1)

Regularização

Estacas

Muros de soporte

AÇO

Em armaduras ordinárias

RECOBRIMENTOS

Muros de soporte

Estacas

C12/15 X0(P) C0,40 Dmax25mm S3

C30/37 XC4(P) Cl0,40 Dmax25mm S3

C30/37 XC4(P) C10,40 Dmax25mm S3

A500NR SD (EN 10080)

50mm

MUROS DE SUPORTE ASSOCIADOS À CIRCULAÇÃO FERROVIÁRIA (LAV)

Designação	Localização		Extensão (m)	Hmax Aparente Muro (m)	Htotal Muro (m)	Muros Tipo (Htotal)	Tipo de Fundações
M33-E	33+50	esq.	25,0	6,0	9,0	6,0m-Hs11,0m	Diretas
M40-D	40+500	dir.	81,0	8,0	13,0	11,0m-Hs16,0m	Diretas
M42-E	42+140	esq.	185,0	6,0	9,0	6,0m-Hs11,0m	Diretas
M48-D	48+215	dir.	80,0	10,0	15,0	11,0m-Hs16,0m	Indiretas
M48-E	48+360	esq.	100,0	12,0	17,0	16,0m-Hs21,0m	Indiretas
M49-D	49+000	dir.	65,0	12,5	17,0	16,0m-Hs21,0m	Indiretas
M48-E	48+610	esq.	70,0	10,0	15,0	11,0m-Hs16,0m	Indiretas
M48-D	48+940	dir.	40,0	10,0	15,0	11,0m-Hs16,0m	Indiretas
M48-E	48+960	esq.	180,0	9,0	14,0	11,0m-Hs16,0m	Indiretas
M48-D	48+880	dir.	85,0	9,5	14,5	11,0m-Hs16,0m	Indiretas
M49-D	49+312	dir.	75,0	13,0	18,0	16,0m-Hs21,0m	Diretas

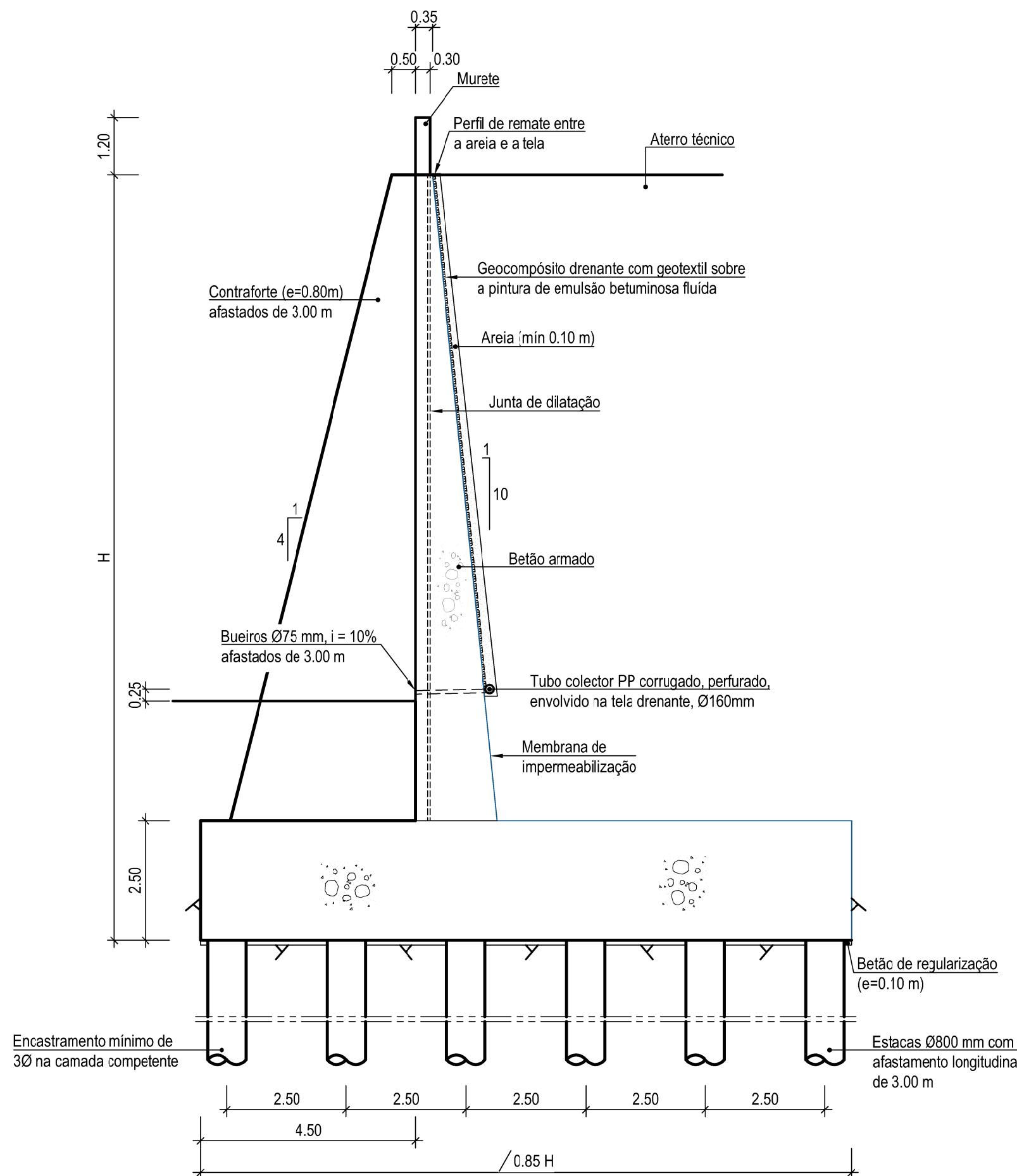
MUROS DE SUPORTE ASSOCIADOS AOS RESTABELECIMENTOS

Designação	Localização		Extensão (m)	Hmáx Aparente (m)	Htotal (m)	Murcs Tipo (Htotal)	Tipo de Fundações
MR38.1 D1	REST_38.1	dir.	18,0	12,0	17,0	16,0m <H<21,0m	Diretas
MR41.2 E1	REST_41.2	esq.	12,0	16,0	21,0	16,0m <H<21,0m	Diretas
MR41.2 D2	REST_41.2	dir.	50,0	16,0	21,0	16,0m <H<21,0m	Diretas
MR41.2 D3	REST_41.2	dir.	15,0	4,0	7,0	6,0m <H<11,0m	Diretas
MR41.2 D4	REST_41.2	dir.	14,0	3,0	6,0	6,0m <H<11,0m	Diretas

CORTE TIPO

MURO COM CONTRAFORTES $11.00\text{m} < H \leq 16.00\text{m}$

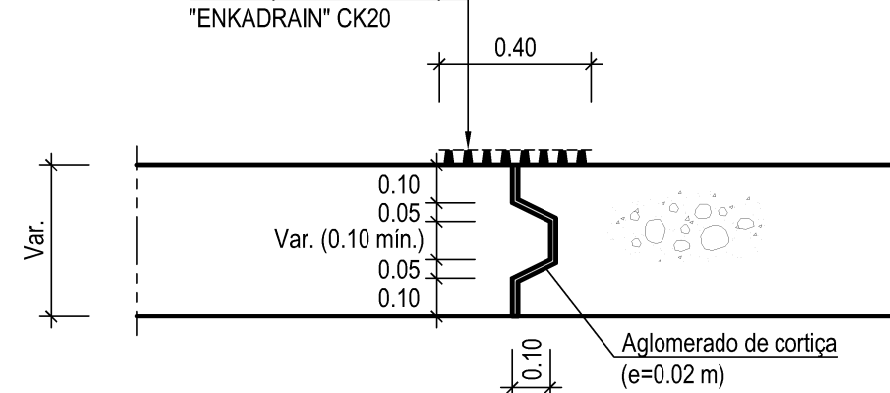
Esc. 1:100



JUNTA DE DILATAÇÃO
CORTE HORIZONTAL

Esc. 1:20

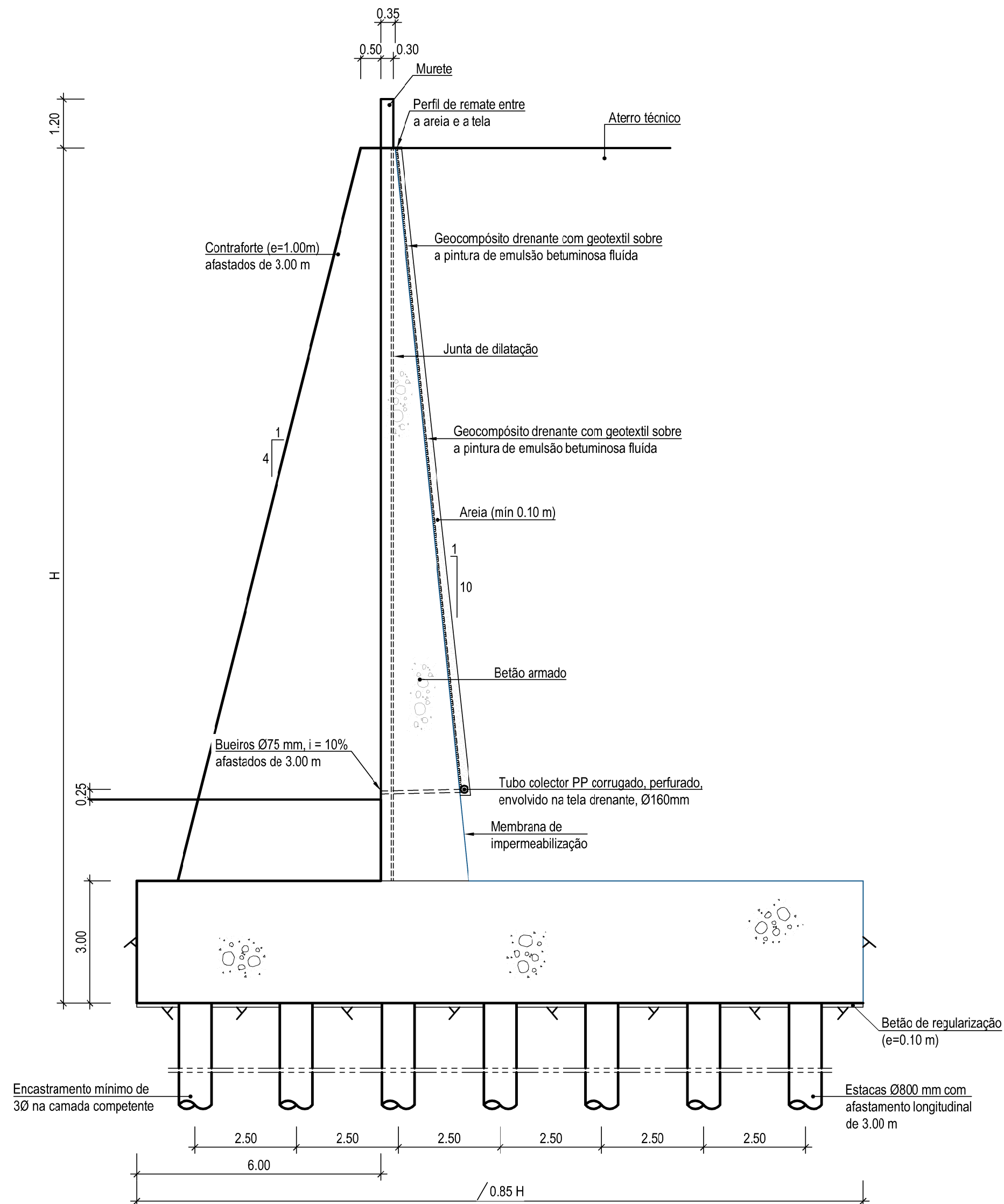
2



CORTE TIPO

MURO COM CONTRAFORTES $16.00\text{m} < H \leq 21.00\text{m}$

Esc. 1:100

[illegible]