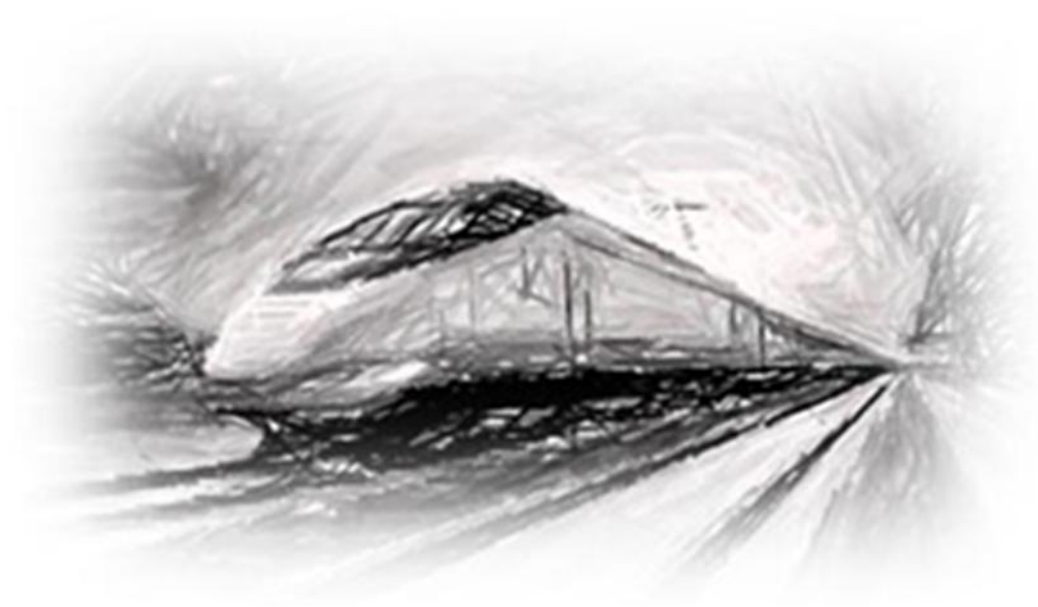


LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA

TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ

SUBTROÇO A1 – KM 0+000 AO KM 15+500



PROJETO DE EXECUÇÃO

V01 – INFRA-ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA

Tomo 01.09.00.00 – MUROS DE SUPORTE

Memória Descritiva e Justificativa

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

**TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ
SUBTROÇO A1 - KM 0+000 AO KM 15+500**

**PROJETO EXECUÇÃO
V01 – INFRA-ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA
TOMO 01.09.00.00 – MUROS DE SUPORTE**

ÍNDICE DE PEÇAS ESCRITAS		
CÓDIGO DOCUMENTO	DATA	DESIGNAÇÃO
PF102A1.PR.01.09.00.00.IND.00	14/08/2025	ÍNDICE
PF102A1.PR.01.09.00.00.MDJ.00	14/08/2025	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE DE PEÇAS DESENHADAS			
CÓDIGO DOCUMENTO	DATA	DESIGNAÇÃO	Nº ORDEM
PF102A1.PR.01.09.00.00.101.00	14/08/2025	MURO M3.1. PLANTA DE LOCALIZAÇÃO, PERFIS TIPO E PORMENORES	ECT 101
PF102A1.PR.01.09.00.00.102.00	14/08/2025	MURO M6.1. PLANTA DE LOCALIZAÇÃO, PERFIS TIPO E PORMENORES	ECT 102
PF102A1.PR.01.09.00.00.103.00	14/08/2025	MURO M10.1. PLANTA DE LOCALIZAÇÃO, PERFIS TIPO E PORMENORES	ECT 103

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Lurdes Pimenta Matheus Schaefer Rui Abreu	Lurdes Pimenta	Virgílio Rebelo
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 PF102A1.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 PF102A1.PR.01.09.00.00.MDJ.00	

Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Secção Afetada	Alterações
00	14-08-2025	Lurdes Pimenta Matheus Schaefer Rui Abreu	Edição inicial	-----

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA
TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ
SUBTROÇO A1 – KM 0+000 AO KM 15+500
PROJETO DE EXECUÇÃO
ÍNDICE GERAL DO PROJETO

VOLUME 00 - GERAL

VOLUME 01 - INFRA-ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA

- Tomo 1.1 - Plataforma da Via
- Tomo 1.2 - Drenagem
- Tomo 1.3 - Estruturas de Proteção e Estabilização da Plataforma
- Tomo 1.4 - Vedações
- Tomo 1.5 - Dispositivos de Proteção Acústica
- Tomo 1.6 - Restabelecimentos, Serventias e Caminhos Paralelos
- Tomo 1.7 - Geologia e Geotecnia
- Tomo 1.8 - Estudo Hidrológico
- Tomo 1.9 - Muros de Suporte**

VOLUME 02 - INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)

VOLUME 03 - SUPER-ESTRUTURA DE VIA

VOLUME 05 - SISTEMAS SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA DE EXPLORAÇÃO

VOLUME 06 - TELECOMUNICAÇÕES

VOLUME 07 - CATENÁRIA E ENERGIA DE TRAÇÃO

VOLUME 08 - EDIFICAÇÕES

VOLUME 09 - EXPROPRIAÇÕES

VOLUME 10 - AMBIENTE

VOLUME 11 - SERVIÇOS AFETADOS

VOLUME 12 - FASEAMENTO CONSTRUTIVO

VOLUME 13 - PROJETO DE INTEGRAÇÃO PAISAGÍSTICA

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA**TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ****SUBTROÇO A1 – KM 0+000 AO KM 15+500****PROJETO DE EXECUÇÃO****V01 – INFRA-ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA****TOMO 01.09.00.00 – 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	6
2.1.3	Ação sísmica	7
2.2	Condicionamentos referentes a construções próximas	8
2.3	Condicionamentos referentes a infraestruturas próximas	8
3	DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO	9
3.1	Enquadramento Geral	9
3.2	Descrição da Solução	9
3.3	Serviços Afetados	10
3.4	Sistema de Impermeabilização e Drenagem	10
4	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	12
4.1	Critérios gerais de Verificação de Segurança	12
4.2	Muro 3.1	12
4.2.1	Modelação Numérica no Plaxis 2D	12
4.2.2	Verificação da estabilidade global do muro por métodos de equilíbrio limite	19
4.2.3	Descrição do modelo de cálculo	19
4.2.4	Parâmetros geotécnicos adotados	19
4.2.5	Resultados obtidos	20
4.2.6	Verificação da segurança dos elementos de betão armado	24
4.3	Muro 6.1	29
4.3.1	Modelação Numérica no Plaxis 2D	29

4.3.2	Verificação da estabilidade global do muro por métodos de equilíbrio limite	36
4.3.3	Descrição do modelo de cálculo	36
4.3.4	Parâmetros geotécnicos adotados	36
4.3.5	Resultados obtidos	37
4.3.6	Verificação da segurança dos elementos de betão armado	41

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Muro M3.1. Planta e corte geotécnico. Extrato do Des. PF102A1.PR.01.07.00.00.106.00 ...	2
Figura 2 – Muro M6.1. Planta e corte geotécnico. Extrato do Des. PF102A1.PR.01.07.00.00.113.00 ...	4
Figura 3 - Muro M10.1. Planta e corte geotécnico. Extrato do Des. PF102A1.PR.01.07.00.00.121.00	6
Figura 4 – Muro 3-1. Faseamento de construção simulado.....	13
Figura 5 – Muro 3-1. Malha de elementos finitos	14
Figura 6 – Muro M3-1. Cálculo do coeficiente de segurança global pelo método ϕ/c Reduction	18
Figura 7 – Perfil transversal de cálculo ao Pk 3+625.....	19
Figura 8 – PK 3+625. Combinação 1	20
Figura 9 – PK 3+625. Combinação 2	21
Figura 10 – PK 3+625. Combinação Sísmica kv-	21
Figura 11– PK 3+625. Combinação Sísmica kv+	22
Figura 12 – PK 3+625. Combinação 1	22
Figura 13 – PK 3+625. Combinação 2	23
Figura 14 – PK 3+625. Combinação Sísmica kv-	23
Figura 15– PK 3+625. Combinação Sísmica kv+	24
Figura 16 – Muro M6-1. Faseamento de construção simulado.....	30
Figura 17 – Muro M6-1. Malha de elementos finitos.....	31
Figura 18 - Muro M6-1. Cálculo do coeficiente de segurança global pelo método ϕ/c Reduction.....	35
Figura 19 – Perfil transversal de cálculo ao Pk 6+325.....	36
Figura 20 – PK 6+325. Combinação 1	37
Figura 21 – PK 6+325. Combinação 2	38
Figura 22 – PK 6+325. Combinação Sísmica kv-	38
Figura 23– PK 6+325. Combinação Sísmica kv+	39
Figura 24 – PK 6+325. Combinação 1	39
Figura 25 – PK 6+325. Combinação 2	40
Figura 26 – PK 6+325. Combinação Sísmica kv-	40
Figura 27– PK 6+325. Combinação Sísmica kv+	41

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Muro M3.1. Síntese dos horizontes geotécnicos identificados	3
Quadro 2 - Muro M6.1 - Síntese dos horizontes geotécnicos identificados.....	5
Quadro 3 - Muro M10.1 - Síntese dos horizontes geotécnicos identificados.....	5
Quadro 4 – Parâmetros geotécnicos estimados para os terrenos interessados pelas contenções M3-1 e M6-1	7
Quadro 5 – Coeficientes Sísmicos de Cálculo	7
Quadro 6 – Parâmetros geotécnicos de cálculo (STR/GEO). Pk 3+625	19
Quadro 7 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 3+625	20
Quadro 8 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 3+625	22
Quadro 9 - Verificação do ELU de resistência à flexão da cortina de estacas secantes.	28
Quadro 10 - Verificação do ELU de resistência ao esforço transversal da cortina de estacas secantes.	28
Quadro 11 - Verificação de ELS de fendilhação da parede de betão armado.	29
Quadro 12 – Parâmetros geotécnicos de cálculo (STR/GEO). Pk 6+325	36
Quadro 13 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 6+325	37
Quadro 14 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 6+325	39
Quadro 15 - Verificação do ELU de resistência à flexão da cortina de estacas secantes.	45
Quadro 16 - Verificação do ELU de resistência ao esforço transversal da cortina de estacas secantes.	45
Quadro 17 - Verificação de ELS de fendilhação da parede de betão armado.	45

1 INTRODUÇÃO

A presente Memória Descritiva e Justificativa – V01-Infra-Estrutura e Plataforma de Via Férrea. Tomo 01.09.00.00-Muros de Suporte – faz parte do Projeto de Execução da Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto (Campanhã) e Oiã e corresponde ao subtroço A1 que se desenvolve entre o km 0+000 e o km 15+500.

Neste subtroço existem três estruturas de contenção de terras em escavação:

- Muro M3.1 – entre o Pk 3+610 e o Pk 3+650;
- Muro M6.1 – entre o Pk 6+165 e o Pk 6+485;
- Muro M.10.1 – entre o Pk 0+095 e o Pk 0+135 do Restabelecimento 10.1-A (aproximadamente entre os Pks 10+300 e 10+400 da infraestrutura ferroviária).

O presente documento foi organizado em 4 capítulos, que se identificam subsequentemente:

- Capítulo 1 – Introdução;
- Capítulo 2 – Condicionamentos;
- Capítulo 3 – Definição da Solução;
- Capítulo 4 – Verificação da Segurança.

2 CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos Geológico-Geotécnicos

2.1.1 Enquadramento geológico-geotécnico

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

Apresenta-se em seguida as características geológico-geotécnicas dos trechos interessados pelas três estruturas de contenção.

Muro M3-1

A obra interessa terrenos sedimentares de idade cretácica, designados por Grés de Verba e Arenitos do Mamodeiro (C⁴).

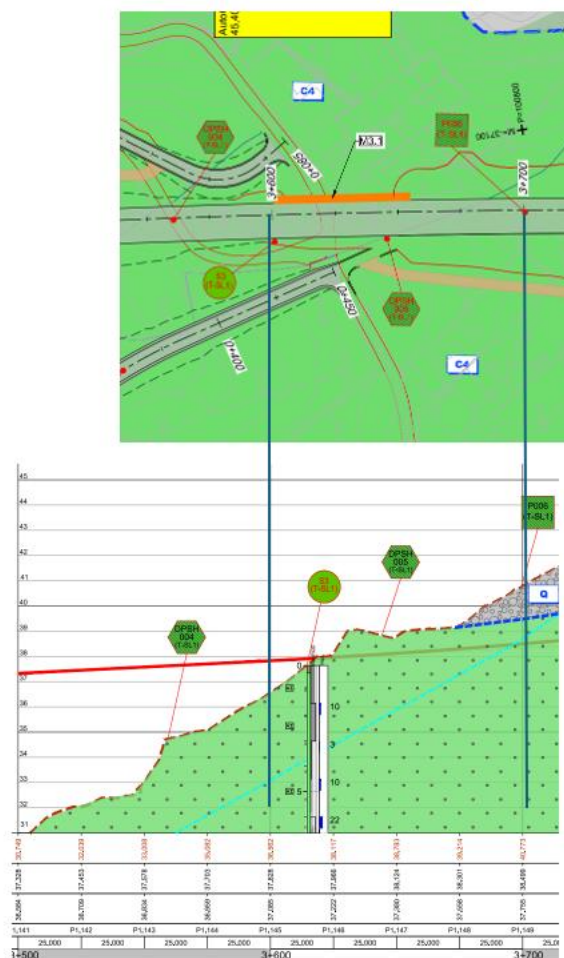


Figura 1 – Muro M3.1. Planta e corte geotécnico. Extrato do Des. PF102A1.PR.01.07.00.00.106.00

Na área de implantação da obra foi realizada uma sondagem (S3-T-SL1). Na área em estudo, prevê-se ainda a realização de 2 ensaios de penetração dinâmica super-pesados (DPSH04-T-SL1 e DPSH5-T-SL1) e de 1 poço de reconhecimento (P06-T-SL1).

Tendo como base a informação disponível, considera-se que o terreno de fundação é constituído predominantemente por um horizonte constituído por silte arenoso muito fino, apresentando valores de N_{SPT} compreendidos entre 3 e 22 pancadas, até uma profundidade de, aproximadamente, 6,0 metros, subjacente a uma camada de terra vegetal com 0,2 m de espessura. Abaixo desta profundidade, verifica-se a presença de uma camada areno-siltosa, de grão médio a grosseiro, apresentando uma resistência significativamente maior, com valores de N_{SPT} superiores a 60 pancadas.

Durante a realização dos trabalhos de prospeção geotécnica não foi registado o nível de água, não se dispondo à data de leituras piezométricas.

No **Quadro 1** apresenta-se uma síntese dos horizontes geotécnicos identificados.

Quadro 1 - Muro M3.1. Síntese dos horizontes geotécnicos identificados

Secção	Zona geotécnica	Descrição	N.A. (prof., m)	N_{SPT} (nº de pancadas)
3+625	ZG2-C4_1	Silte arenoso	Não registado	3-22
	ZG1_C4_2	Areia siltosas (grés?)		>60

Muro M6-1

O muro interessa depósitos sedimentares de idade plio-paleogénica, correspondentes a depósitos de praia antigos e de terraços fluviais (Q) com terrenos de idade cretácica, designados por Grés de Verba e Arenitos do Mamodeiro (C⁴).

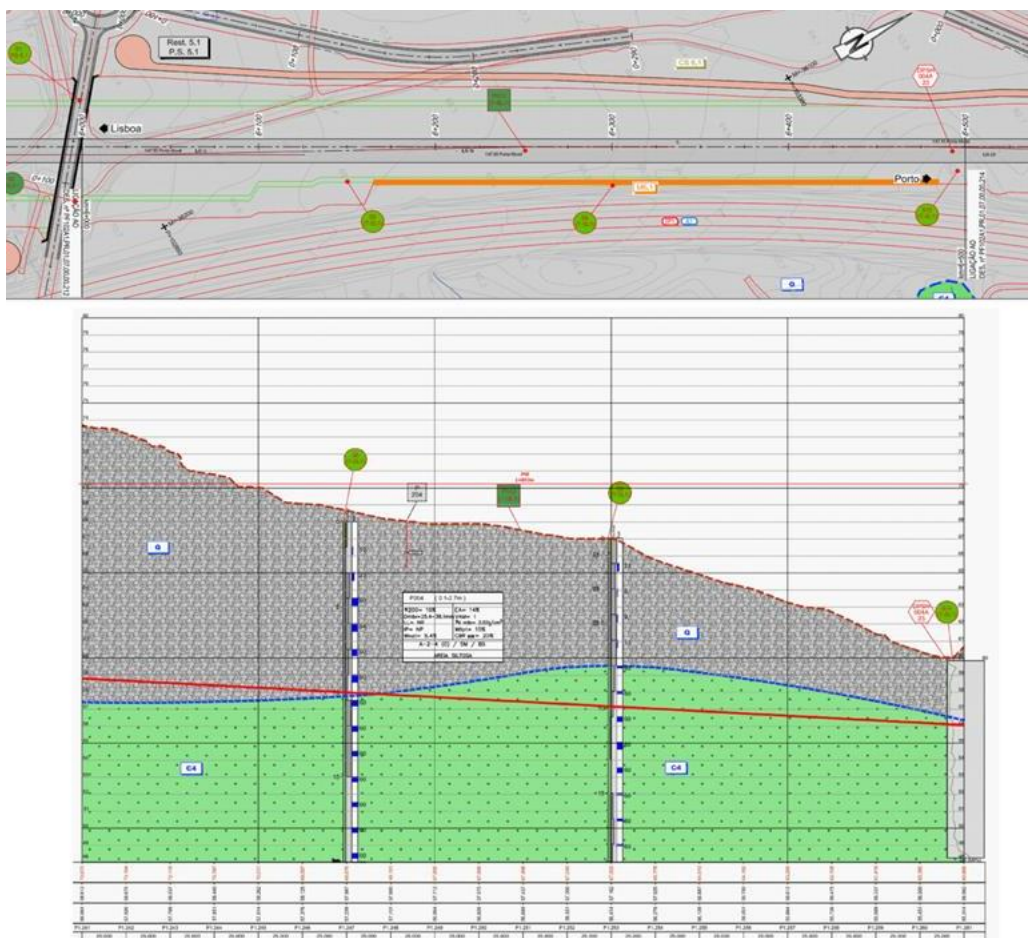


Figura 2 – Muro M6.1. Planta e corte geotécnico. Extrato do Des. PF102A1.PR.01.07.00.00.113.00

Na área de implantação da obra foram realizadas 3 sondagens (S8-T-SL1, S9-T-SL1 e S10-T-SL1).

Tendo como base a informação disponível, verifica-se que o terreno de fundação interfere com um depósito de terraço (Q), constituído por um horizonte constituído por areia fina a média argilo-siltosa, com areão disperso, apresentando valores de N_{SPT} compreendidos entre 6 e 11 pancadas (excecionalmente 1 e 23 pancadas), até uma profundidade de aproximadamente 4,5-7,5 metros, subjacente a uma camada de terra vegetal com 0,86 a 1,5 m de espessura. Na sondagem S08-T-SL1 registou-se ainda um depósito de terraço constituído por uma areia fina a grosseira silto-argilosa, com areão disperso, com N_{SPT} da ordem das 50 a 60 pancadas, entre os 4,5 m e os 10,2 m de profundidade.

Abaixo deste horizonte profundidade, verifica-se a presença de uma camada silto-argilosa a areno silto-argilosa de grão fino, com valores de N_{SPT} de 21 a 60 pancadas, de idade cretácica (C^4). A partir dos 10,2-12,0m de profundidade, ocorre uma areia média a grosseira, siltosa, por vezes com areão e seixo disperso (C^4), com N_{SPT} superior a 60 pancadas.

Durante a realização dos trabalhos de prospeção geotécnica não foi registado o nível de água.

No **Quadro 2** apresenta-se uma síntese dos horizontes geotécnicos identificados.

Quadro 2 - Muro M6.1 - Síntese dos horizontes geotécnicos identificados

Secção	Zona geotécnica	Descrição	N.A. (prof., m)	N _{SPT} (nº de pancadas)
6+325	ZG4_Q1	Terra vegetal argilosa com raízes, areia fina a média siltosa com areão disperso	Não registado	6-11 (excecionalmente, 1 e 23)
	ZG3_Q2	Areia fina a grosseira silto-argilosa, com areão disperso		50-60
	ZG2_C4_1	Silte argiloso		21-44- 60
	ZG1_C4_2	Areia média a grosseira, siltosa com areão disperso		>60

Muro M10-1

Na área de implantação da obra ocorre uma formação constituída por areia argilosa com seixos, correspondente a arenito desagregado (T1), com NSPT entre 21 e 42 pancadas. Em maior profundidade, identifica-se arenito de grão fino com matriz argilosa (T2), muito compacto, com NSPT > 60 pancadas.

No **Quadro 3** apresenta-se uma síntese dos horizontes geotécnicos identificados.

Quadro 3 - Muro M10.1 - Síntese dos horizontes geotécnicos identificados

Secção	Zona geotécnica	Descrição	N.A. (prof., m)	N _{SPT} (nº de pancadas)
0+125	ZG2_T_1	Areia argilosa com seixos (arenito desagregados)	Não registado	21-42
	ZG1_T_2	Arenito de grão fino com matriz argilosa		>60

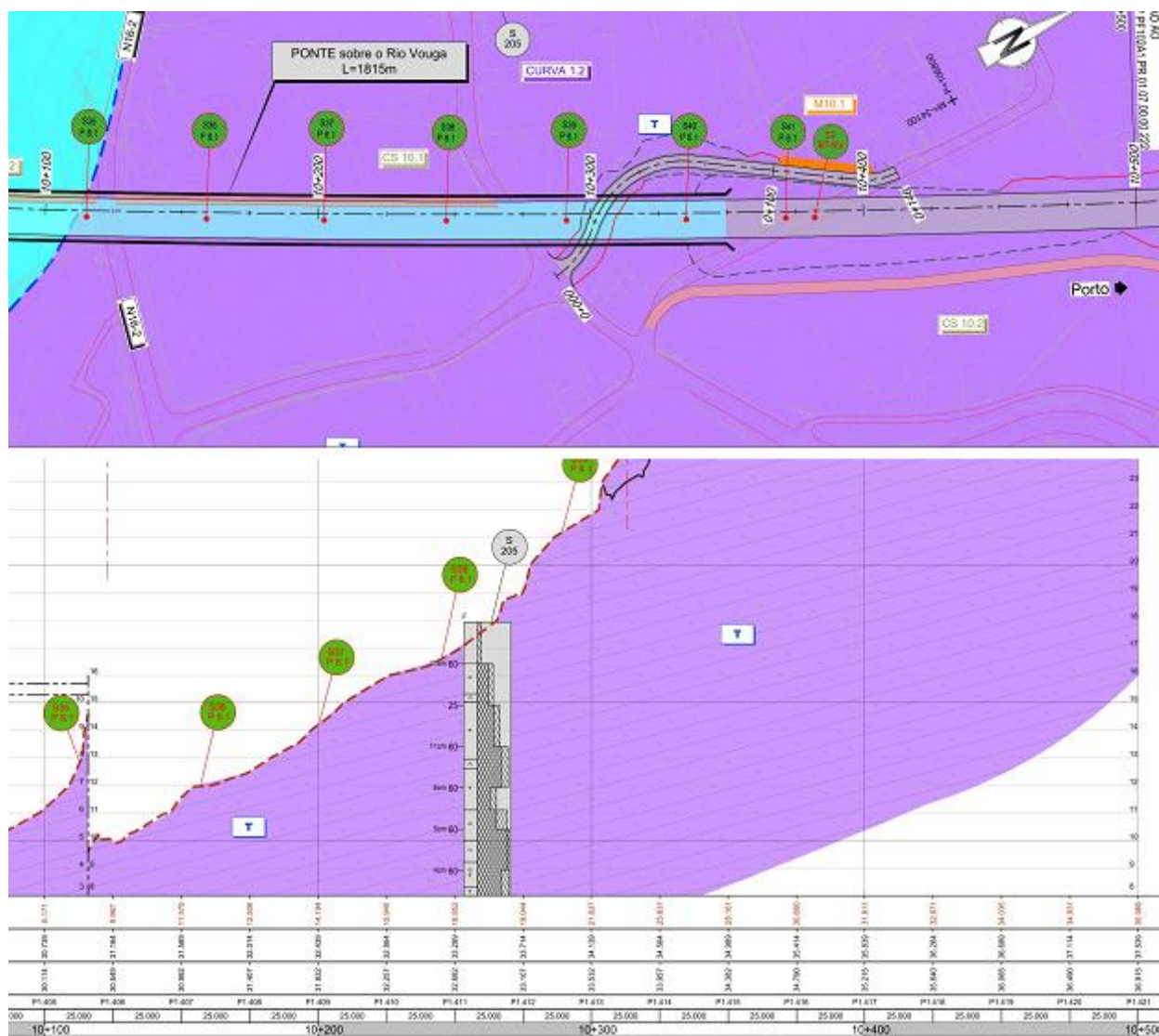


Figura 3 - Muro M10.1. Planta e corte geotécnico. Extrato do Des. PF102A1.PR.01.07.00.00.121.00

2.1.2 Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos dos terrenos de fundação foram justificados no Tomo 1.7, tendo sido estimados com base numa análise ponderada dos resultados dos ensaios SPT e DPSH, recorrendo-se a várias correlações empíricas referenciadas pela bibliografia específica e à experiência comparada em terrenos de natureza semelhante.

No **Quadro 4** apresenta-se uma síntese dos parâmetros geotécnicos estimados para os terrenos interessados pelas três estruturas de contenção.

Quadro 4 – Parâmetros geotécnicos estimados para os terrenos interessados pelas contenções M3-1 e M6-1

Muro	Zona geotécnica	Descrição	N _{SPT} (nº de pancadas)	γ sat (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E _{estático} (MPa)
M3.1	ZG2-C4_1	Silte arenoso	3-22	16-18	26-28	-	4-6
	ZG1_C4_2	Areia siltosas / grés(?)	>60	22	36-38	10-20	50-70
M6.1	ZG4_Q1	Terra vegetal argilosa com raízes, areia fina a média siltosa com areão disperso	6-11 (excec. 1 e 23)	16-18	30-32	-	2-8
	ZG3_Q2	Areia fina a grosseira silto-argilosa, com areão disperso	50-60	20	32-34	-	20-40
	ZG2_C4_1	Silte argiloso	21-44-60	20	32-34	-	20-40
	ZG1_C4_2	Areia média a grosseira, siltosa com areão disperso	>60	21	34-36	-	40-50
M10.1	ZG2_T_1	Areia argilosa com seixos (arenito desagregados)	21-42	20	32-34		15-30
	ZG1_T_2	Arenito de grão fino com matriz argilosa	>60	21	34-36		40-50

2.1.3 Ação sísmica

Os coeficientes sísmicos foram determinados de acordo com o estipulado na NP EN 1998–1:2010 e NP EN 1998–5: 2010 face às recomendações nacionais e à zona sísmica do país em que a obra se insere e considerando um tempo de vida útil 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 de projeto semelhantes no seu dimensionamento sísmico. Assim, considera-se para o dimensionamento das obras geotécnicas tratadas no presente volume os seguintes critérios:

- Classe de consequências – CC3;
- Classe de importância – III;
- Coeficientes de importância – $\gamma_f = 1.69$ (sismo tipo 1) e $\gamma_f = 1.37$ (sismo tipo 2), de acordo com os valores recomendados na NP EN 1998-2:2023, que correspondem a um período de retorno de 1044 anos e a uma probabilidade de excedência de 9,13% no tempo de vida útil de 100 anos;
- Zonas sísmicas – 1.6 e 2.4.
- Tipo de terreno – A, B, C, D ou E – estabelecido para cada seção de cálculo em função da informação geológico-geotécnica tratada no Tomo 1.7.

No **Quadro 5** apresentam-se os coeficientes sísmicos horizontais e verticais de cálculo.

Quadro 5 – Coeficientes Sísmicos de Cálculo

Tipo de Terreno	Coeficiente Sísmico	
	T=100 anos	
	kh	±kv
A	0,077	0,038
B	0,099	0,050
C	0,115	0,058
D	0,141	0,070
E	0,128	0,064

2.2 Condicionamentos referentes a construções próximas

Muro M3-1

A necessidade da contenção M3-1 resulta da presença de edificações residenciais próximas à LAV, que não permitem a execução das escavações no trecho em referência. Em alternativa à sua expropriação, preconiza-se a execução da cortina de estacas secantes entre os PKs 3+610 e 3+650, do lado esquerdo da plataforma ferroviária.

Muro M6-1

Não há construções interferidas ao longo do desenvolvimento da contenção M6.1.

Muro M10-1

Não há construções interferidas ao longo do desenvolvimento da contenção M10-1.

2.3 Condicionamentos referentes a infraestruturas próximas

Muro M3-1

Entre a contenção e a edificação mais próxima foi reservado espaço para garantir a acessibilidade às edificações.

Muro M6-1

A necessidade da contenção M6-1 resulta da proximidade da LAV ao corredor da auto-estrada A1, no trecho entre os PKs 6+165 e 6+485, do lado direito da plataforma ferroviária.

Muro M10-1

A necessidade da contenção M10-1 resulta do arranjo geral do Restabelecimento 10.1-A.

3 DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO

3.1 Enquadramento Geral

Muro M3-1

Em virtude dos constrangimentos do local, do lado esquerdo da ferrovia, associado à existência de edificações no tardo, a solução de contenção deve minimizar os deslocamentos dos terrenos, quer em fase de construção quer em fase de exploração, tendo sido preconizada uma solução de cortina de estacas secantes.

Muro M6-1

Em virtude dos constrangimentos do local, do lado direito da ferrovia, associado ao corredor da auto-estrada A1, a solução definida teve em conta a necessidade de ser construída sem interferências com a exploração da auto-estrada e garantir adequadas condições de segurança, em fase de construção e de exploração da obra. Foi preconizada uma cortina de estacas secantes e a sua implantação foi seleccionada de modo a tentar garantir a sua estabilidade sem recurso a ancoragens. Para que tal fosse possível, tendo em conta a proximidade da plataforma ferroviária à A1 e o grande desnível entre estas duas infraestruturas, foi necessário dotar o pano de escavação inferior (que confina com a plataforma) de uma inclinação superior à estável sem elementos de reforço, talude que foi reforçado com betão projetado com fibras e pregagens.

Muro M10-1

Em virtude dos constrangimentos do local, no terreno à esquerda da ferrovia, associado à existência de restabelecimento, a solução de contenção delimita o jardim das edificações do Restabelecimento 10.1-A, tendo sido preconizada uma solução de betão armado pré-fabricado para vencer o desnível entre o tardo e o restabelecimento, que não ultrapassa cerca de 1 m.

3.2 Descrição da Solução

Muro M3-1

A solução de cortinas de estacas consiste, numa primeira fase, na execução de uma parede descontínua de estacas circulares de 600 mm de diâmetro, em betão simples, sem armadura, e com espaçamento entre seus centros de 0,9 m. Em segunda fase, são executadas as estacas estruturais, em betão armado também com um diâmetro de 600 mm, situadas entre as estacas que já foram realizadas. A intersecção entre as estacas garante a minimização das deformações do tardo em fase de execução e estanqueidade da solução.

Muro M6-1

A solução de cortinas de estacas consiste, numa primeira fase, na execução de uma parede descontínua de estacas circulares de 800 mm de diâmetro, em betão simples, sem armadura, e com espaçamento entre seus centros de 1,2 m. Em segunda fase, são executadas as estacas estruturais, em betão armado também com um diâmetro de 800 mm, situadas entre as estacas que já foram realizadas. A intersecção entre as estacas garante a estanqueidade da solução.

Nas cotas inferiores do talude de escavação, preconizou-se uma solução de contenção - materializada por betão projetado com fibras, pregagens com 3 e 5 m de comprimento dispostas em malha quadrada com 2 m de lado, e drenos subhorizontais de 3 m de comprimento (a reavaliar em função da existência de níveis freáticos) - para validação duma inclinação superior deste talude de escavação e minimização do desnível vencido pela cortina de estacas para que pudesse ser viabilizada em ancoragens.

Muro M10-1

A solução de muro pré-fabricado em betão armado é materializada por módulos pré-fabricados montados em sequência sobre fundação corrida. A altura máxima do módulo é 1,50 m, com entalhes para ligação e vedação entre módulos e para transferência de esforços.

Procede-se à escavação até à cota de implantação, regularização do terreno e execução de fundação corrida, garantindo plano de apoio nivelado e a cota de assentamento especificada em projeto. Para montagem dos módulos, os elementos pré-fabricados são içados e colocados em sequência, com controlo de alinhamento e prumo. As juntas verticais são tratadas/seladas, utilizando-se os entalhes para garantir continuidade geométrica, vedação e transferência adequada de esforços entre peças contíguas.

Por fim, o reaterro do tardoiz é executado faseadamente, com compactação em camadas com material tipo QS1. Conclui-se com acabamentos de coroamento e selagens de juntas, respeitando as tolerâncias de montagem do fabricante e as aberturas de juntas.

3.3 Serviços Afetados

Muro M3-1

Não identificados.

Muro M6-1

Não identificados.

Muro M10-1

Não identificados.

3.4 Sistema de Impermeabilização e Drenagem

Muro M3-1

Preconizada drenagem no topo da cortina de contenção e bueiros de drenagem na parede de revestimento da cortina com um afastamento de 2,5 m e posicionados a 0,5 m da base do desnível vencido pela cortina de contenção.

Muro M6-1

Preconizada drenagem no topo da cortina de contenção e bueiros de drenagem na parede de revestimento da cortina com um afastamento de 2,5 m e posicionados a 0,5 m da base do desnível vencido pela cortina de contenção.

Foram também preconizados drenos subhorizontais profundos no talude de escavação inferior.

Muro M10-1

Preconizada drenagem na base do muro, junto ao Restabelecimento.

4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

4.1 Critérios gerais de Verificação de Segurança

As estruturas de contenção M3-1 e M6-1 foram modeladas por intermédio do método dos elementos finitos, considerando um estado plano de deformação. As envolventes dos esforços deduzidos das várias etapas do cálculo de tensão-deformação foram utilizadas para dimensionamento dos elementos estruturais.

Foram consideradas as ações permanentes (peso dos terrenos e dos elementos estruturais) e as sobrecargas atuantes no tardo das contenções (edificações e infraestruturas rodoviárias). Não foi considerado nível freático por não se dispor à data de leituras piezométricas nos locais dos muros nem de leituras dos níveis de água nas sondagens já realizadas.

Foram, ainda, realizados cálculos de estabilidade global por métodos de equilíbrio limite em situação estática e em situação sísmica para a ação sísmica definida em 2.1.3.

No caso do Muro 10-1, tratando-se de uma solução pré-fabricada, o fornecedor garante as verificações de segurança do muro.

4.2 Muro 3.1

4.2.1 Modelação Numérica no Plaxis 2D

4.2.1.1 Hipóteses e considerações gerais

A modelação numérica foi realizada com o software Plaxis 2D, utilizando o método dos elementos finitos para simular o comportamento da contenção durante o processo construtivo e em fase de exploração.

Os cálculos foram realizados de acordo com os critérios que se descrevem subsequentemente.

Estado plano de deformação (Plane Strain)

Esta hipótese é justificada pelo facto de a escavação apresentar comprimento significativo em relação à sua largura, configurando uma geometria compatível com o regime bidimensional. Assume-se, portanto, que as deformações ocorrem predominantemente no plano vertical da seção estudada, sendo desprezadas as variações na direção perpendicular.

Modelo constitutivo Hardening Soil (HS)

O modelo HS foi selecionado por permitir uma representação mais realista do comportamento não linear e dependente da tensão do solo. Diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb, o HS considera três diferentes módulos de deformação (E_{50} , E_{oed} , E_{ur}) e permite simular o enrijecimento progressivo do solo com o aumento da tensão.

Elementos de contenção representados por elementos tipo “Plate”

As estacas secantes foram modeladas como placas finas lineares (elementos do tipo “plate”) com rigidez equivalente à da estaca individual por metro de parede. As propriedades mecânicas dos elementos “plate” foram calculadas com base nas dimensões geométricas das estacas e no módulo de elasticidade do concreto C30/35.

Geração de tensões in situ pelo método K_0

A condição inicial de equilíbrio geotécnico foi estabelecida por meio do procedimento automático de geração de tensões conforme o coeficiente de impulso em repouso (K_0), calculado com base nas propriedades de cada camada de solo. Isso assegura que o modelo esteja em equilíbrio antes do início das escavações.

Construção faseada

O processo executivo foi reproduzido com fidelidade, simulando escavações em etapas e ativações sucessivas dos apoios estruturais. Essa abordagem permite avaliar o comportamento da estrutura em cada fase crítica de carregamento e descarga, replicando as condições reais de obra.

Na **Figura 4** apresenta-se o faseamento construtivo da contenção.

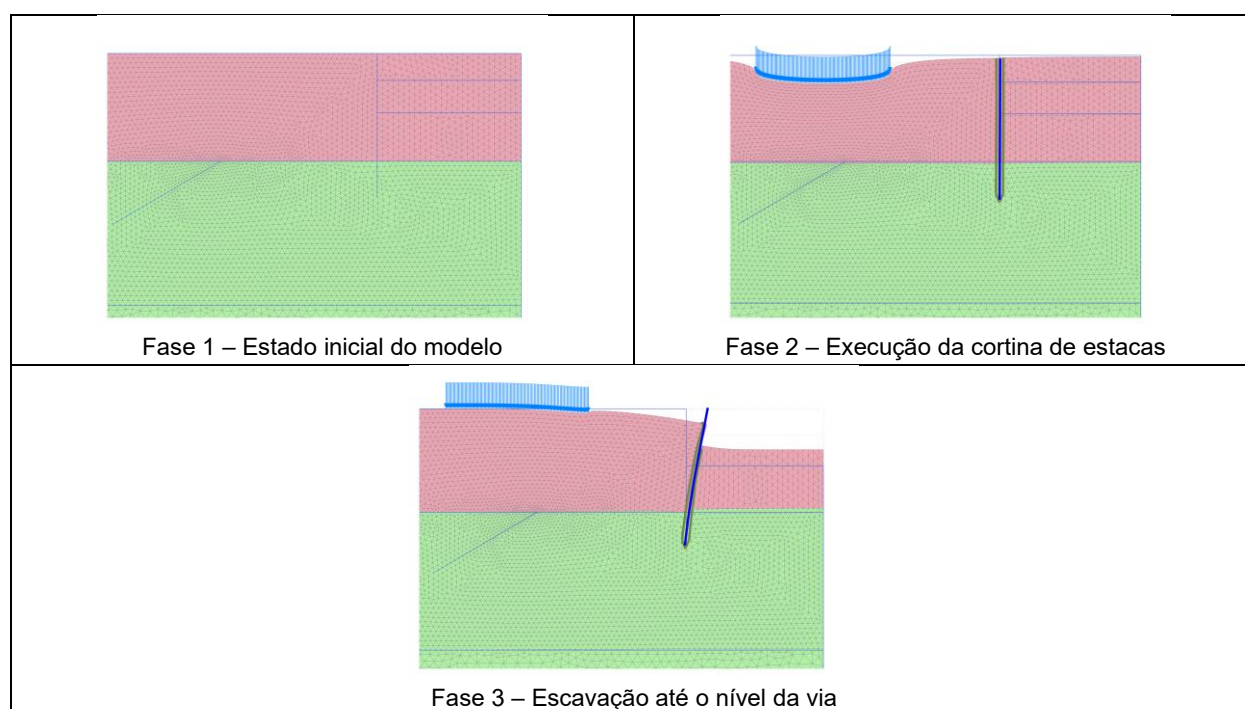


Figura 4 – Muro 3-1. Faseamento de construção simulado.

Geometria do Modelo

A geometria do modelo foi definida considerando uma malha suficientemente ampla para minimizar os efeitos de fronteira.

Essas dimensões garantem que os deslocamentos e tensões induzidos pelas escavações não sejam artificialmente influenciados pelas fronteiras do modelo.

Malha de elementos finitos

Utilizou-se uma malha triangular composta por elementos de 15 nós, que oferece maior precisão na estimativa de deslocamentos e tensões (**Figura 5**). A malha foi refinada nas zonas críticas, especialmente ao longo da cortina de contenção e nas interfaces com os apoios.

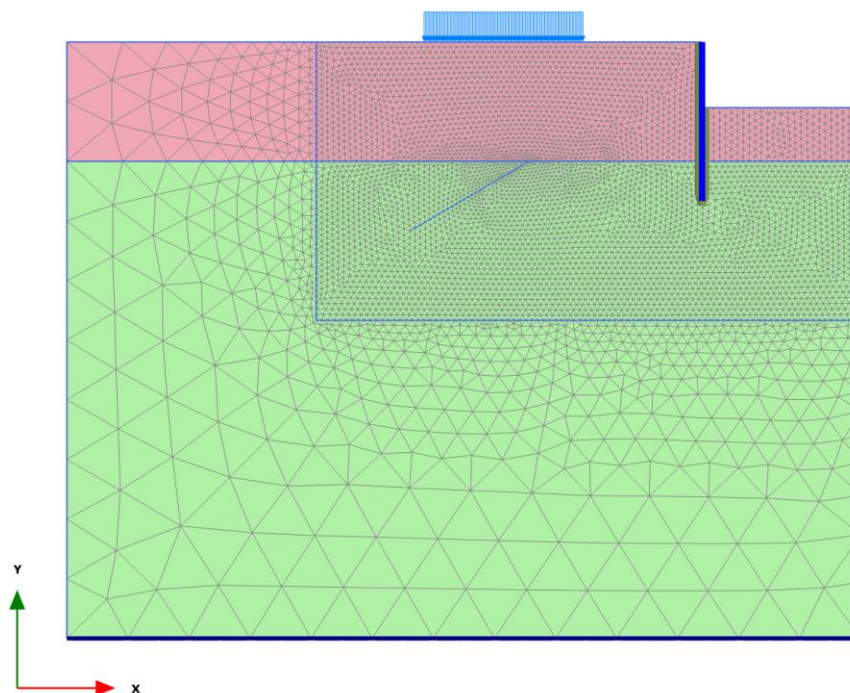


Figura 5 – Muro 3-1. Malha de elementos finitos

4.2.1.2 Propriedades Mecânicas das Estruturas

As propriedades estruturais dos elementos modelados foram calculadas com base em parâmetros geométricos e mecânicos dos materiais, conforme descrito abaixo.

Cortina de Estacas Secantes (elemento Plate):

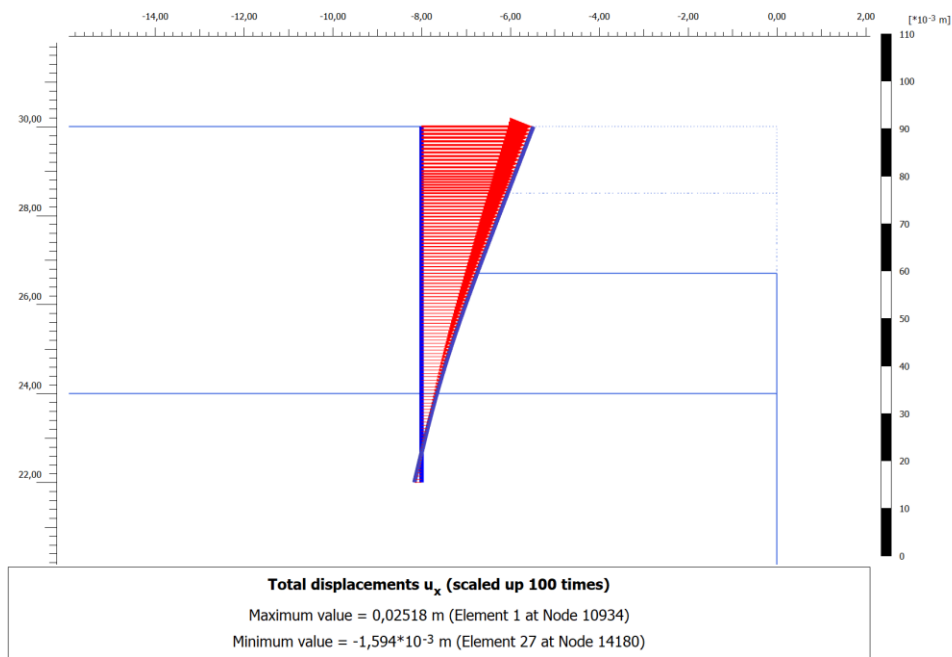
- Diâmetro das estacas: 600 mm
- Espaçamento entre estacas (eixo a eixo): 0,9 m
- Módulo de elasticidade do betão C30/35: $E = 33 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,2
- Densidade do betão: 25 kN/m^3

4.2.1.3 Resultados da Modelação

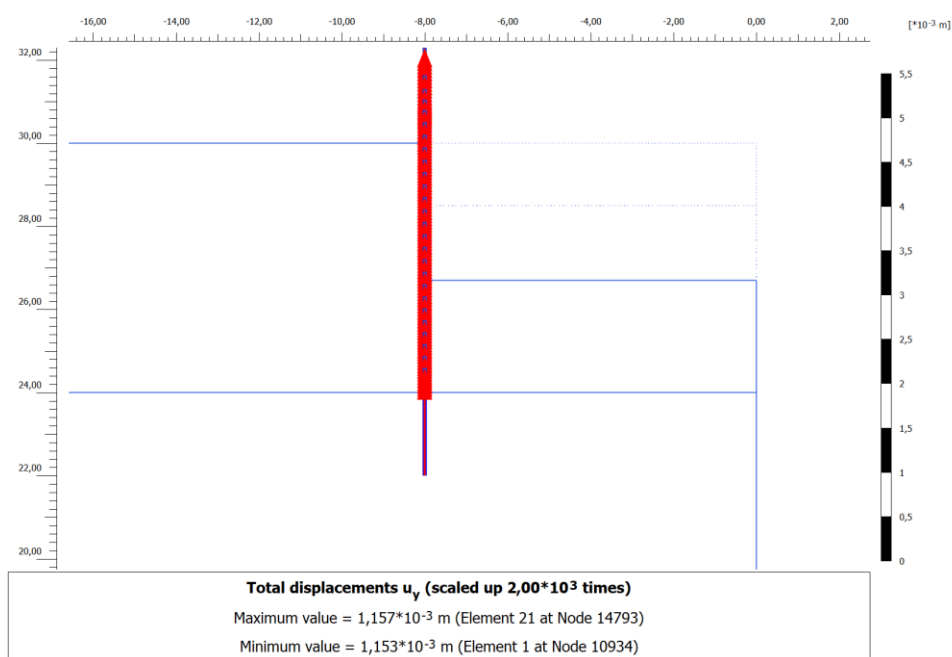
4.2.1.3.1 Fase final de escavação

Deslocamentos da cortina

Máximo deslocamento horizontal: [25,1 mm]

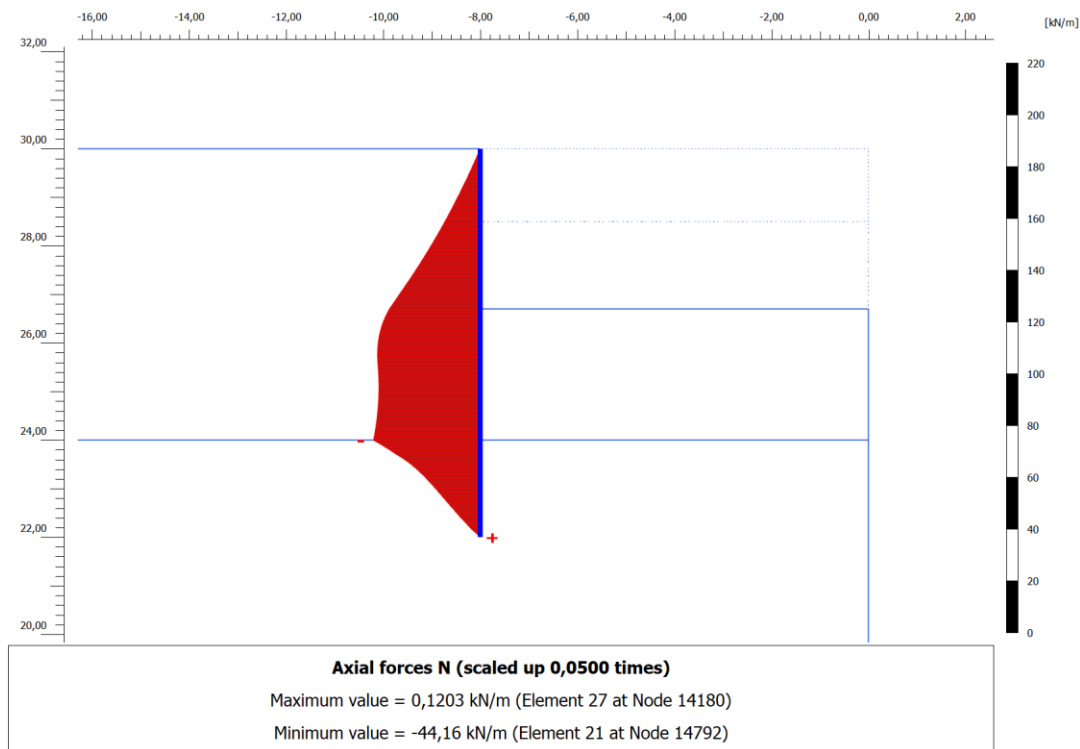


Máximo deslocamento vertical: [11,7 mm] → ocorre na base da escavação

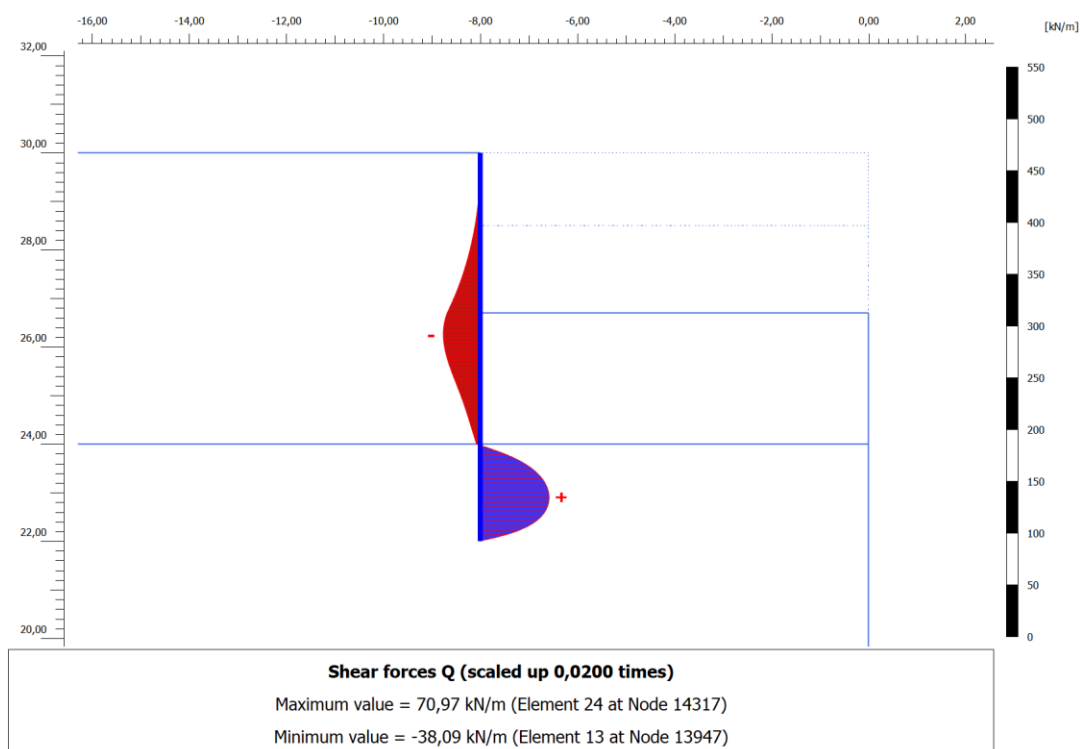


Esforços na Cortina

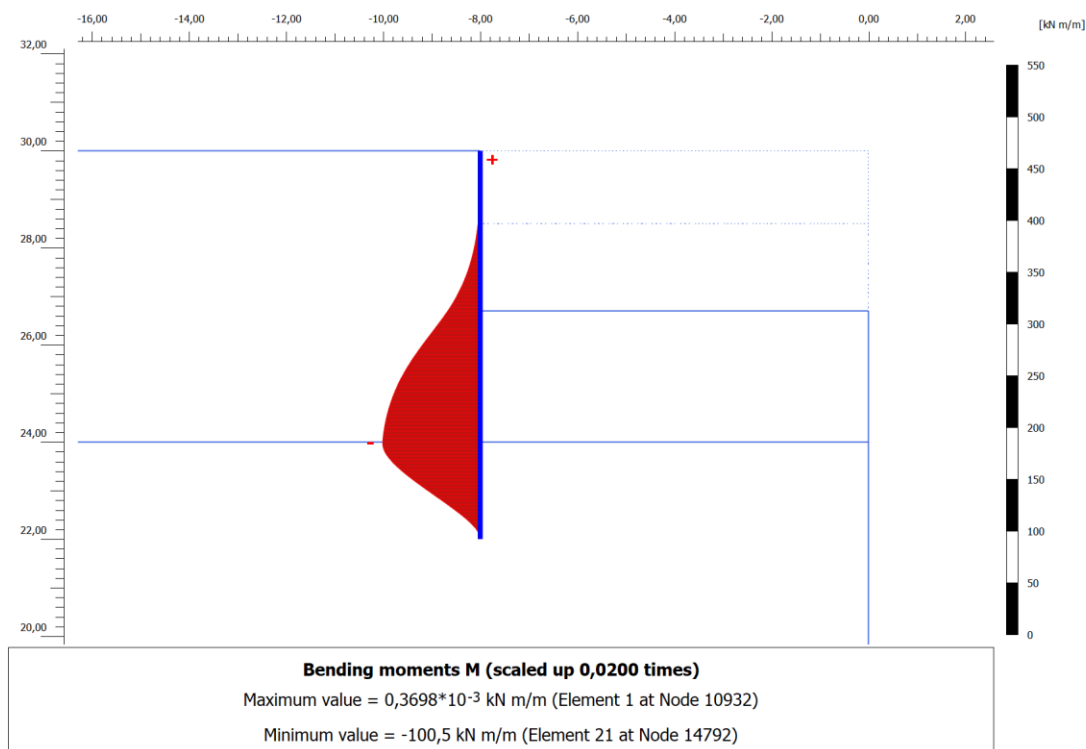
Esforço axial máximo: [44,1 kN/m]



Esforço de corte máximo: [70,9 kN/m]



Momento fletor máximo: [100,5 kNm/m]

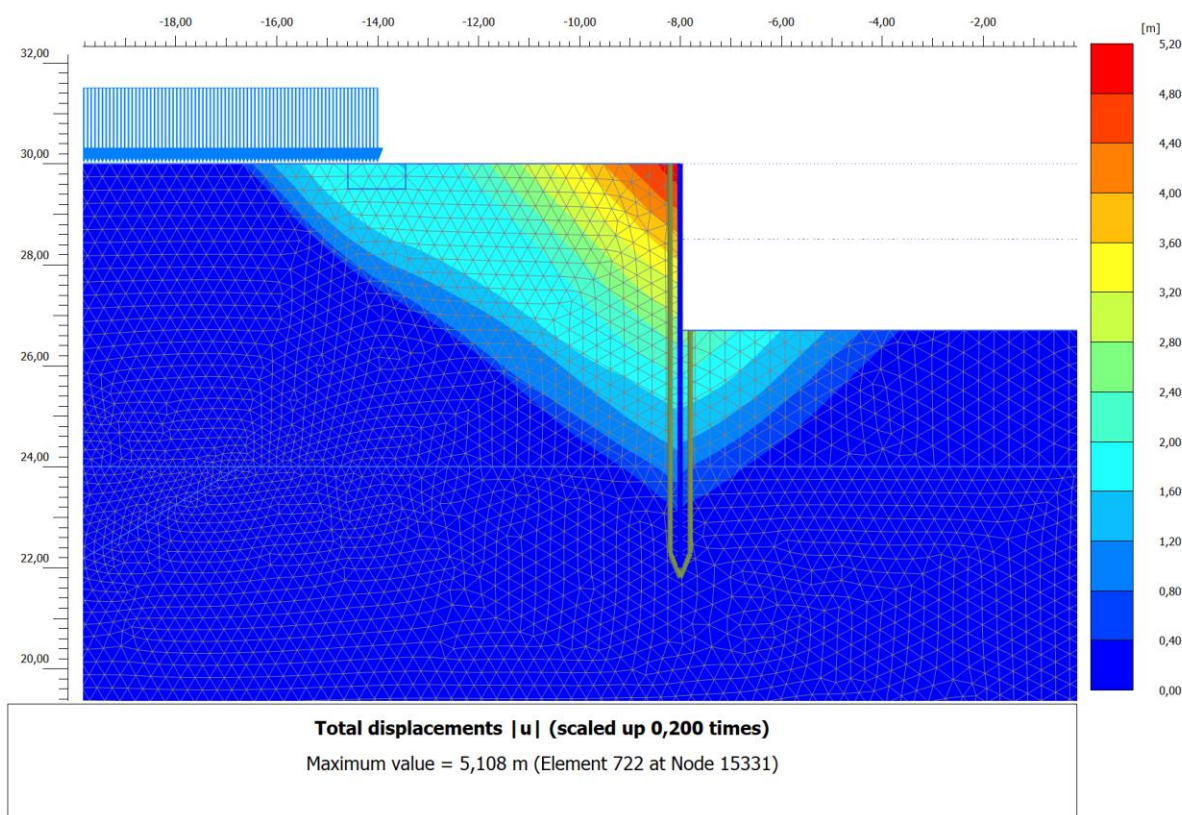


4.2.1.4 Verificação da Segurança Global pelo Método dos Fatores de Redução

Na **Figura 6** apresenta-se o resultado da verificação da estabilidade global pelo método do fator de redução (ϕ/c reduction), do Plaxis 2D.

O cálculo é realizado através de uma abordagem que consiste na redução progressiva da resistência ao corte do solo, até que ocorra a perda de equilíbrio do modelo. Para isso, é aplicado um fator de redução (SF) aos parâmetros resistentes do solo. O procedimento é iterativo até que a estrutura perca a sua capacidade de manter o equilíbrio, ou seja, até que ocorra colapso.

O fator de redução obtido foi de 1,73.



Calculation information

Step info

Phase

Phase_6 [Phase_6]

Step

Initial

Calculation mode

Classical mode

Step type

Safety

Updated mesh

False

Solver type

Picos

Kernel type

64 bit

Extrapolation factor

0,5000

Relative stiffness

1,723E-6

Multipliers

Soil weight

ΣM_{Weight}

1,000

Strength reduction factor

M_{sf}

5,000E-3

ΣM_{sf}

1,735

Time

Increment

0,000

End time

0,000

Figura 6 – Muro M3-1. Cálculo do coeficiente de segurança global pelo método ϕ/c Reduction

4.2.2 Verificação da estabilidade global do muro por métodos de equilíbrio limite

4.2.3 Descrição do modelo de cálculo

O perfil de cálculo representa-se na **Figura 7**. Os cálculos foram realizados para duas situações de nível freático: 1. Sem nível freático e 2. Com nível freático localizado cerca de 0,5 m abaixo da plataforma ferroviária. A posição do nível freático será objeto de reavaliação após disponibilização das leituras piezométricas.

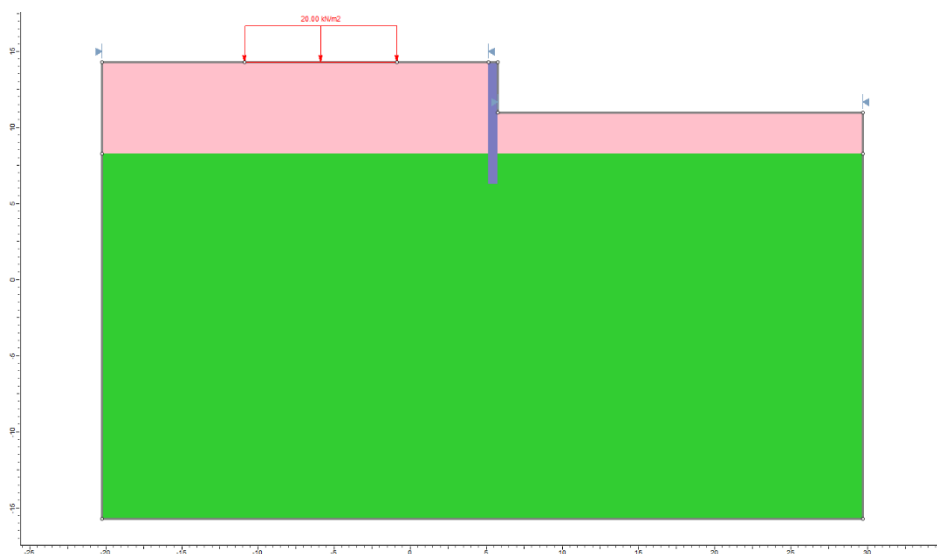


Figura 7 – Perfil transversal de cálculo ao Pk 3+625.

4.2.4 Parâmetros geotécnicos adotados

Os parâmetros geotécnicos adotados foram deduzidos de ensaios de campo e laboratoriais e da experiência comparada com terrenos e materiais de construção semelhantes (**Quadro 6**). Por conveniência numérica na utilização do software *Slide*, considerou-se a coesão efetiva de todos os solos como 1,0 kPa. Para representar a cortina de estacas secantes, foi utilizado um modelo constitutivo de *Infinite Strength*.

Nas análises pseudo-estáticas, o terreno de fundação foi definido como **Tipo C da EN 1998-1**. Para este tipo de terreno os coeficientes sísmicos de cálculo são: $k_h=0,115$ e $k_v=0,058$.

Quadro 6 – Parâmetros geotécnicos de cálculo (STR/GEO). Pk 3+625

Terrenos de fundação e materiais de aterro	Nº	Parâmetros de resistência		
		γ_d (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Cortina (<i>Infinite Strength</i>)	1	25	-	-
ZG2	2	17	27	1
ZG1	3	22	37	1

4.2.5 Resultados obtidos

4.2.5.1 Análise com nível d'água

Os fatores de segurança obtidos para cada cenário apresentam-se **Quadro 7**.

Quadro 7 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 3+625

Perfil	Combinação	Fator de Segurança
PK 3+625	Comb. 1	2,9
	Comb. 2	2,0
	Sísmica – kv+	1,8
	Sísmica – kv-	1,6

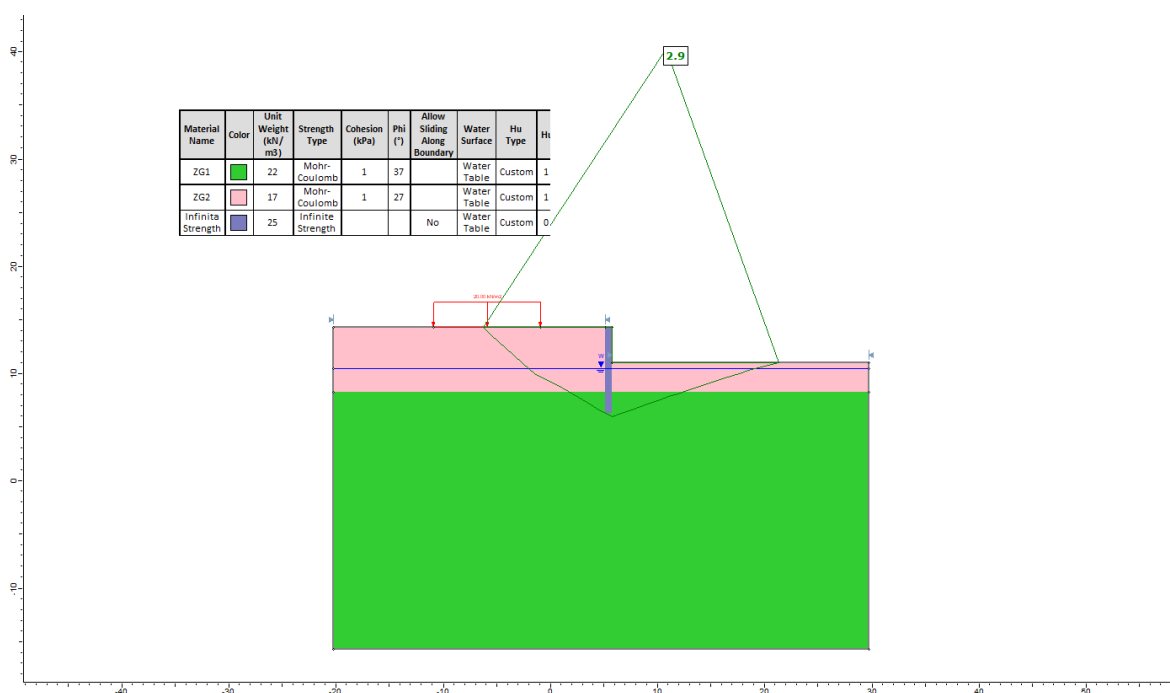


Figura 8 – PK 3+625. Combinação 1

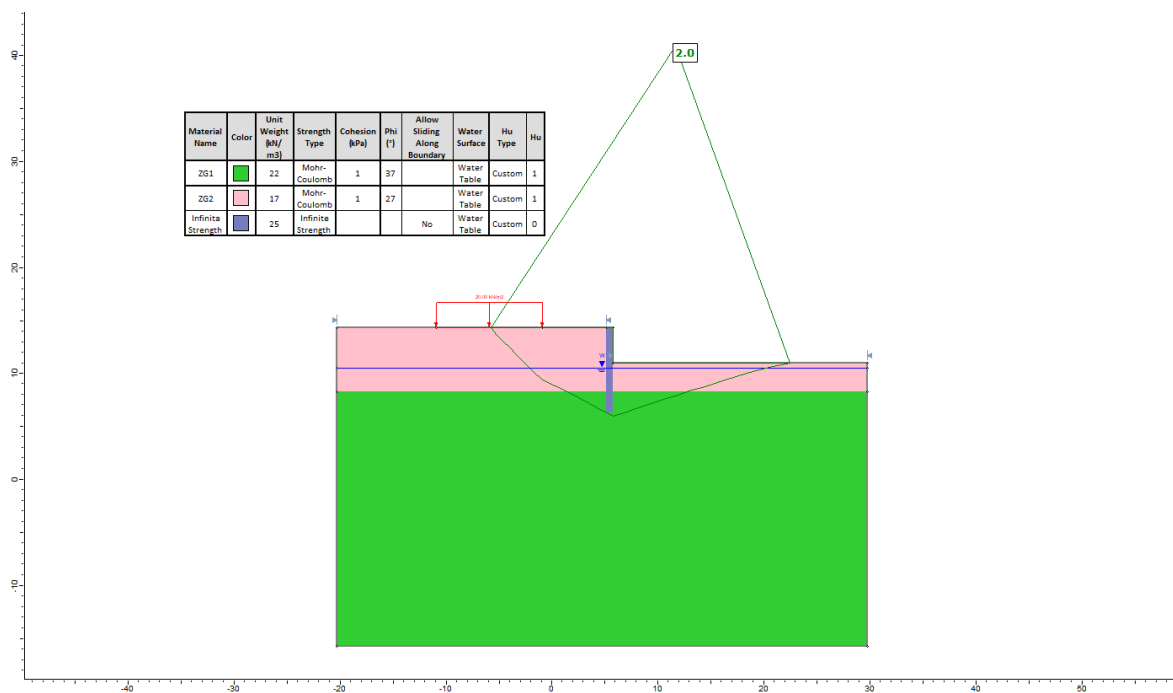


Figura 9 – PK 3+625. Combinação 2

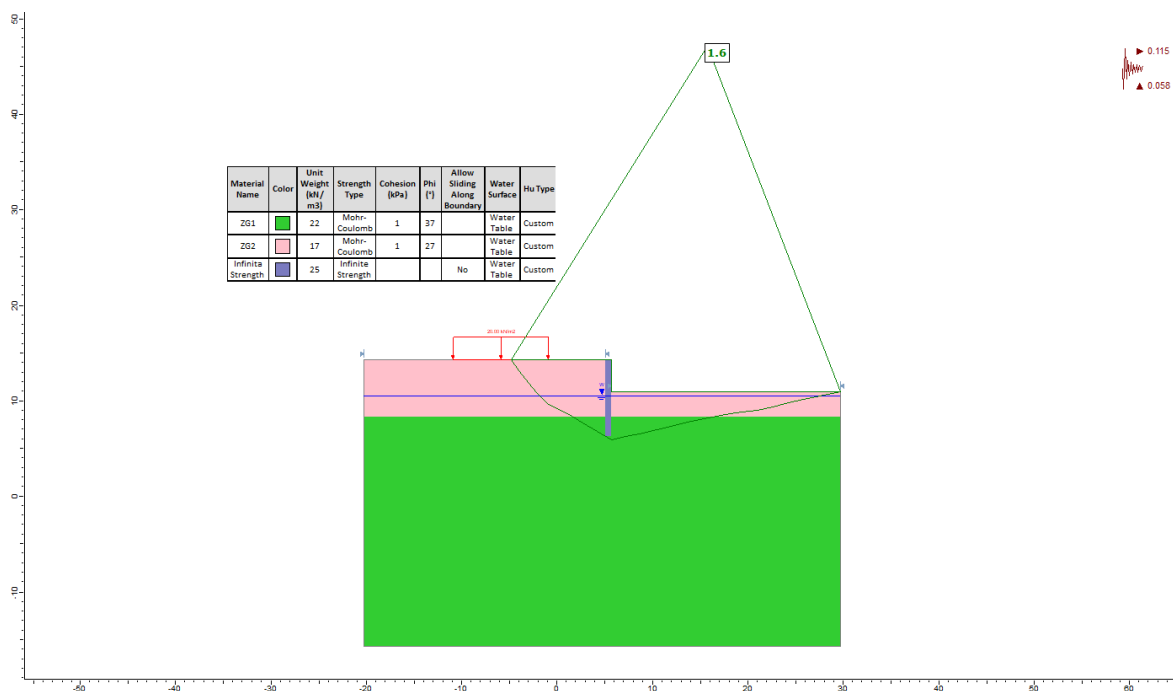


Figura 10 – PK 3+625. Combinação Sísmica kv-

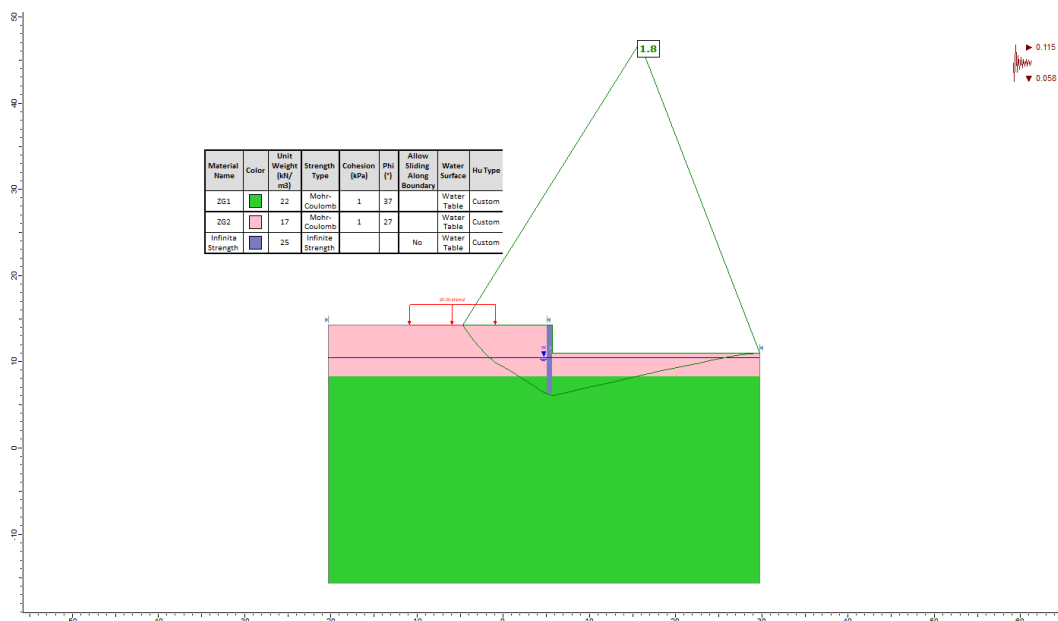


Figura 11– PK 3+625. Combinação Sísmica kv+

4.2.5.2 Análise sem nível d'água

Os fatores de segurança obtidos para cada cenário apresentam-se **Quadro 7**.

Quadro 8 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 3+625

Perfil	Combinação	Fator de Segurança
PK 3+625	Comb. 1	3,6
	Comb. 2	2,8
	Sísmica – kv+	2,5
	Sísmica – kv-	2,4

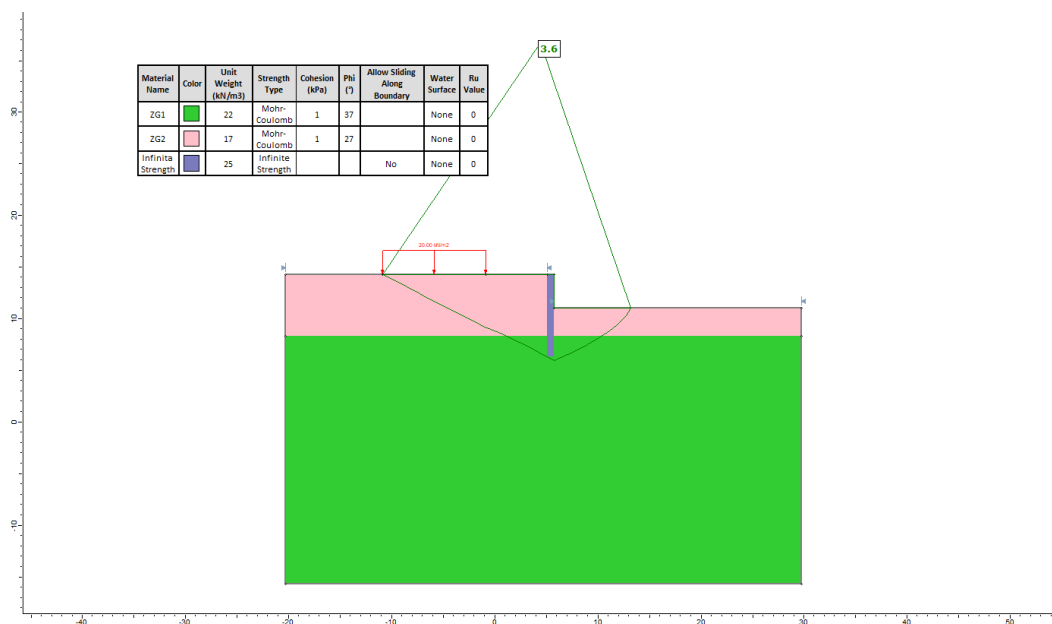


Figura 12 – PK 3+625. Combinação 1

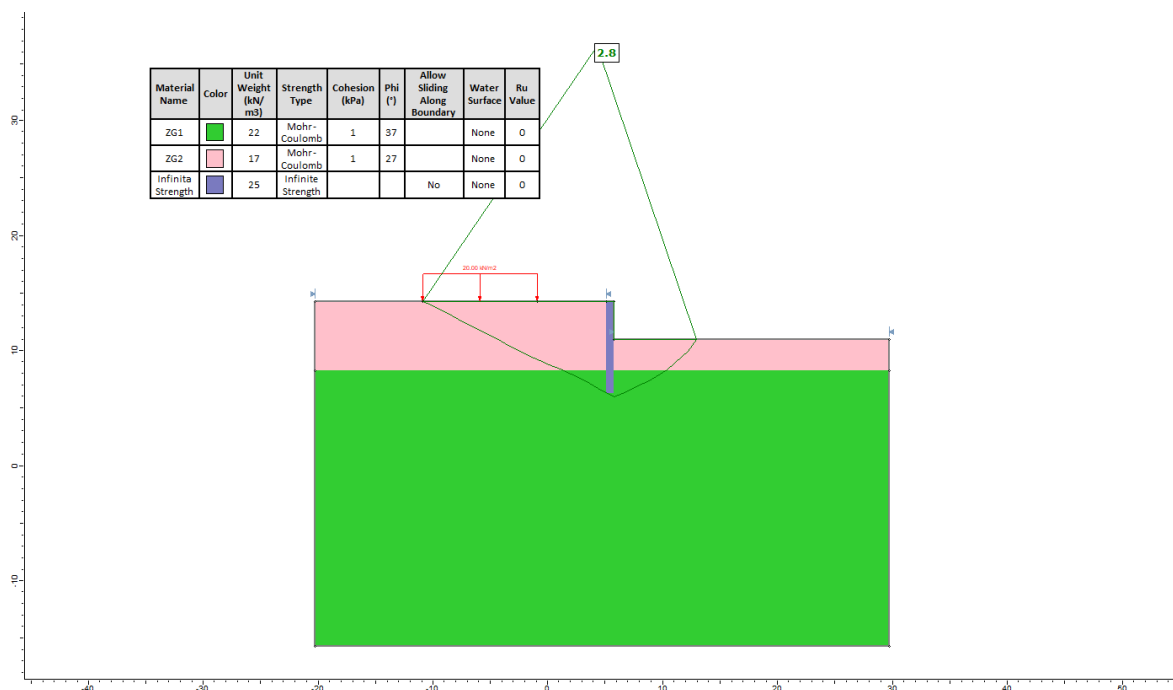


Figura 13 – PK 3+625. Combinação 2

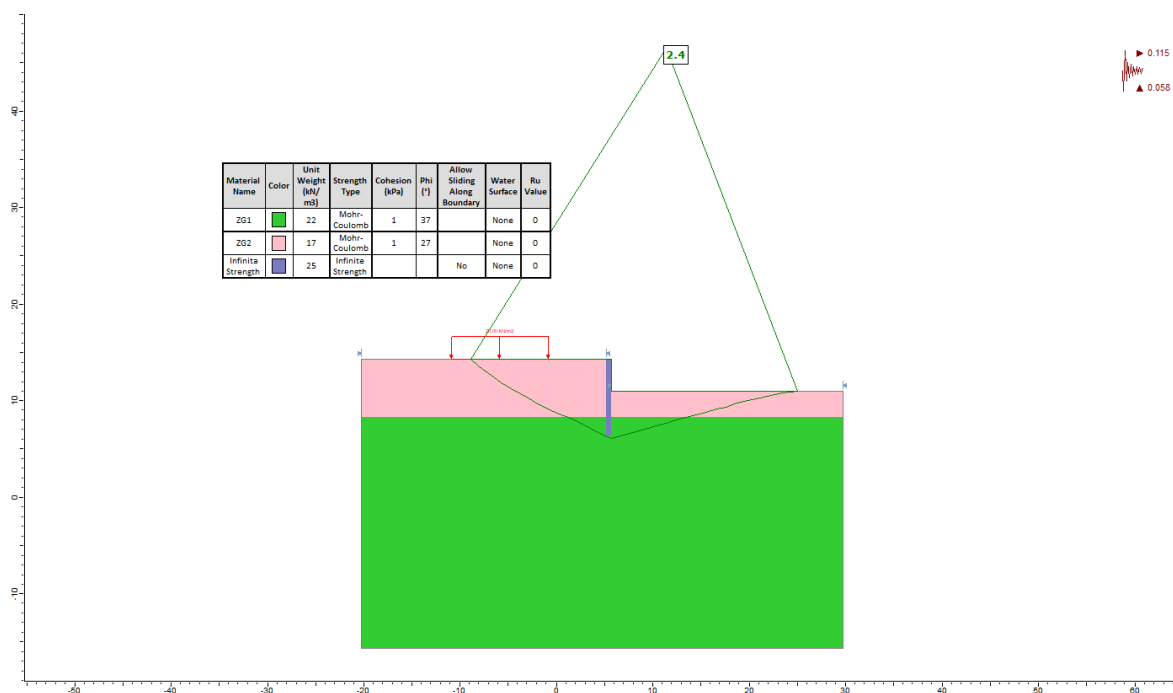


Figura 14 – PK 3+625. Combinação Sísmica kv-

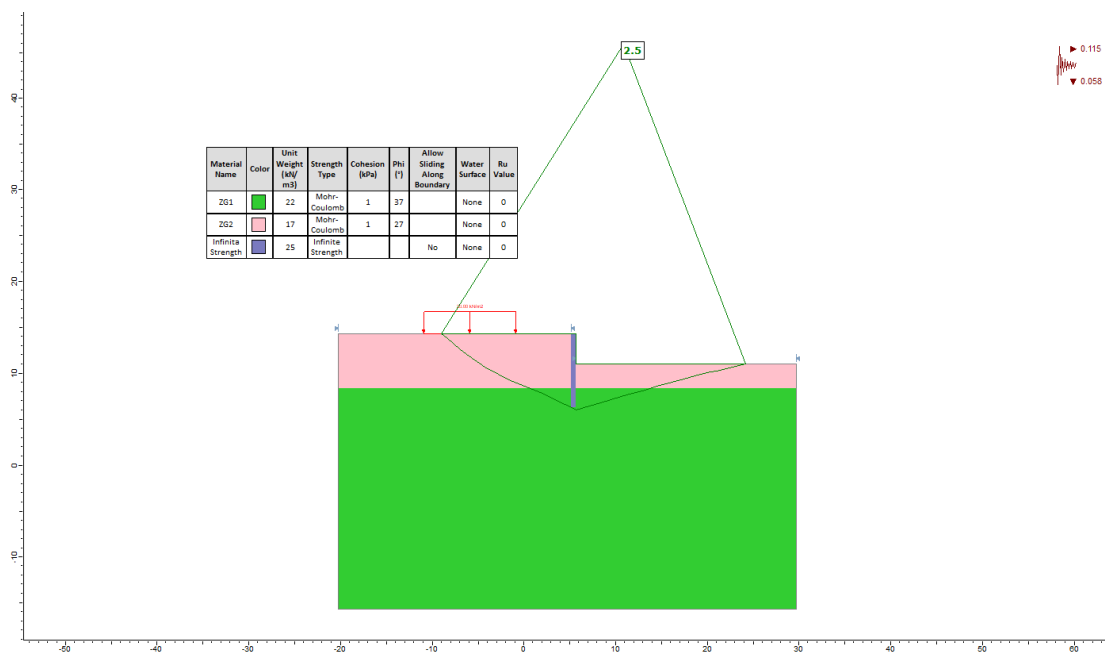


Figura 15– PK 3+625. Combinação Sísmica kv+

4.2.6 Verificação da segurança dos elementos de betão armado

RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

De acordo com o Eurocódigo 2, no âmbito da verificação do estado limite último de esforço transversal, distinguem-se as seguintes situações:

- Se $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, não é necessário adotar armaduras específicas para resistir ao esforço transversal;
- Se $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, será necessário adotar armaduras específicas de esforço transversal de forma a satisfazer $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$;

Em que:

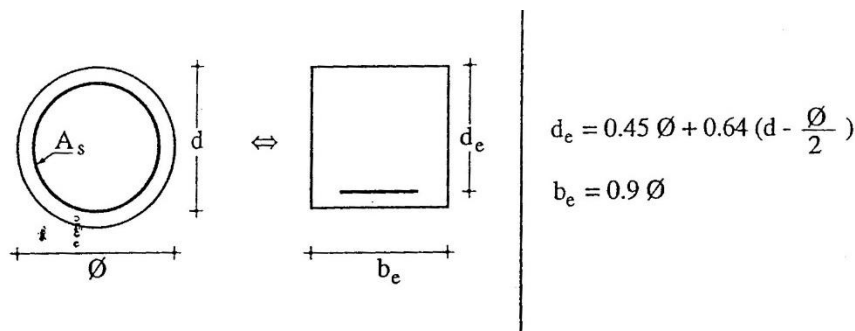
V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

V_{Rd} - Valor de cálculo do esforço transversal resistente. Na presente verificação são distinguidos os seguintes valores de esforço transversal resistente:

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;

$V_{Rd,s}$ - Valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura específica de esforço transversal.

No dimensionamento da armadura de esforço transversal, tratando-se de uma secção circular, a largura efetiva, b_e , altura útil da secção transversal, d_e , consideradas foram as obtidas pela expressão abaixo indicada.



Neste contexto, para verificação da necessidade de adotar armadura específica de esforço transversal, considera-se $V_{Rd,c}$ definido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \times (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Onde:

$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$, sendo γ_c o coeficiente parcial de segurança relativo às propriedades do betão;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 ;$$

ρ_1 - Percentagem de armadura longitudinal equivalente, definida por $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$;

b_w - Largura mínima da alma;

d - Altura útil da secção do elemento estrutural;

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias.

No caso de se verificar que $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ não é necessário adotar armadura específica de esforço transversal, no entanto há ainda que verificar a resistência ao esmagamento das bielas de compressão de betão.

O valor máximo de esforço transversal que pode ser suportado pelo elemento estrutural sem esmagamento das bielas de compressão de betão corresponde a $V_{Rd,max}$, que é definido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Sendo θ o ângulo correspondente à inclinação das bielas de compressão do betão.

Conforme exposto, a armadura de esforço transversal é dada por:

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

De acordo com o Eurocódigo 2, a taxa de armadura de esforço transverso mínima, $\rho_{w,min}$, é definida pela expressão:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Onde:

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.

A taxa de armadura de esforço transverso, ρ_w , é dada pela expressão:

$$\rho_w = A_{sw}/(s \times b_w \times \sin \alpha)$$

Em que:

α - Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

RESISTÊNCIA À FLEXÃO

De acordo com o Eurocódigo 2, a verificação ao estado limite último de flexão pode ser assegurado 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.

A área da armadura longitudinal de flexão necessária para respeitar a condição acima descrita pode ser determinada relacionando a fórmula do momento reduzido com a da percentagem mecânica de armadura, com recurso às seguintes equações:

$$\mu \geq \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega \geq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Onde:

μ - Valor reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente;

ω - Percentagem mecânica de armadura;

b - Largura da secção;

d - Altura útil da secção do elemento estrutural;

A_s - Área da secção transversal da armadura;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, aos 28 dias;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado;

De acordo com o Eurocódigo 2 a área mínima da armadura longitudinal, A_{smin} , é dada pela expressão:

$$A_{smin} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \text{ com o mínimo de } 0,0013 \cdot b \cdot d$$

Onde:

b - Largura da secção, neste caso, por se tratar de uma secção circular, num elemento equivalente como representado na Figura 2.

d - Altura útil da secção do elemento estrutural, neste caso, tratando-se de uma secção circular, é considerado como demonstrado na Figura 2.

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão armado à tração simples.

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO – FENDILHAÇÃO.

Com vista a garantir um bom comportamento das estruturas de betão armado em situação corrente de serviço limitou-se o valor da abertura de fendas a 0,3 mm.

O valor da abertura de fendas, w_k , obtém-se através da expressão que a seguir se apresenta:

$$w_k = s_{r,máx} \times \varepsilon_{srm}$$

onde:

$s_{r,máx}$ distância máxima entre fendas;

ε_{srm} extensão média relativa entre o aço e o betão;

O Eurocódigo 2 define uma distância máxima entre fendas, $s_{r,máx}$, calculada pela seguinte expressão:

$$s_{r,máx} = 3,4 \times c + 0,425 \times k_1 \times k_2 \times \frac{\phi}{\rho_{p,ef}}$$

onde:

c recobrimento das armaduras;

k_1 coeficiente que tem em consideração as propriedades de aderência dos varões. Para varões nervurados considerou-se o valor de 0,8;

k_2 coeficiente que tem em consideração a forma da distribuição de extensões na secção. Para secções sujeitas a flexão considerou-se o valor de 0,5;

Ø diâmetro do varão da armadura principal;

$\rho_{p,ef}$ percentagem efetiva de armadura, dada por $A_s/A_{c,ef}$ em que A_s é a área de armadura contida na área tracionada efetiva, $A_{s,ef}$.

A extensão média relativa entre o aço e o betão foi determinada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{srm} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ct,ef}}{E_s \times \rho_{p,ef}} (1 + \alpha_e \times \rho_{p,ef}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$$

onde:

σ_s representa a tensão no aço com base na secção fendilhada;

k_t constitui um fator de integração da distribuição de extensões, que tem em consideração a duração ou a repetição das cargas. Considerou-se o valor de 0,4 visto tratar-se de cargas de longa duração;

$f_{ct,ef}$ valor médio da tensão resistente do betão à tração;

$\rho_{p,ef}$ percentagem efetiva de armadura, definida por $A_s/A_{c,ef}$ em que A_s é a área de armadura contida na área tracionada efetiva, $A_{c,ef}$.

E_s módulo de elasticidade do aço;

E_c módulo de elasticidade do betão;

Para a definição da armadura a adotar para a cortina de estacas secantes, analisou-se o momento fletor atuante para assim determinar a área de armadura necessária. Para tal, considerou-se de maior importância a armadura horizontal devido os carregamentos no tardo da cortina.

Quadro 9 - Verificação do ELU de resistência à flexão da cortina de estacas secantes.

M_{ed} (kNm/m)	M_{Rd} (kNm/m)	A_s mín [cm ² /m]	Solução
50,3	194,6	12,56	8φ20

De modo a verificar a resistência do betão armado ao esforço transversal, compararam-se o esforço atuante para os elementos de betão armado e o resistente:

Quadro 10 - Verificação do ELU de resistência ao esforço transversal da cortina de estacas secantes.

V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	A_s mín [cm ² /m]	Solução
35,5	296,4	5,7	φ12//0,20 m

Com vista a garantir um adequado desempenho das estruturas de betão armado em situação corrente de serviço, limitou-se o valor da abertura de fendas a 0,3 mm.

Quadro 11 - Verificação de ELS de fendilhação da parede de betão armado.

σ_s [N/mm ²]	$S_{r,max}$ [m]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	w_k [mm]
444	0,28	0,001967	0,001

4.3 Muro 6.1

4.3.1 Modelação Numérica no Plaxis 2D

4.3.1.1 Hipóteses e considerações gerais

A modelação numérica foi realizada com o software Plaxis 2D, utilizando o método dos elementos finitos para simular o comportamento da contenção durante o processo construtivo e em fase de exploração.

Os cálculos foram realizados de acordo com os critérios que se descrevem subsequentemente.

Estado plano de deformação (Plane Strain)

Esta hipótese é justificada pelo facto de a escavação apresentar comprimento significativo em relação à sua largura, configurando uma geometria compatível com o regime bidimensional. Assume-se, portanto, que as deformações ocorrem predominantemente no plano vertical da seção estudada, sendo desprezadas as variações na direção perpendicular.

Modelo constitutivo Hardening Soil (HS)

O modelo HS foi selecionado por permitir uma representação mais realista do comportamento não linear e dependente da tensão do solo. Diferentemente do modelo de Mohr-Coulomb, o HS considera três diferentes módulos de deformação (E_{50} , E_{oeD} , E_{ur}) e permite simular o enrijecimento progressivo do solo com o aumento da tensão.

Elementos de contenção representados por elementos tipo “Plate”

As estacas secantes foram modeladas como placas finas lineares (elementos do tipo “plate”) com rigidez equivalente à da estaca individual por metro de parede. As propriedades mecânicas dos elementos “plate” foram calculadas com base nas dimensões geométricas das estacas e no módulo de elasticidade do concreto C30/35.

Pregagens no Terreno com Elementos Embedded Beam (Rock Bolt)

As pregagens horizontais ou inclinadas aplicadas no terreno para reforço de maciços escavados foram modeladas no PLAXIS 2D por meio de elementos do tipo Embedded Beam Row com comportamento do tipo Rock Bolt. Essa abordagem permite representar adequadamente o efeito de reforço localizado promovido pelas barras de aço ou elementos resistentes aplicados diretamente no maciço de solo.

Geração de tensões in situ pelo método K_0

A condição inicial de equilíbrio geotécnico foi estabelecida por meio do procedimento automático de geração de tensões conforme o coeficiente de impulso em repouso (K_0), calculado com base nas propriedades de cada camada de solo. Isso assegura que o modelo esteja em equilíbrio antes do início das escavações.

Construção faseada

O processo executivo foi reproduzido com fidelidade, simulando escavações em etapas e ativações sucessivas dos apoios estruturais. Essa abordagem permite avaliar o comportamento da estrutura em cada fase crítica de carregamento e descarga, replicando as condições reais de obra.

Na **Figura 16** apresenta-se o faseamento construtivo da contenção.

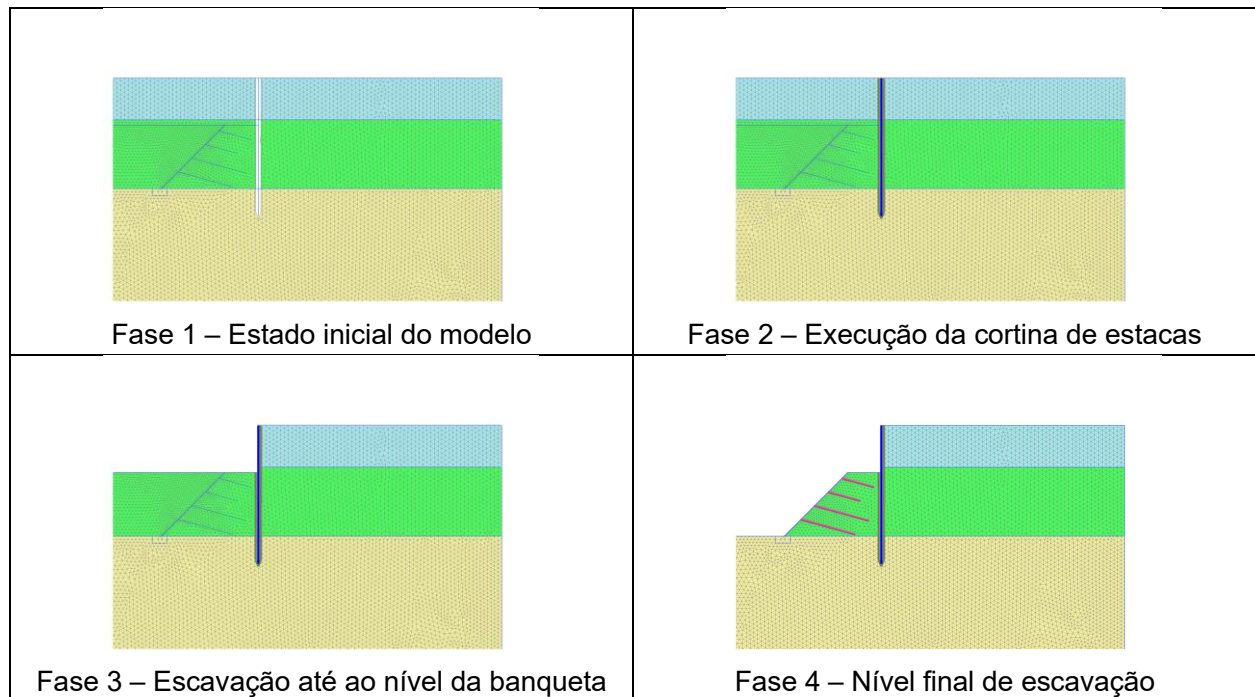


Figura 16 – Muro M6-1. Faseamento de construção simulado

Geometria do Modelo

A geometria do modelo foi definida considerando uma malha suficientemente ampla para minimizar os efeitos de fronteira.

Essas dimensões garantem que os deslocamentos e tensões induzidos pelas escavações não sejam artificialmente influenciados pelas fronteiras do modelo.

Malha de elementos finitos

Utilizou-se uma malha triangular composta por elementos de 15 nós, que oferece maior precisão na estimativa de deslocamentos e tensões (**Figura 17**). A malha foi refinada nas zonas críticas, especialmente ao longo da cortina de contenção e nas interfaces com os apoios.

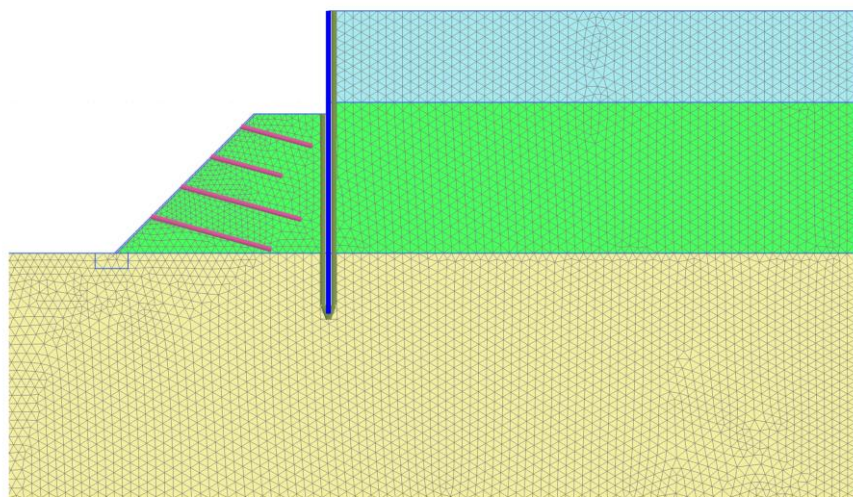


Figura 17 – Muro M6-1. Malha de elementos finitos.

4.3.1.2 Propriedades Mecânicas das Estruturas

As propriedades estruturais dos elementos modelados foram calculadas com base em parâmetros geométricos e mecânicos dos materiais, conforme descrito abaixo.

Cortina de Estacas Secantes (elemento Plate):

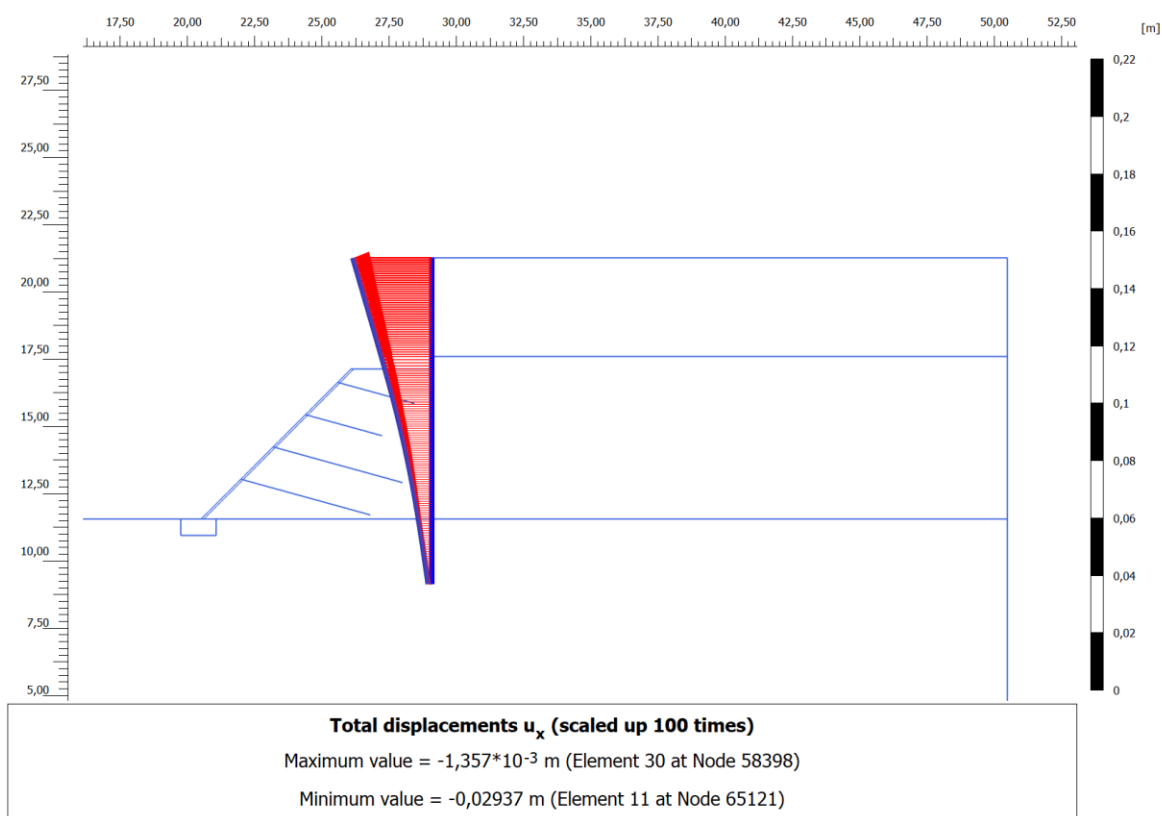
- Diâmetro das estacas: 800 mm
- Espaçamento entre estacas (eixo a eixo): 1,2 m
- Módulo de elasticidade do betão C30/35: $E = 33 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,2
- Densidade do betão: 25 kN/m^3

4.3.1.3 Resultados da Modelação

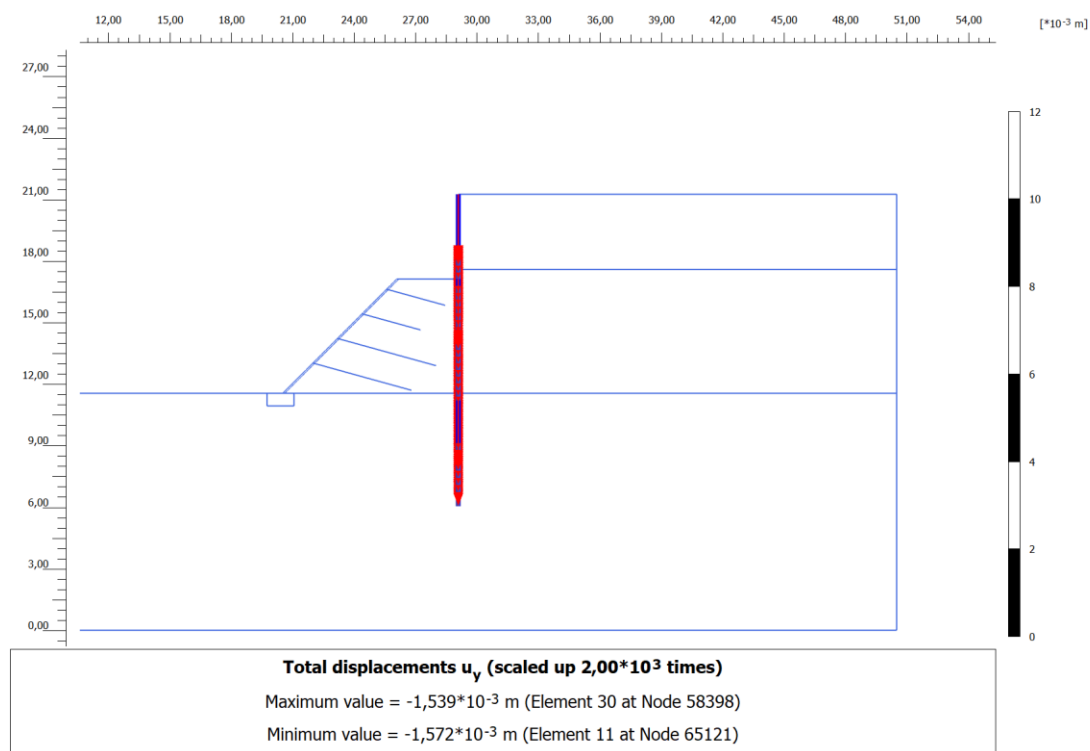
4.3.1.3.1 Fase final de escavação

Deslocamentos da cortina

Máximo deslocamento horizontal: [29,3 mm]

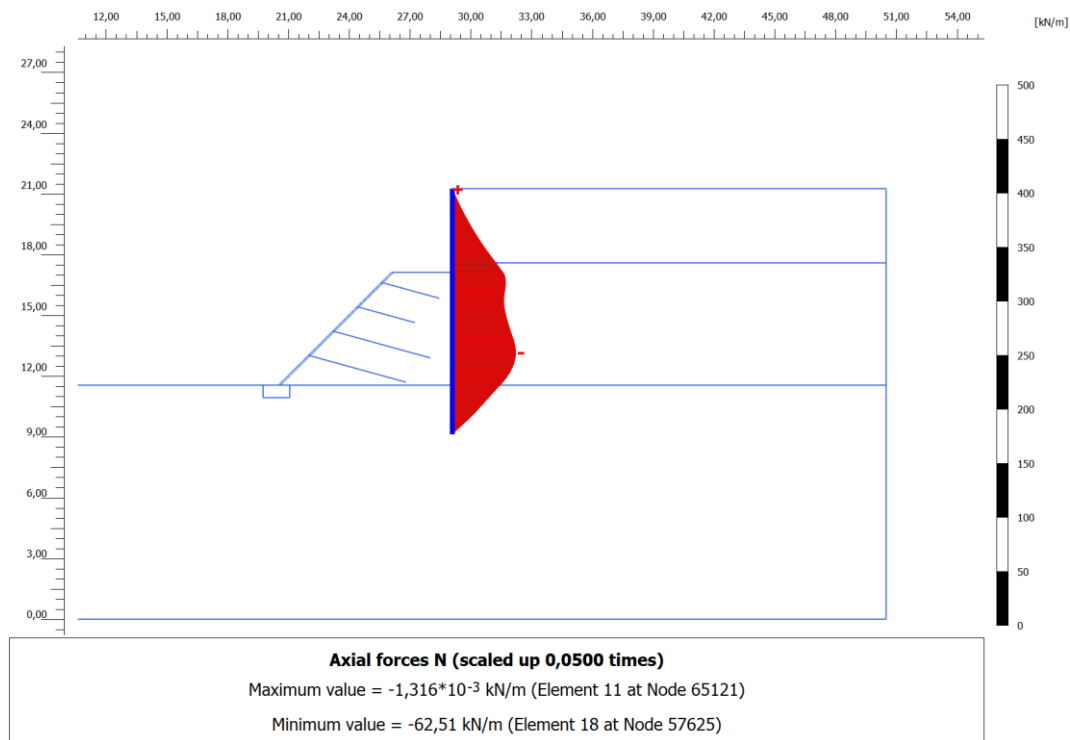


Máximo deslocamento vertical: [1,5 mm] → ocorre na base da escavação

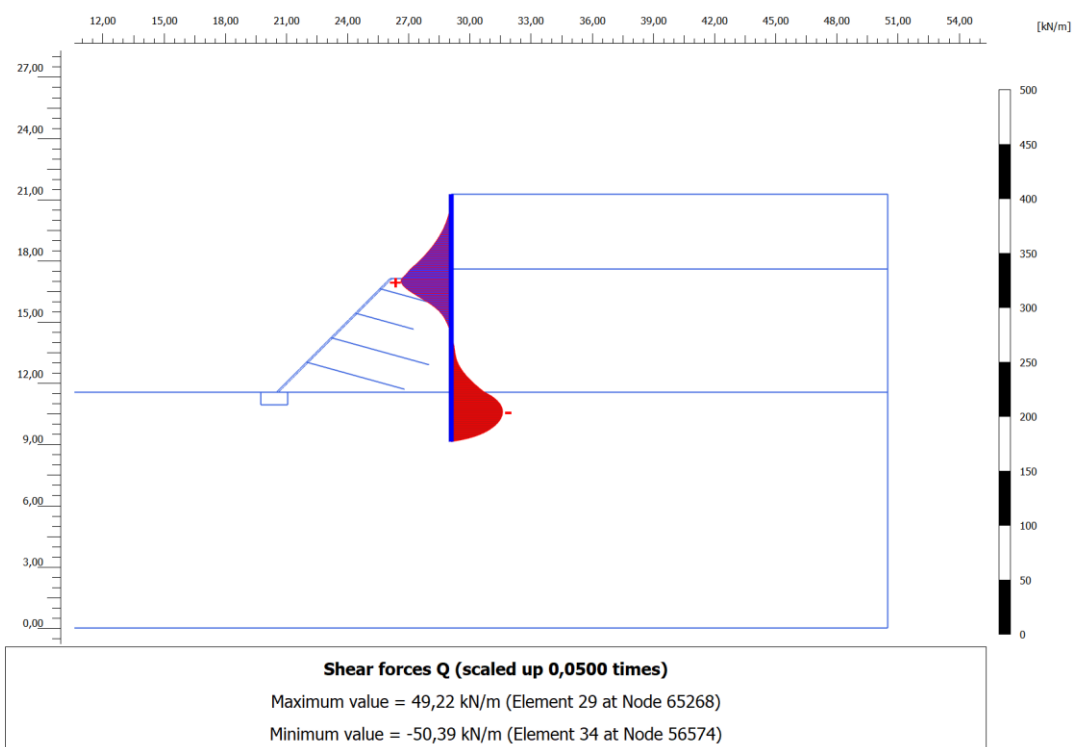


Esforços na Cortina

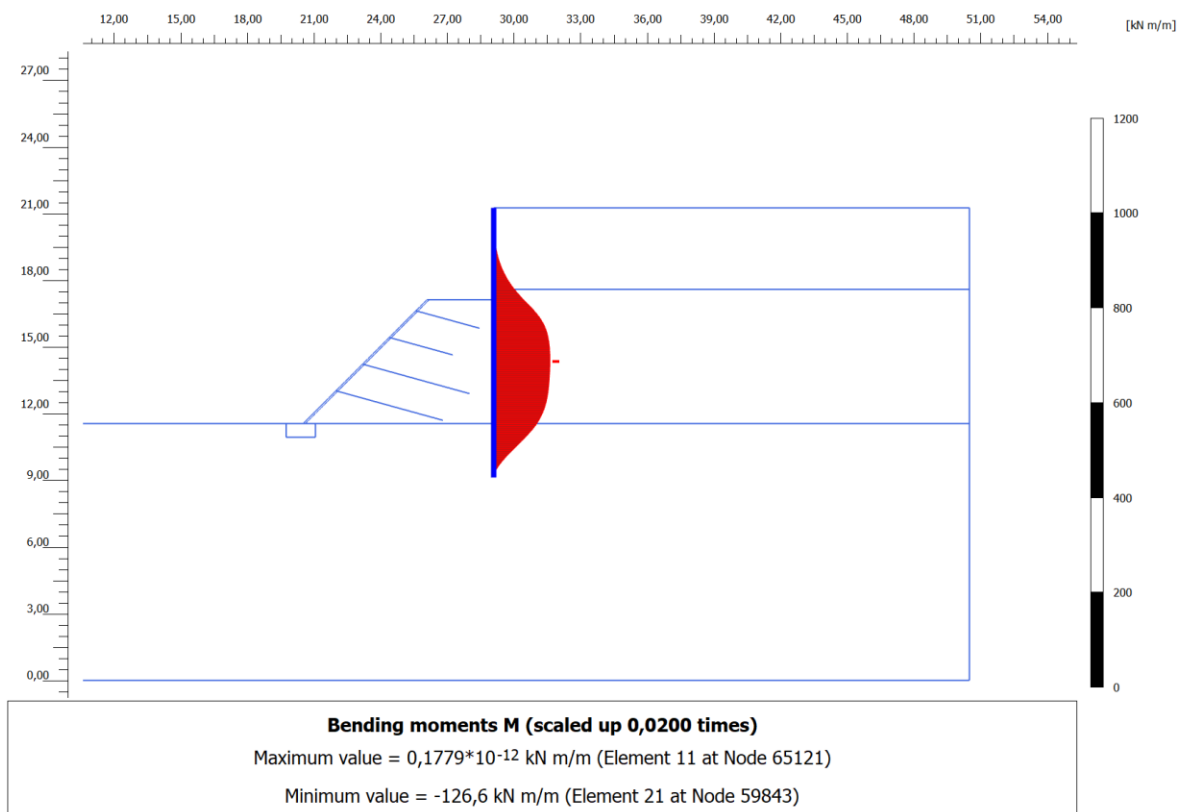
Esforço axial máximo: [62,5 kN/m]



Esforço de corte máximo: [50,3 kN/m]



Momento fletor máximo: [126,6 kNm/m]

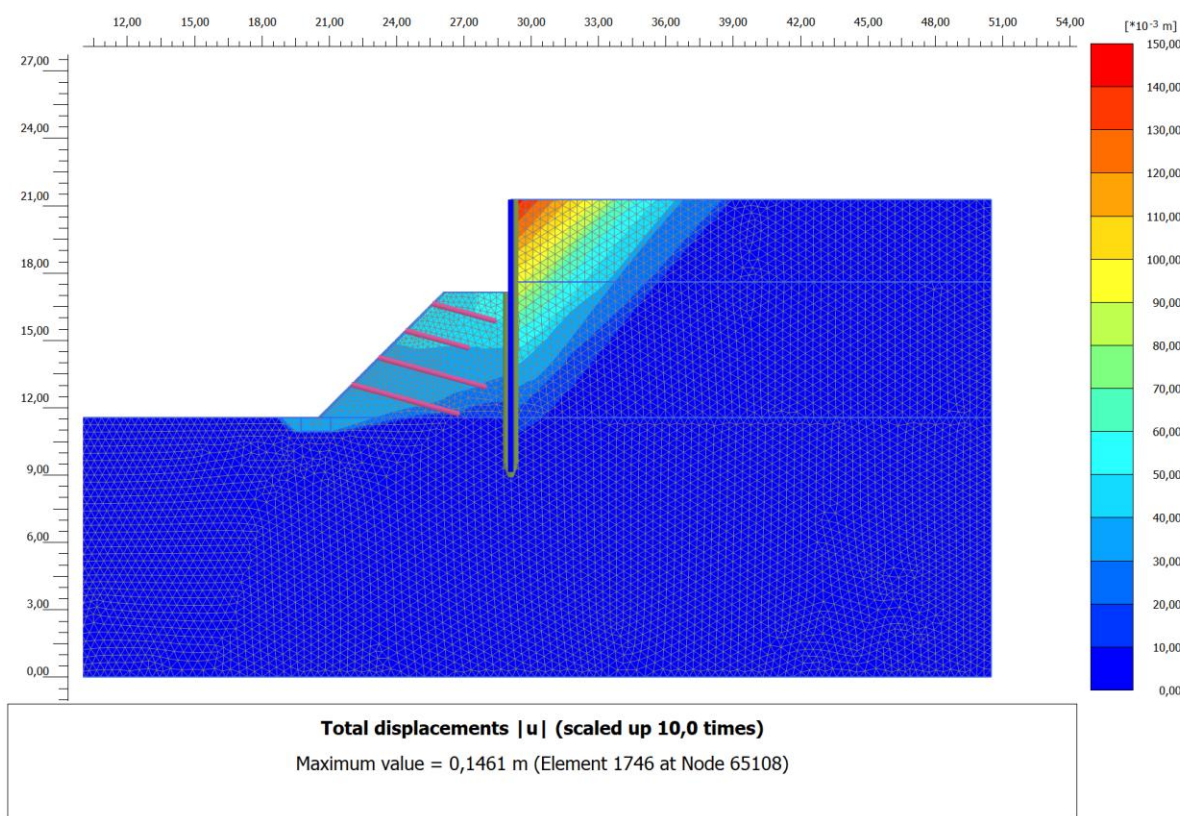


4.3.1.4 Verificações de Segurança pelo Método de Fatores de Redução

Na **Figura 18** apresenta-se o resultado da verificação da estabilidade global pelo método do fator de redução (ϕ/c reduction), do Plaxis 2D.

O cálculo é realizado através de uma abordagem que consiste na redução progressiva da resistência ao corte do solo, até que ocorra a perda de equilíbrio do modelo. Para isso, é aplicado um fator de redução (SF) aos parâmetros resistentes do solo. O procedimento é iterativo até que a estrutura perca a sua capacidade de manter o equilíbrio, ou seja, até que ocorra colapso.

O fator de redução obtido é de 1,372.



Phase	Phase_5 [Phase_5]		
Step	Initial		
Calculation mode	Classical mode		
Step type	Safety		
Updated mesh	False		
Solver type	Picos		
Kernel type	64 bit		
Extrapolation factor	1,000		
Relative stiffness	7,025E-3		

Multipliers

Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	-0,05975E-3	ΣM_{sf}	1,372
Time	Increment	0,000	End time	0,000

Staged construction

Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,7670
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000

Figura 18 - Muro M6-1. Cálculo do coeficiente de segurança global pelo método ϕ/c Reduction

4.3.2 Verificação da estabilidade global do muro por métodos de equilíbrio limite

4.3.3 Descrição do modelo de cálculo

O perfil de cálculo representa-se na **Figura 7**. Os cálculos foram realizados para duas situações de nível freático: 1. Sem nível freático e 2. Com nível freático localizado cerca de 0,5 m abaixo da plataforma ferroviária. A posição do nível freático será objeto de reavaliação após disponibilização das leituras piezométricas.

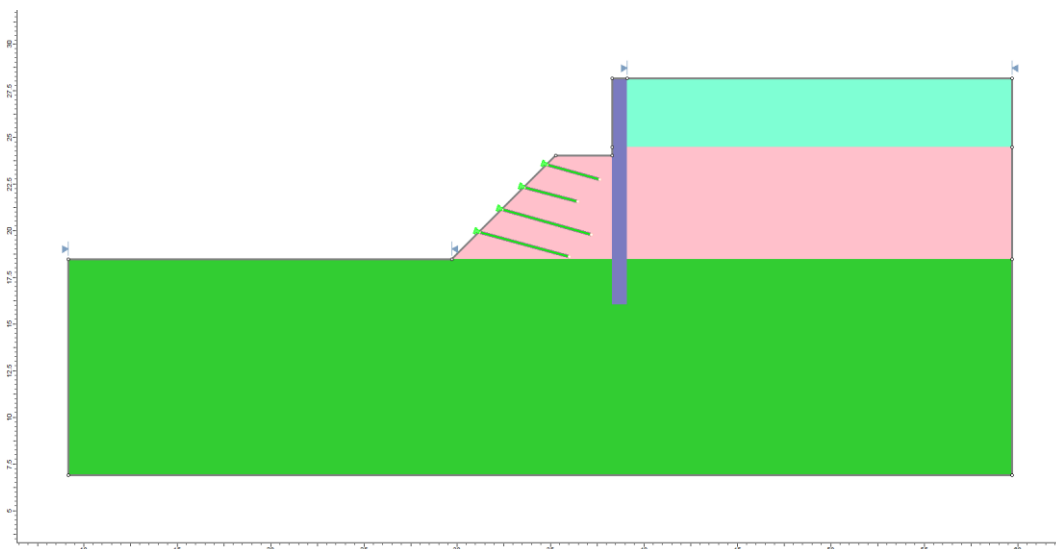


Figura 19 – Perfil transversal de cálculo ao Pk 6+325.

4.3.4 Parâmetros geotécnicos adotados

Os parâmetros geotécnicos adotados foram deduzidos de ensaios de campo e laboratoriais e da experiência comparada com terrenos e materiais de construção semelhantes (**Quadro 6**). Por conveniência numérica na utilização do software *Slide*, considerou-se a coesão efetiva de todos os solos como 1,0 kPa. Para representar a cortina de estacas secantes, foi utilizado um modelo constitutivo de *Infinite Strength*.

Nas análises pseudo-estáticas, o terreno de fundação foi definido como **Tipo C da EN 1998-1**. Para este tipo de terreno os coeficientes sísmicos de cálculo são: $k_h=0,115$ e $k_v=0,058$.

Quadro 12 – Parâmetros geotécnicos de cálculo (STR/GEO). Pk 6+325

Terrenos de fundação e materiais de aterro	Nº	Parâmetros de resistência		
		γ_d (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Cortina (<i>Infinite Strength</i>)	1	25	-	-
ZG4	2	18	32	1
ZG2	3	20	34	1
ZG1	4	21	36	1

4.3.5 Resultados obtidos

4.3.5.1 Análise sem nível de água

Os fatores de segurança obtidos para cada cenário apresentam-se **Quadro 7**.

Quadro 13 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 6+325

Perfil	Combinação	Fator de Segurança
PK 6+325	Comb. 1	2,3
	Comb. 2	1,8
	Sísmica – kv+	1,7
	Sísmica – kv-	1,6

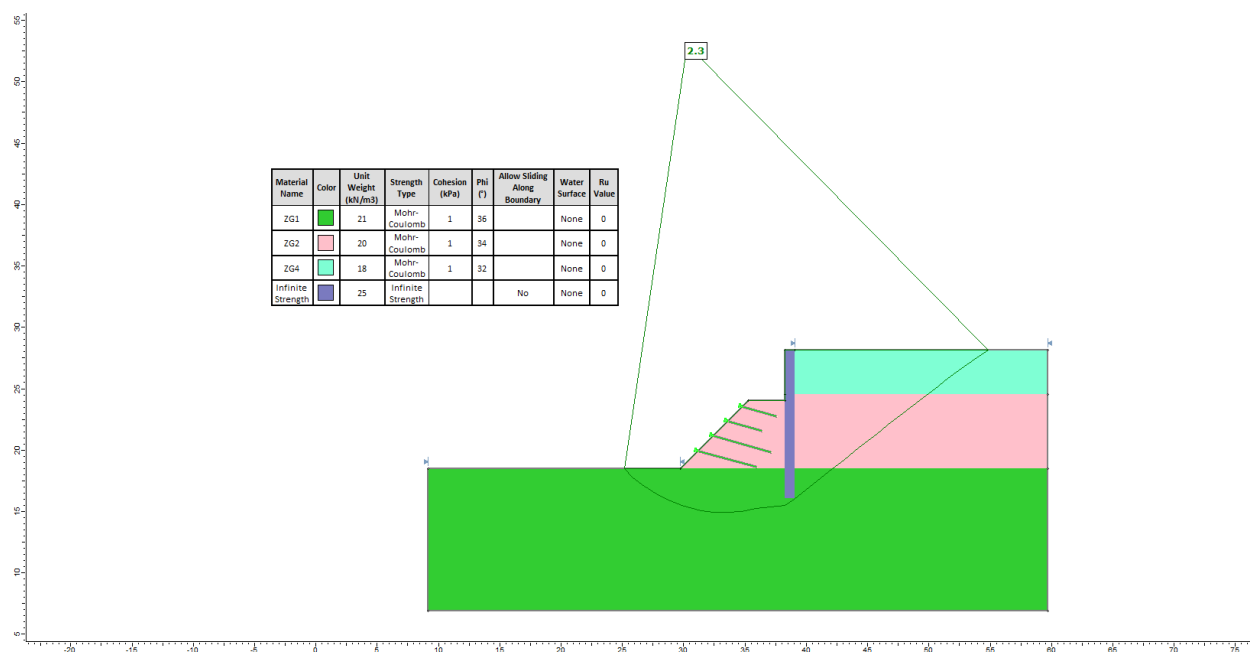


Figura 20 – PK 6+325. Combinação 1

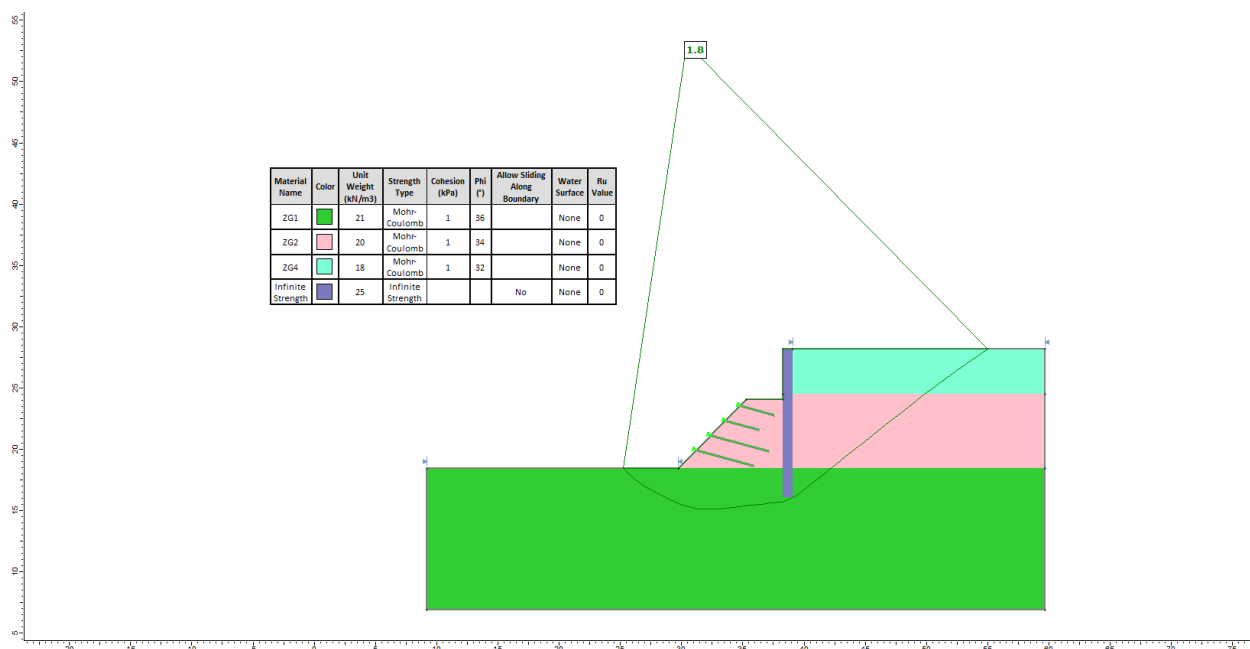


Figura 21 – PK 6+325. Combinação 2

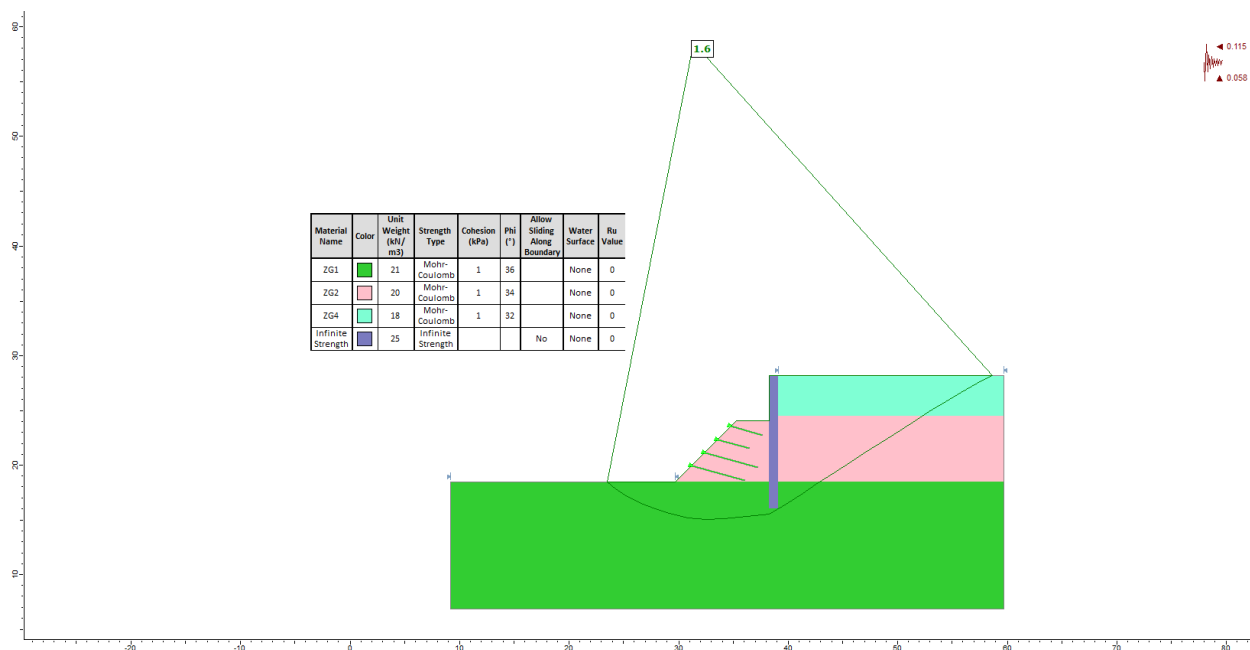


Figura 22 – PK 6+325. Combinação Sísmica kv-

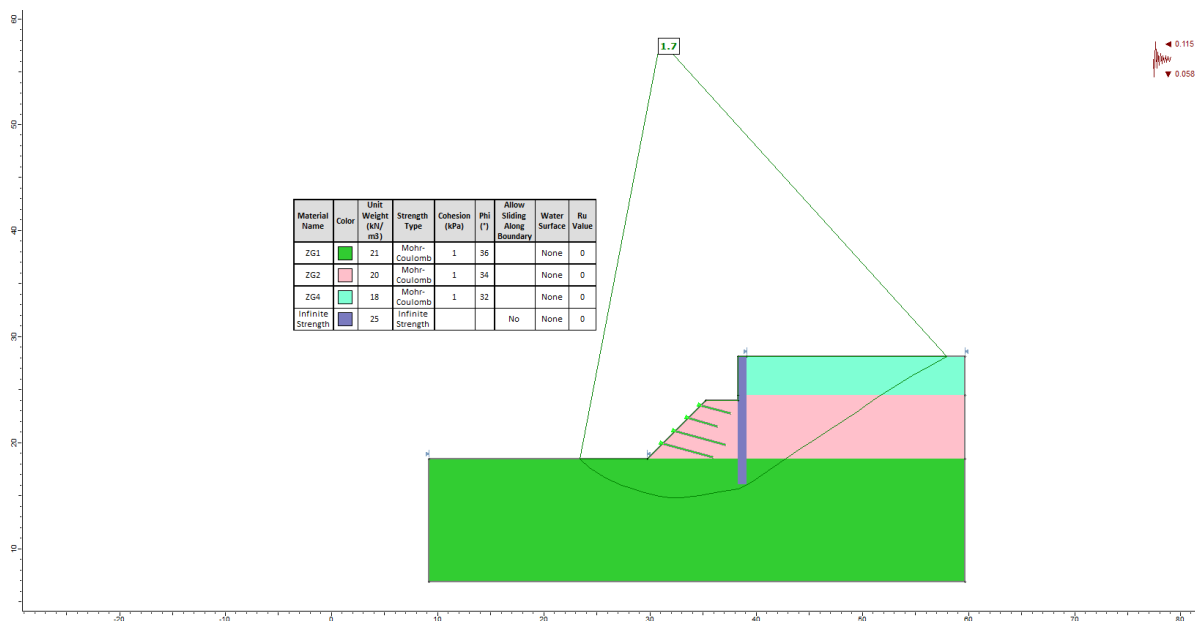


Figura 23– PK 6+325. Combinação Sísmica kv+

4.3.5.2 Análise com nível de água

Os fatores de segurança obtidos para cada cenário apresentam-se **Quadro 7**.

Quadro 14 – Resultados dos cálculos de estabilidade (STR/GEO). Pk 6+325

Perfil	Combinação	Fator de Segurança
PK 6+325	Comb. 1	1,9
	Comb. 2	1,4
	Sísmica – kv+	1,3
	Sísmica – kv-	1,2

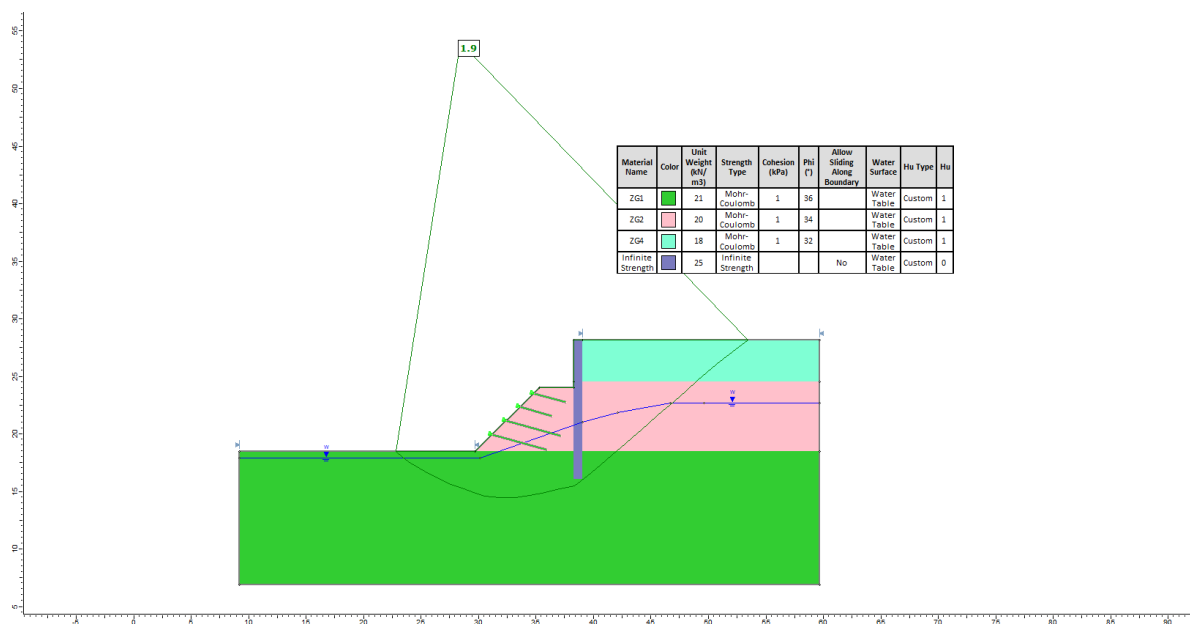


Figura 24 – PK 6+325. Combinação 1

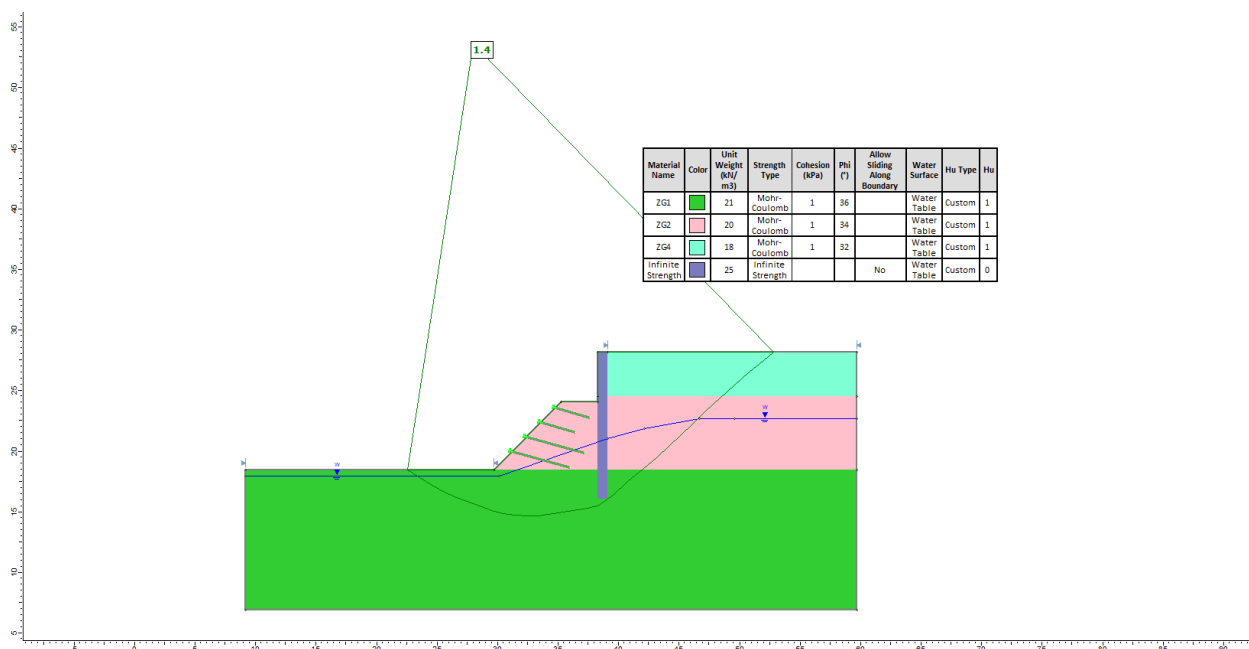


Figura 25 – PK 6+325. Combinação 2

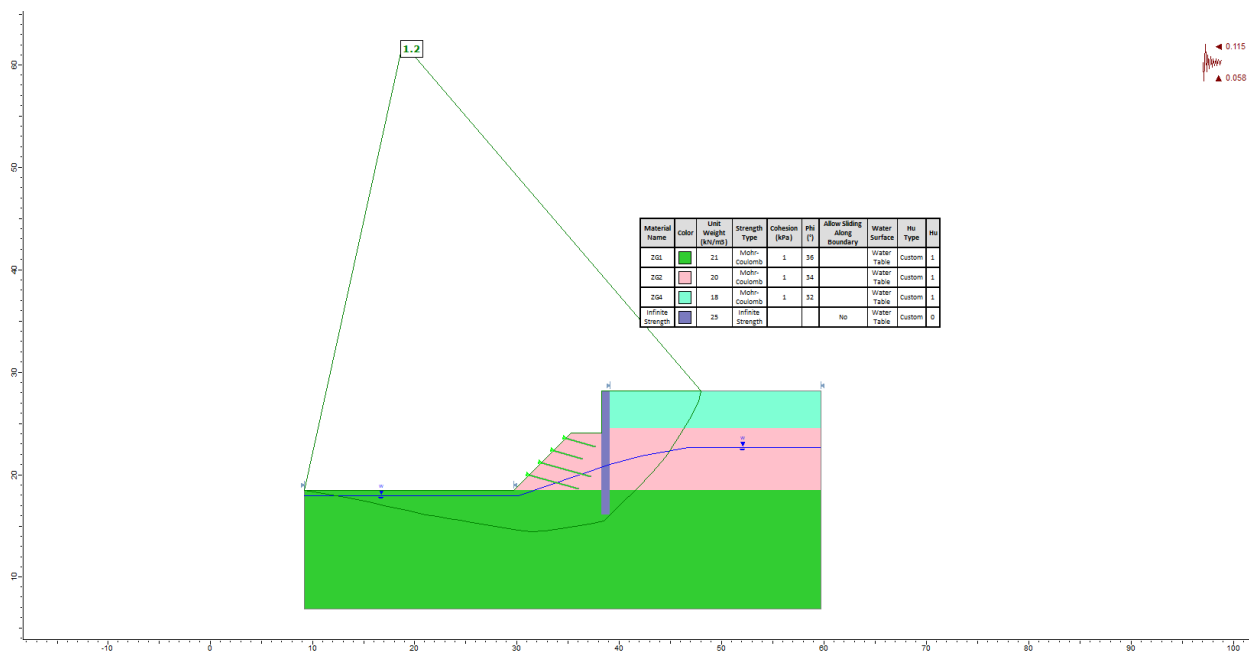


Figura 26 – PK 6+325. Combinação Sísmica kv-

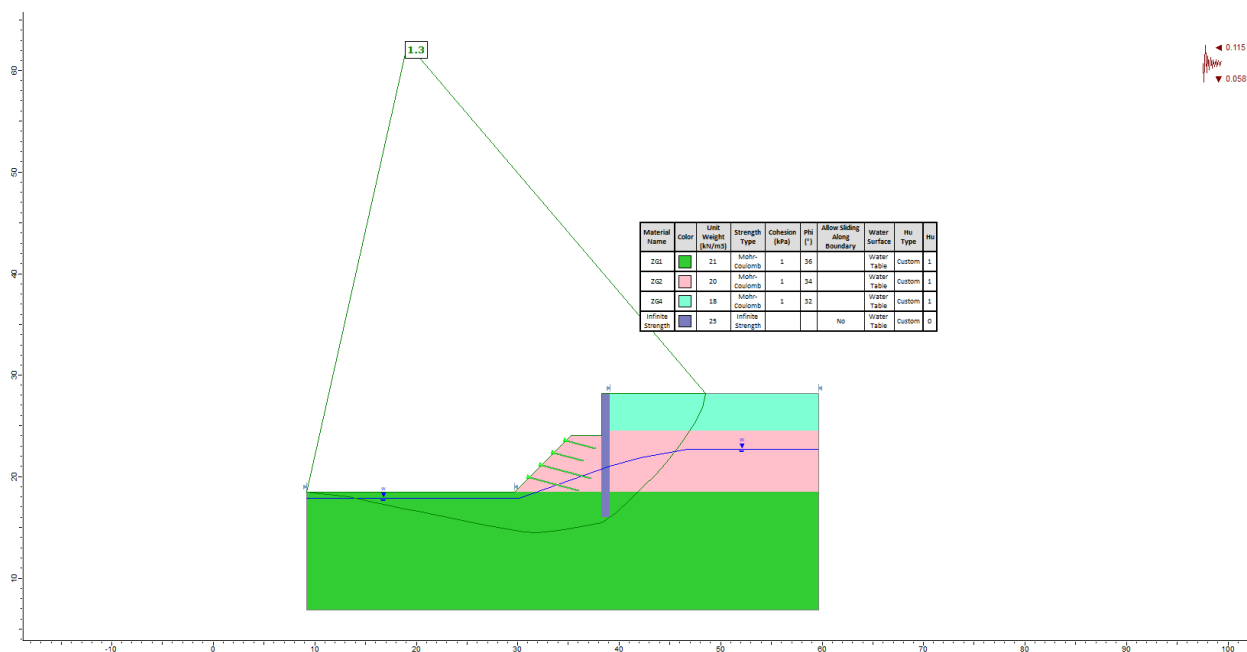


Figura 27– PK 6+325. Combinação Sísmica kv+

4.3.6 Verificação da segurança dos elementos de betão armado

RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

De acordo com o Eurocódigo 2, no âmbito da verificação do estado limite último de esforço transversal, distinguem-se as seguintes situações:

Se $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, não é necessário adotar armaduras específicas para resistir ao esforço transversal;

Se $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, será necessário adotar armaduras específicas de esforço transversal de forma a satisfazer $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$;

Em que:

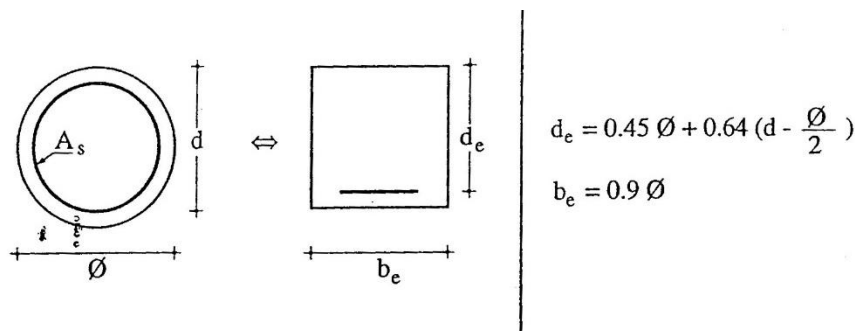
V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

V_{Rd} - Valor de cálculo do esforço transversal resistente. Na presente verificação são distinguidos os seguintes valores de esforço transversal resistente:

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;

$V_{Rd,s}$ - Valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura específica de esforço transversal.

No dimensionamento da armadura de esforço transversal, tratando-se de uma secção circular, a largura efetiva, b_e , altura útil da secção transversal, d_e , consideradas foram as obtidas pela expressão abaixo indicada.



Neste contexto, para verificação da necessidade de adotar armadura específica de esforço transversal, considera-se $V_{Rd,c}$ definido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \times (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Onde:

$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$, sendo γ_c o coeficiente parcial de segurança relativo às propriedades do betão;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 ;$$

ρ_1 - Percentagem de armadura longitudinal equivalente, definida por $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02$;

b_w - Largura mínima da alma;

d - Altura útil da secção do elemento estrutural;

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias.

No caso de se verificar que $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ não é necessário adotar armadura específica de esforço transversal, no entanto há ainda que verificar a resistência ao esmagamento das bielas de compressão de betão.

O valor máximo de esforço transversal que pode ser suportado pelo elemento estrutural sem esmagamento das bielas de compressão de betão corresponde a $V_{Rd,max}$, que é definido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \times \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Sendo θ o ângulo correspondente à inclinação das bielas de compressão do betão.

Conforme exposto, a armadura de esforço transversal é dada por:

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

De acordo com o Eurocódigo 2, a taxa de armadura de esforço transversal mínima, $\rho_{w,min}$, é definida pela expressão:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Onde:

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.

A taxa de armadura de esforço transversal, ρ_w , é dada pela expressão:

$$\rho_w = A_{sw}/(s \times b_w \times \sin \alpha)$$

Em que:

α - Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal.

RESISTÊNCIA À FLEXÃO

De acordo com o Eurocódigo 2, a verificação ao estado limite último de flexão pode ser assegurado 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.

A área da armadura longitudinal de flexão necessária para respeitar a condição acima descrita pode ser determinada relacionando a fórmula do momento reduzido com a da percentagem mecânica de armadura, com recurso às seguintes equações:

$$\mu \geq \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega \geq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Onde:

μ - Valor reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente;

ω - Percentagem mecânica de armadura;

b - Largura da secção;

d - Altura útil da secção do elemento estrutural;

A_s - Área da secção transversal da armadura;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, aos 28 dias;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado;

De acordo com o Eurocódigo 2 a área mínima da armadura longitudinal, A_{smin} , é dada pela expressão:

$$A_{smin} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \text{ com o mínimo de } 0,0013 \cdot b \cdot d$$

Onde:

b - Largura da secção, neste caso, por se tratar de uma secção circular, num elemento equivalente como representado na Figura 2.

d - Altura útil da secção do elemento estrutural, neste caso, tratando-se de uma secção circular, é considerado como demonstrado na Figura 2.

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão armado à tração simples.

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO – FENDILHAÇÃO.

Com vista a garantir um bom comportamento das estruturas de betão armado em situação corrente de serviço limitou-se o valor da abertura de fendas a 0,3 mm.

O valor da abertura de fendas, w_k , obtém-se através da expressão que a seguir se apresenta:

$$w_k = s_{r,máx} \times \varepsilon_{srm}$$

onde:

$s_{r,máx}$ distância máxima entre fendas;

ε_{srm} extensão média relativa entre o aço e o betão;

O Eurocódigo 2 define uma distância máxima entre fendas, $s_{r,máx}$, calculada pela seguinte expressão:

$$s_{r,máx} = 3,4 \times c + 0,425 \times k_1 \times k_2 \times \frac{\phi}{\rho_{p,ef}}$$

onde:

c recobrimento das armaduras;

k_1 coeficiente que tem em consideração as propriedades de aderência dos varões. Para varões nervurados considerou-se o valor de 0,8;

k_2 coeficiente que tem em consideração a forma da distribuição de extensões na secção. Para secções sujeitas a flexão considerou-se o valor de 0,5;

ϕ diâmetro do varão da armadura principal;

$\rho_{p,ef}$ percentagem efetiva de armadura, dada por $A_s/A_{c,ef}$ em que A_s é a área de armadura contida na área tracionada efetiva, $A_{s,ef}$.

A extensão média relativa entre o aço e o betão foi determinada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ct,ef}}{E_s \times \rho_{p,ef}} \left(1 + \alpha_e \times \rho_{p,ef} \right) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$$

onde:

σ_s representa a tensão no aço com base na secção fendilhada;

k_t constitui um fator de integração da distribuição de extensões, que tem em consideração a duração ou a repetição das cargas. Considerou-se o valor de 0,4 visto tratar-se de cargas de longa duração;

$f_{ct,ef}$ valor médio da tensão resistente do betão à tração;

$\rho_{p,ef}$ percentagem efetiva de armadura, definida por $A_s/A_{c,ef}$ em que A_s é a área de armadura contida na área tracionada efetiva, $A_{c,ef}$.

E_s módulo de elasticidade do aço;

E_c módulo de elasticidade do betão;

Para a definição da armadura a adotar para a cortina de estacas secantes, analisou-se o momento fletor atuante para assim determinar a área de armadura necessária. Para tal, considerou-se de maior importância a armadura horizontal devido os carregamentos no tardo da cortina.

Quadro 15 - Verificação do ELU de resistência à flexão da cortina de estacas secantes.

M_{ed} (kNm/m)	M_{Rd} (kNm/m)	A_s mín [cm ² /m]	Solução
63,3	178,6	6,34	8φ16

De modo a verificar a resistência do betão armado ao esforço transversal, compararam-se o esforço atuante para os elementos de betão armado e o resistente:

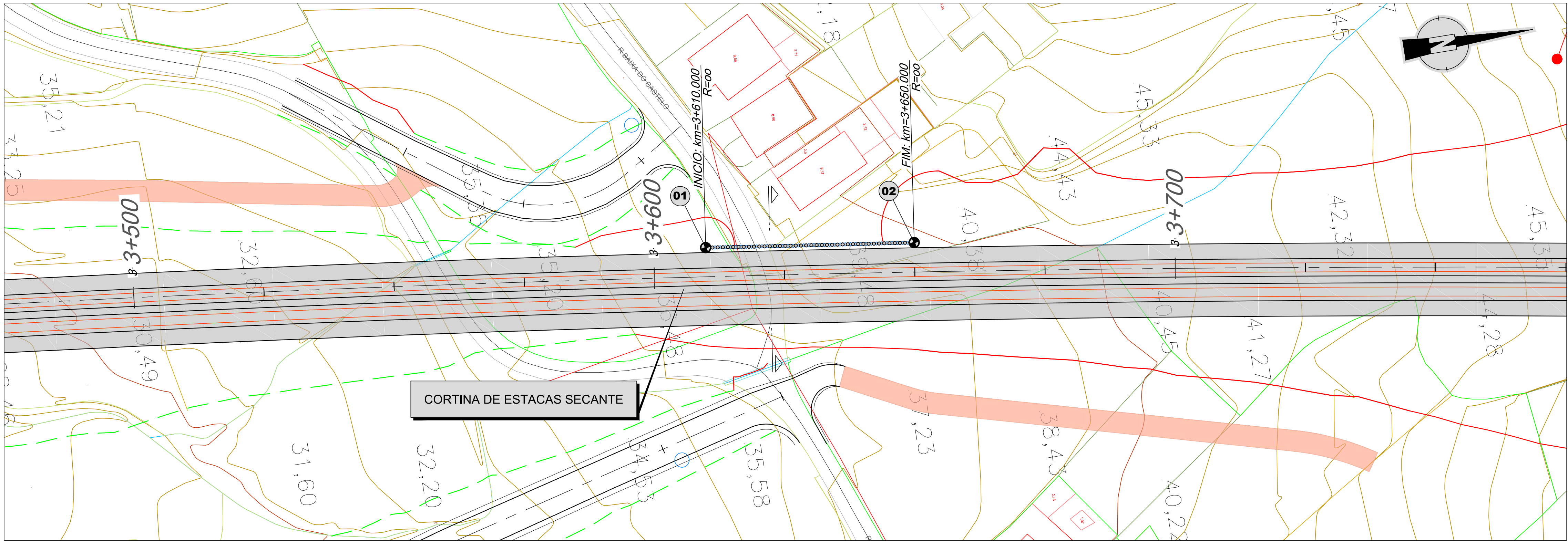
Quadro 16 - Verificação do ELU de resistência ao esforço transversal da cortina de estacas secantes.

V_{Ed} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	A_s mín [cm ² /m]	Solução
25,2	402,5	5,7	φ12/0,20 m

Com vista a garantir um adequado desempenho das estruturas de betão armado em situação corrente de serviço, limitou-se o valor da abertura de fendas a 0,3 mm.

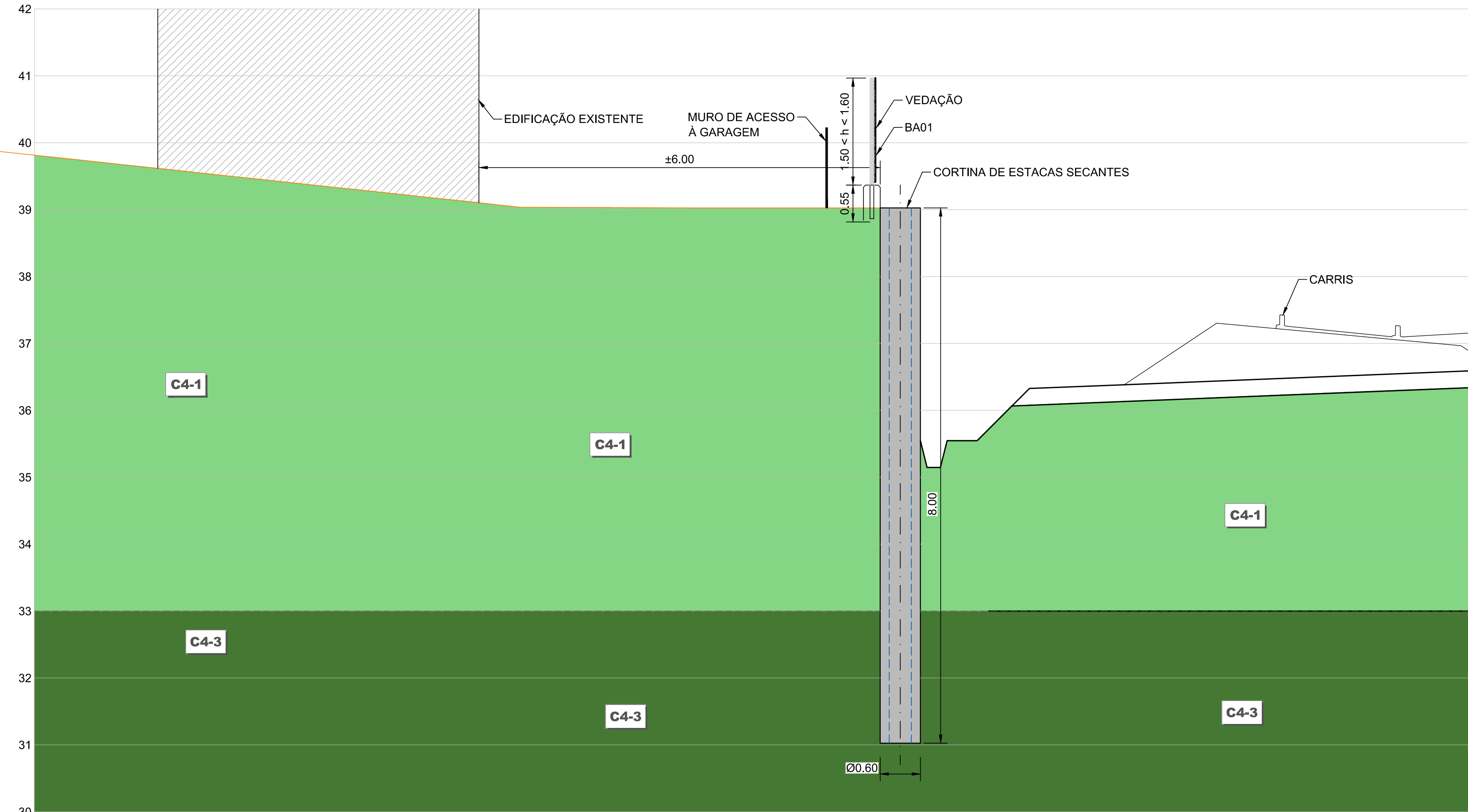
Quadro 17 - Verificação de ELS de fendilhação da parede de betão armado.

σ_s [N/mm ²]	$S_{r,max}$ [m]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	w_k [mm]
544	0,49	0,00196	0,001



CORTINA DE ESTACAS SECANTES
PLANTA DE IMPLANTAÇÃO

1:500 (A1) / 1:1000 (A3)



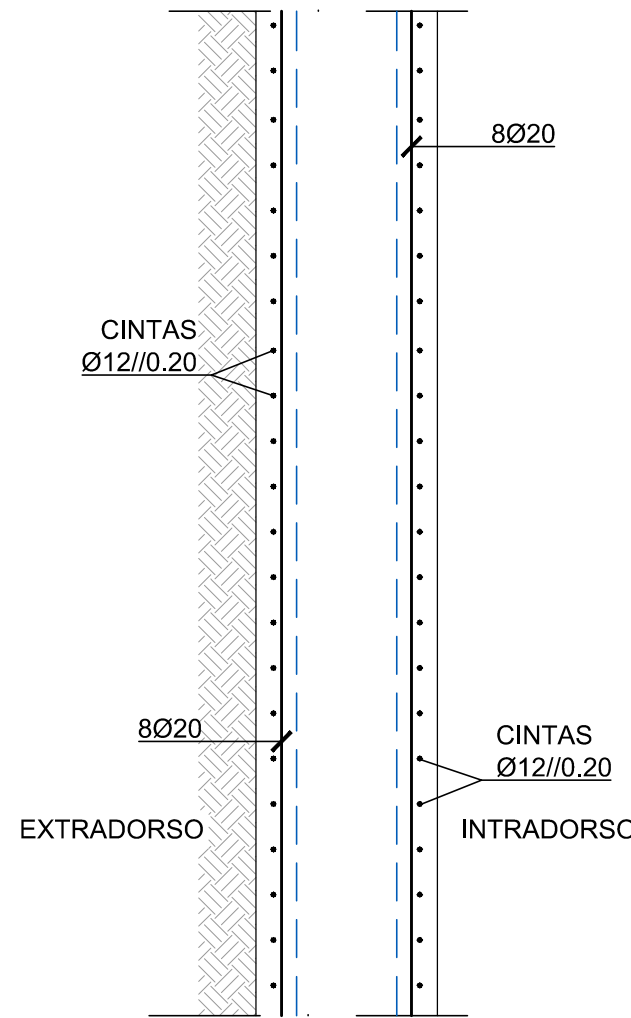
CORTINA DE ESTACAS SECANTES
PERFIL TRANSVERSAL TIPO

1:500 (A1) / 1:100 (A3)

LEGENDA:

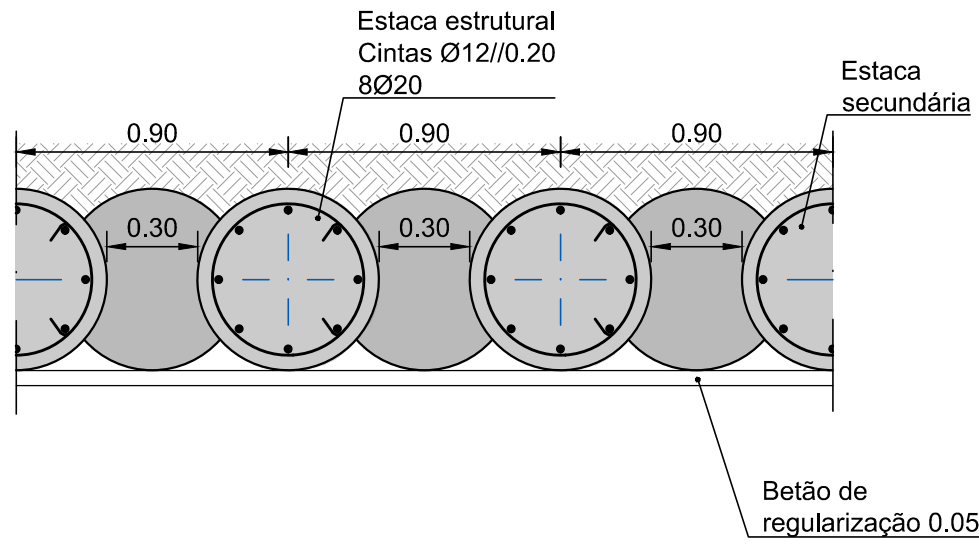
FUNDAÇÃO

- C4-1** - AREIA SILTOSA ($N_{SPT} \approx 18$)
C4-3 - AREIA FINA A MÉDIA SILTO-ARGILOSA MUITO COMPACTA (GRÉS FRIÁVEL) ($N_{SPT} > 60$)



CORTINA DE ESTACAS SECANTES
PORMENOR DE BETÃO ARMADO - CORTE

1:25 (A1) / 1:50 (A3)



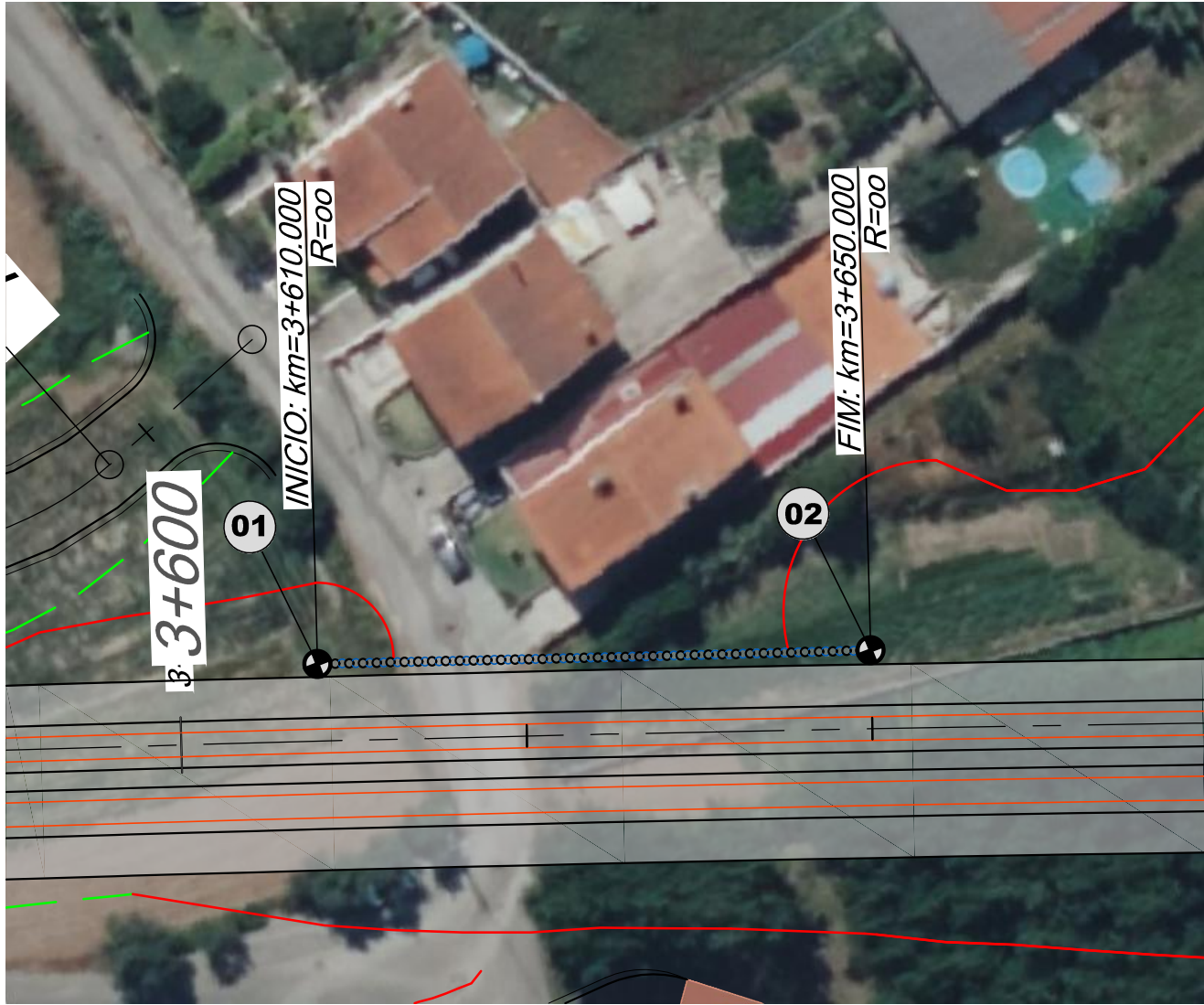
CORTINA DE ESTACAS SECANTES
PORMENOR DE BETÃO ARMADO - PLANTA

1:25 (A1) / 1:50 (A3)

PONTOS COORDENADOS

	M	P
1	-37086,5222	100707,0123
2	-37081,1626	100746,6938

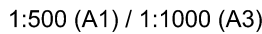
BETÃO MOLDADO (NP EN 207-1)					
LOCALIZAÇÃO	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO	TEOR DE CLORETOs - Cl	CLASSE DE CONSISTÊNCIA	D _{max} (mm)
Estacas	C30/37	XC2	CL 0,40	S5	20
Regularização e enchimento	C12/15	XC0	CL 1,00	S3	25
MICROBETÃO DE PREENCHIMENTO					
Resistência à compressão	7 dias		40 MPa		
	28 dias		60 MPa		
SELAGEM FERROLHOS (BUCHA QUIMICA)					
Resistência à compressão	7 dias	60 MPa			
Resistência à tração		12,2 MPa			
Modulo de elasticidade		4,5 GPa			
Alongamento na rotura		0,1 %			
RECOBRIMENTO NOMINAL - c _{nom}					
Estacas	Mínimo 5 cm				
Restantes elementos de betão armado	5,0 cm				
AÇO					
Armaduras tradicionais	A 500 NR SD				
Perfis metálicos e chapas	S 355 JR				
Chapas	S 275 JR				
Elementos de fixação metálica	Classe 8.8				
CALDA DE CIMENTO					
Tipo cimento	CEM I 42,5 R				
f _{ck} (7 dias)	27 MPa				
Relação A/C	Mínimo 0,42				
GEODRENOS					
Tubo de polietileno, corrugado e ranhurado	SN2				
GEOTÊXTIL GEODRENOS					
Massa por unidade de área (EN 9864)	150 g/m				
Espessura (EN ISO 9863-1)	2 mm				
Resistência à tração (EN ISO 10319)	4,5 kN/m				
Alongamento à carga máxima (EN ISO 10319)	80 %				
Punçoamento estático (EN ISO12236)	≥ 700 N				
Resistência à perfuração dinâmica (EN 918)	≤ 28mm				
Durabilidade:	Duração estimada de, no mínimo, 25 anos em terreno com 4 < PH < 9 e temperaturas < 25°C (tempo de exposição máximo de 1 semana após instalação)				
MATERIAL DE ATERRIO					
Material isento de matéria orgânica, pedras ou outros detritos					
Espessura das camadas	Máximo 25 cm (antes da compactação)				
ω _{opt}	[-2 % ; 1 %] Proctor normal				
Grau de compactação - GC	Mínimo 95 % Proctor normal				

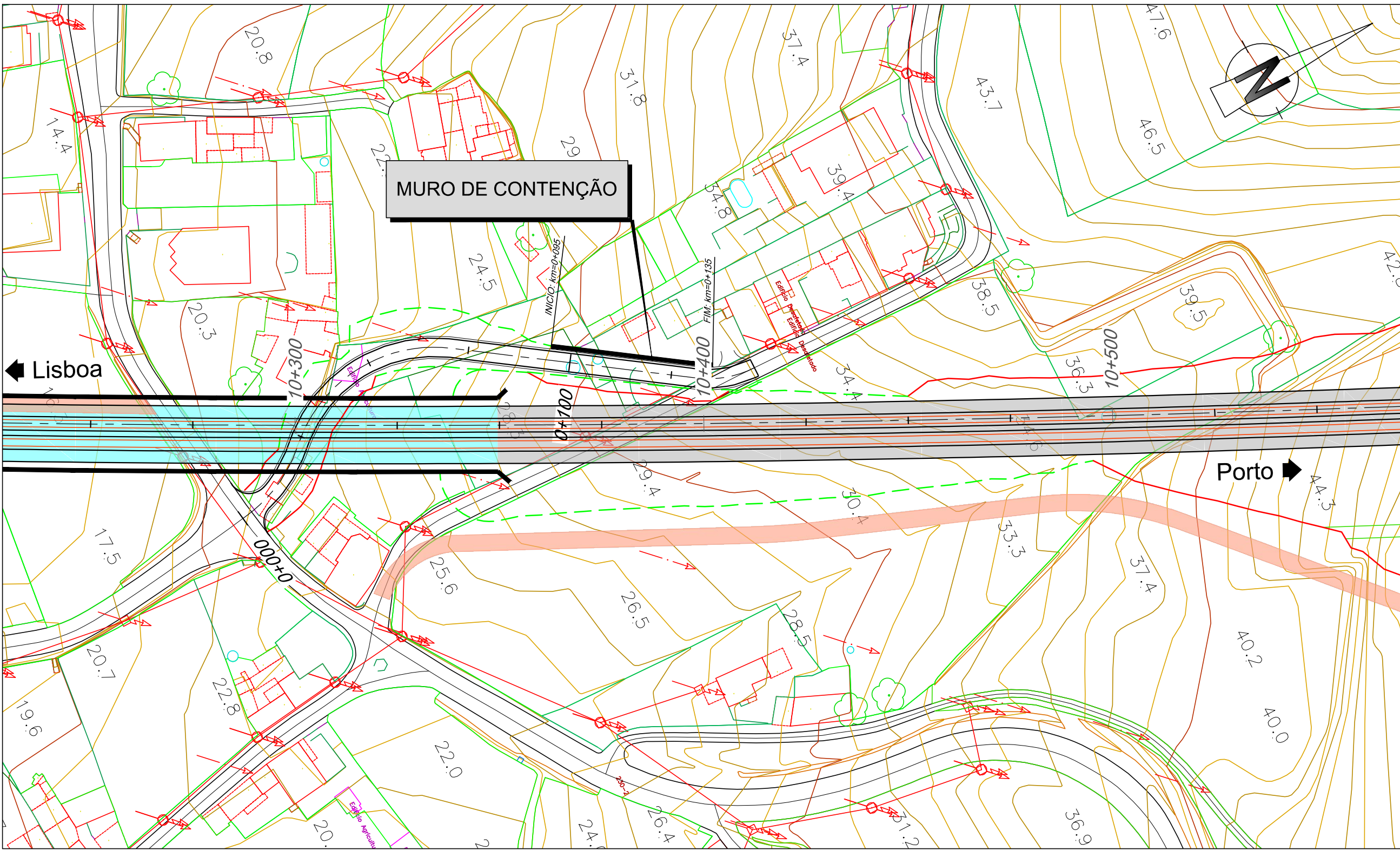


CORTINA DE ESTACAS SECANTES
PORMENOR DE IMPLANTAÇÃO

1:500 (A1) / 1:1000 (A3)

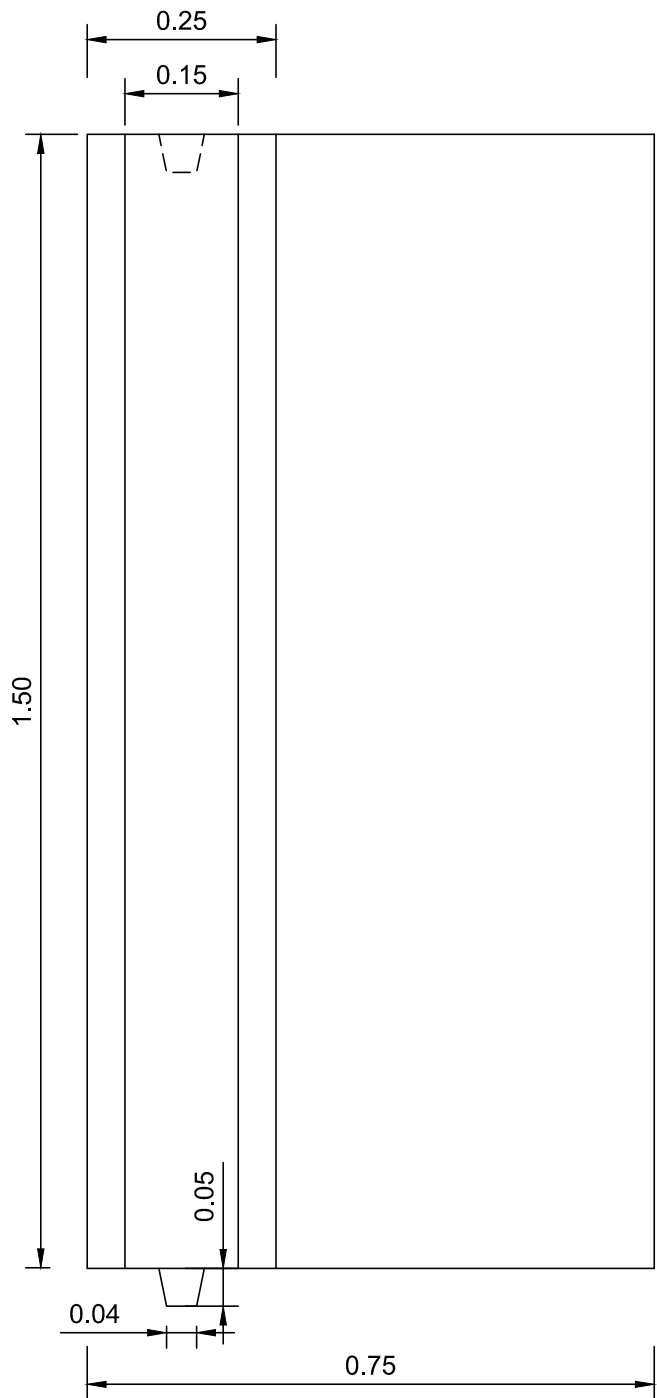
																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					</
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----



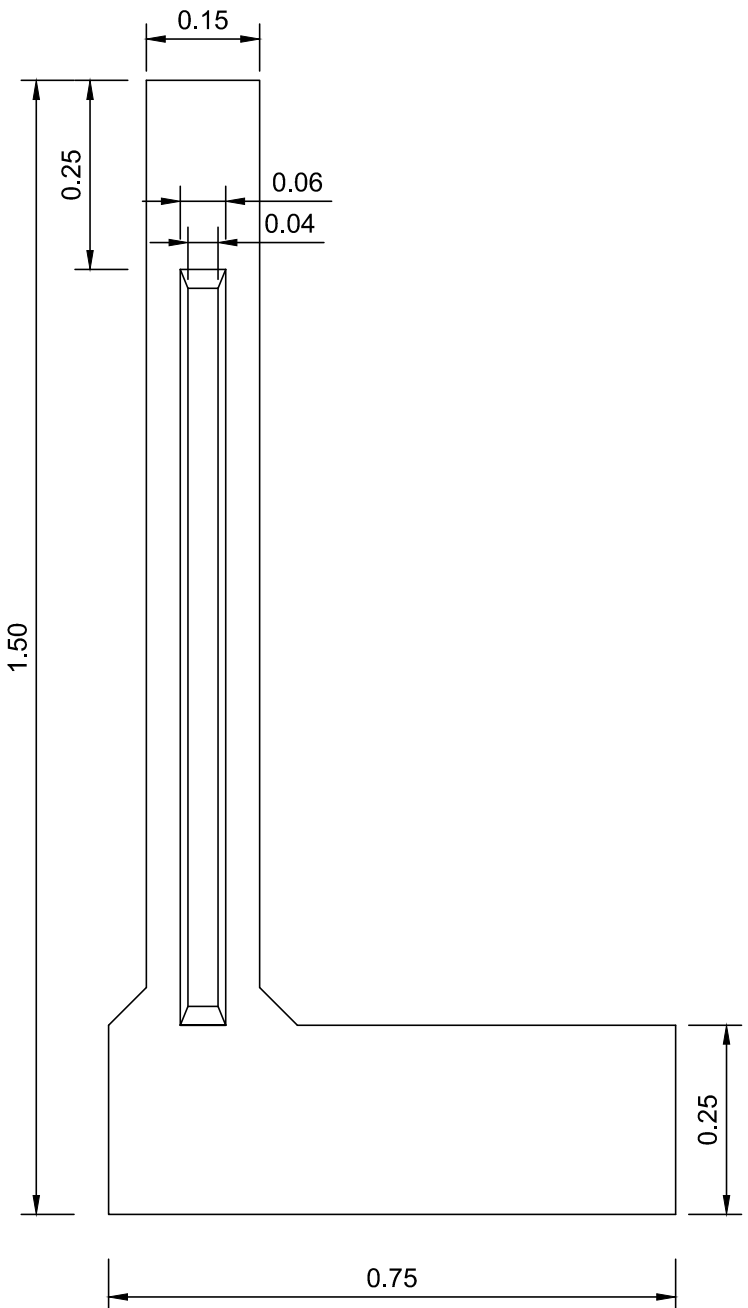


PONTOS COORDENADOS		
	M	P
1	-34113,4298	106727,7068
2	-34091.3646	106760,7581

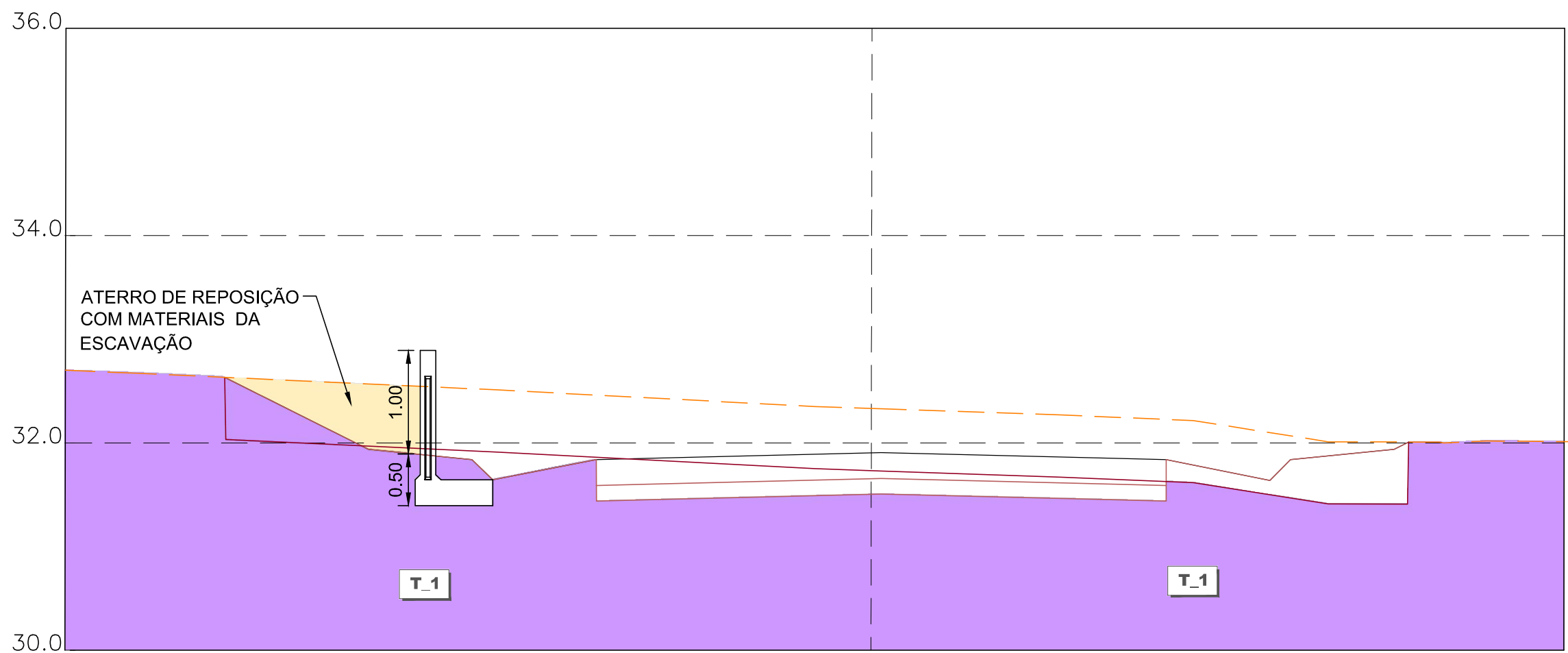
MURO DE CONTENÇÃO
PLANTA DE IMPLANTAÇÃO
1:1000 (A1) / 1:2000 (A3)



PLANTA



CORTE TIPO



PK 0+125
1:50 (A1) / 1:100 (A3)

LEGENDA:

T_1 - AREIA ARGILOSA COM SEIXOS (ARENITO DESAGREGADOS) ($N_{SP1} = 21$ a 42)

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

BETÃO: C30/37 (XC3)
AÇO: A500 NR
RECOBRIMENTO MÍNIMO 35mm

MURO DE CONTENÇÃO EM BETÃO ARMADO PRÉ-FABRICADO
PORMENORES
1:10 (A1) / 1:20 (A3)

Cofinanciado pela
União Europeia



00		14.08.2025	Edição Inicial	Matheus Schaefer	Ficheiro	PF102A1.PR.01.09.00.00.103.00.DWG	Codigo Projeto		PF102A1.PR.01.09.00.00.103.00
Rév.	Data	Descrição		Responsável	Projeto	Desenho	Valido	Lundes Pimenta	
		O Gestor de Projeto		Projeto	LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÁ) E LISBOA		Codigo Desenho		PF102A1.PR.01.09.00.00.103.00
		O Responsável Unidade		Unidade	TROÇO PORTO (CAMPANHÁ) A OIA - SUBTROÇO A1 - KM 0+000 AO KM 15+500		Nº Registo SAP		
		O Responsável Departamento		Local	PORTO (CAMPANHÁ) A OIA		Data		14-08-2025
		O Diretor		Especialidade	V01 - INFRA - ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA MUROS DE SUPORTE		Nº de Ocorr.		Verido
Orgão		Estudos e Projetos Ferroviários		Título do Desenho		Muro 10.1 PLANTA DE LOCALIZAÇÃO, PERIS TIPO E PORMENORES		Ect-103	
Empresamento		N.º		Fase		Projeto de Execução		1:10 / 1:50 / 1:100	