

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

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

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

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

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

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

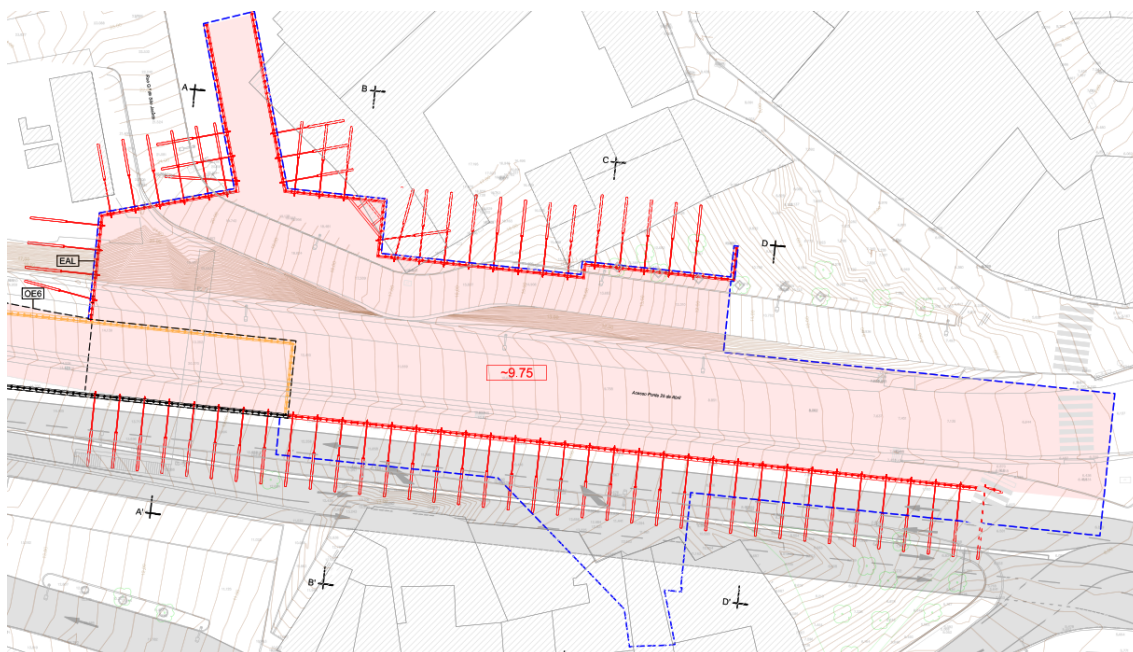


Figura 3 – Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 1ª Fase de escavação

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

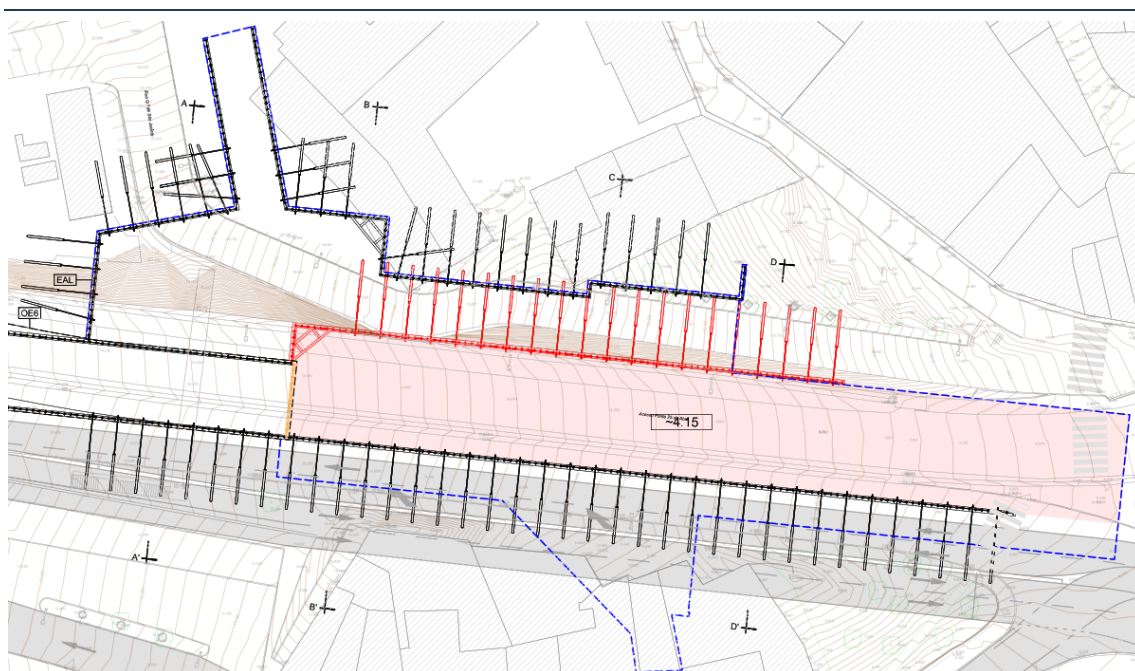


Figura 4 – Planta de Dimensionamento Contenção Provisória – 2ª Fase de escavação



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

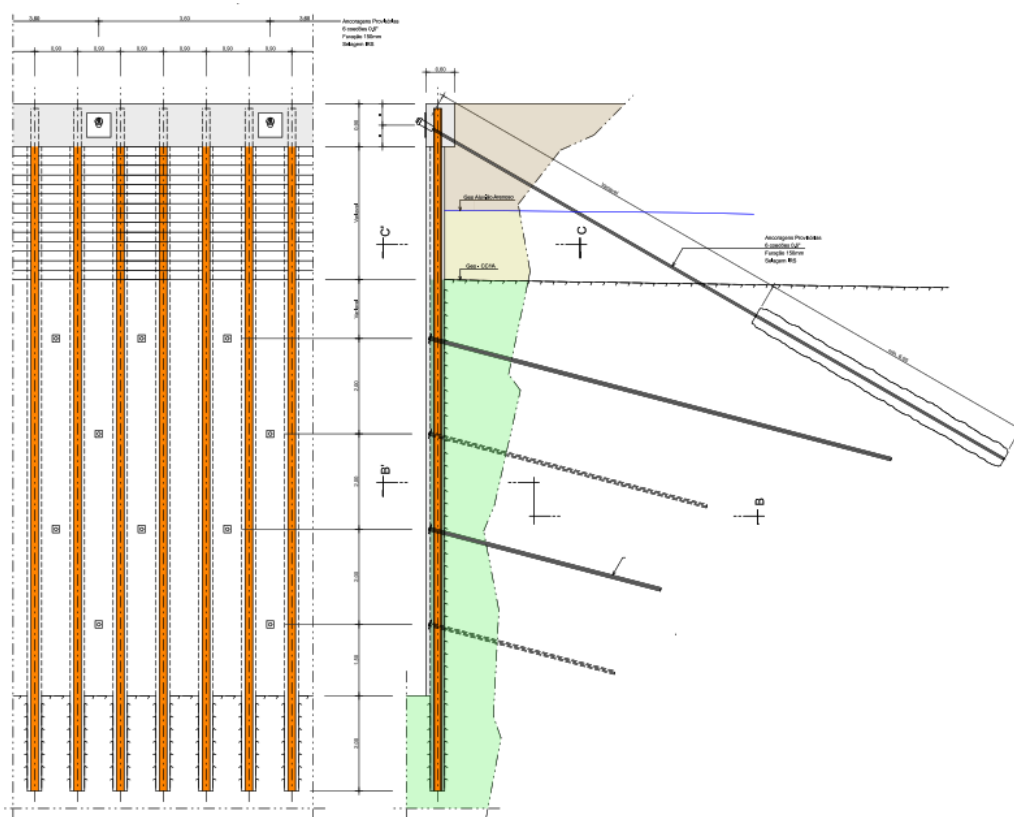


Figura 6 – Alçado e corte tipo da solução típica de contenção

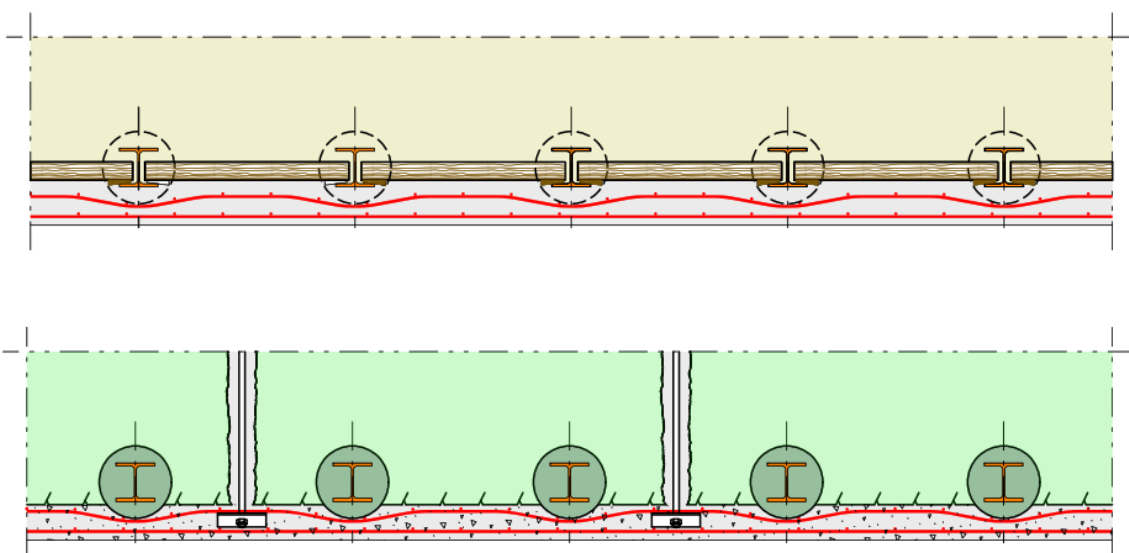


Figura 7 – Secção horizontal da solução de contenção, na zona de aluviões e aterros (imagem no topo) e gunitagem com pregagens na zona dos calcários (imagem inferior)

8.2 Faseamento da Solução de Contenção Provisória

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

8.3 Modelos Numéricos

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

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

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

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

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

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

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

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

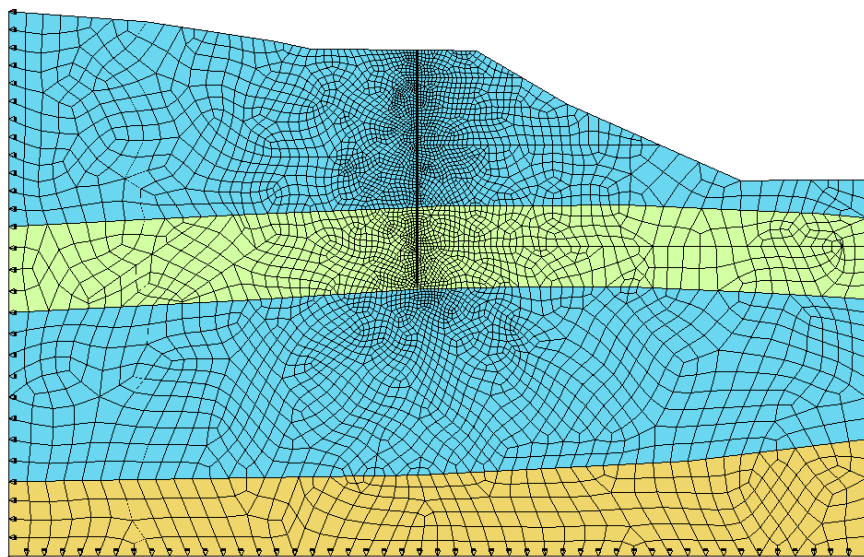


Figura 8 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção A – fase inicial

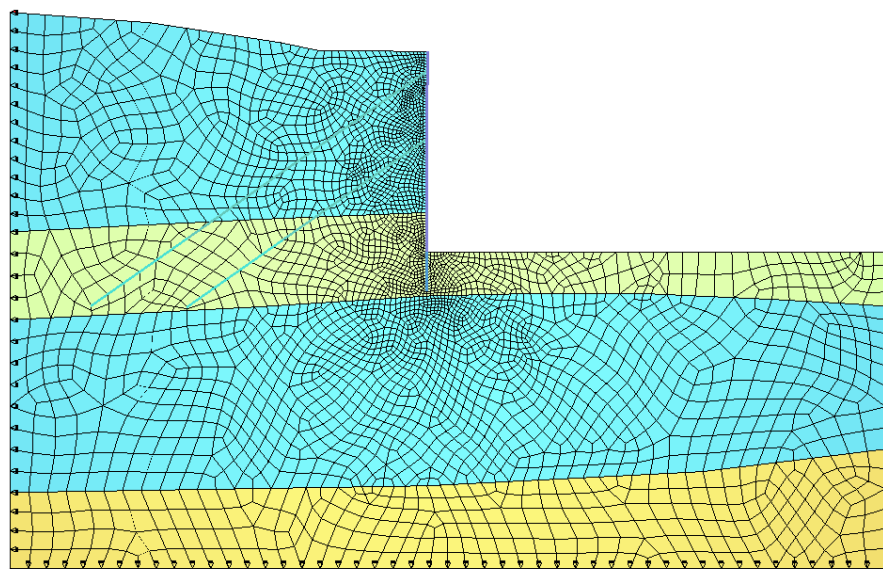


Figura 9 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção A – fase final

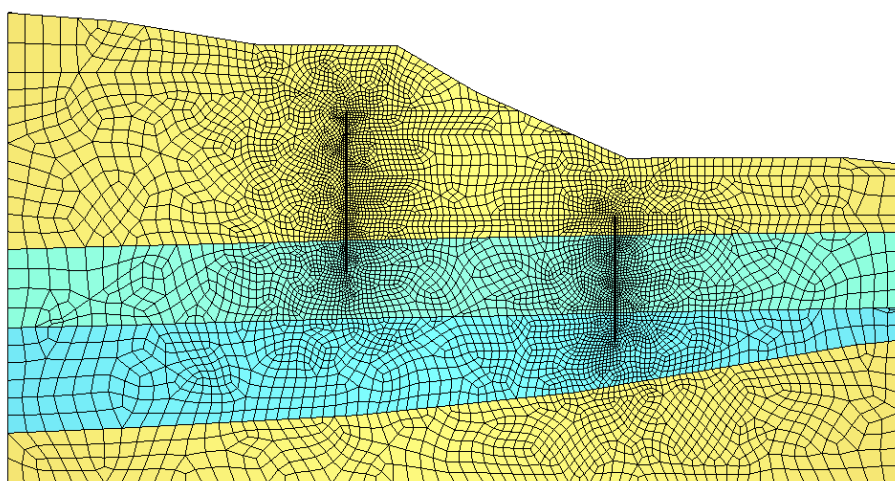


Figura 10 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção B – fase inicial

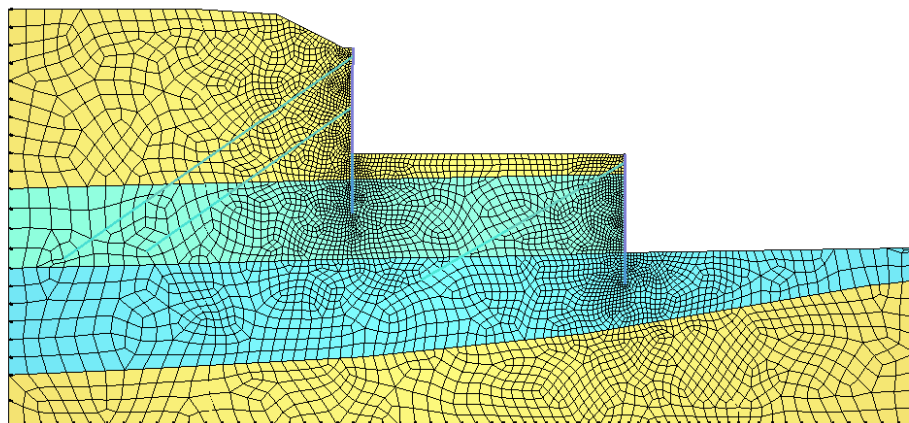


Figura 11 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção B – fase final

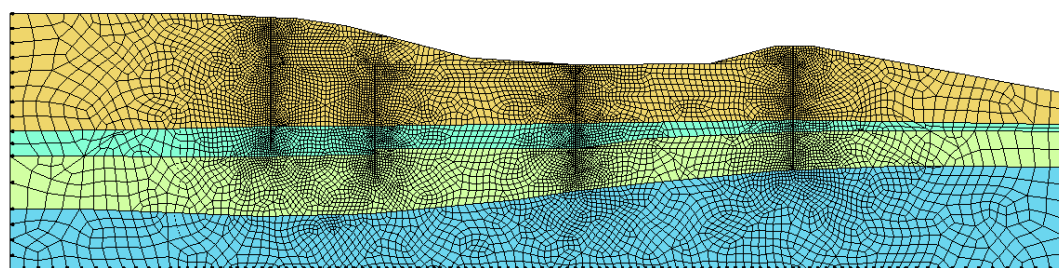


Figura 12 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção C – fase inicial

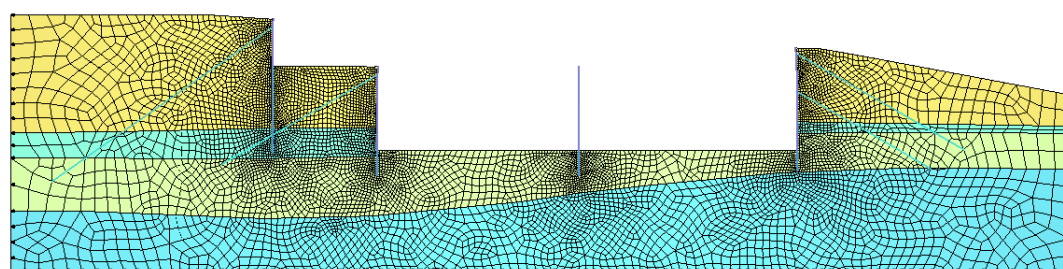


Figura 13 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção C – fase final

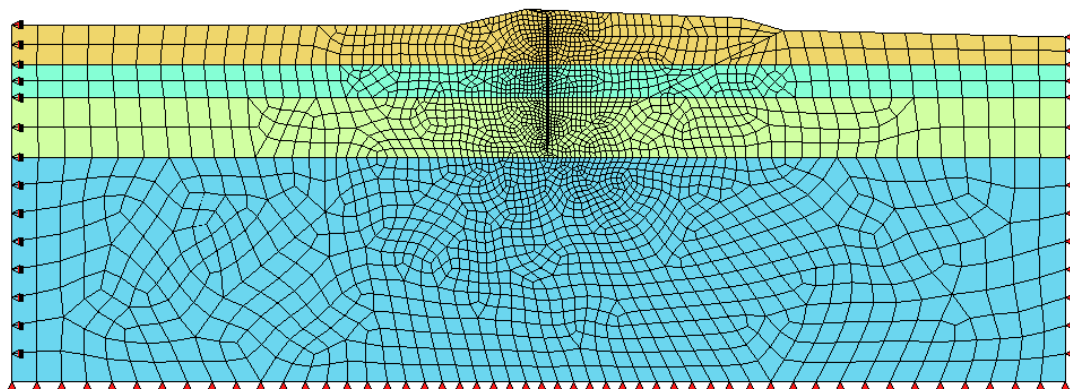


Figura 14 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção D – fase inicial

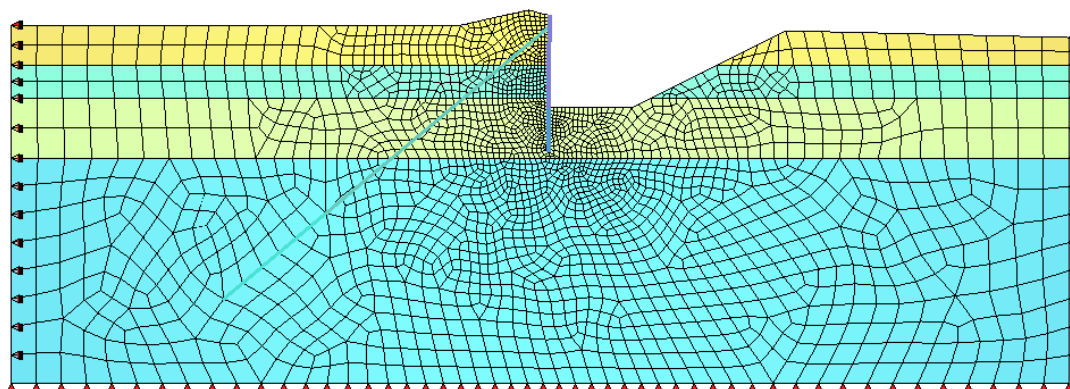


Figura 15 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção D – fase final

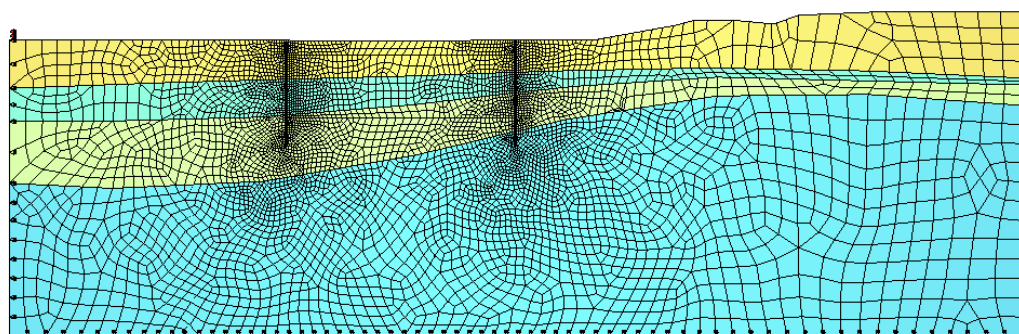


Figura 16 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção E – fase inicial

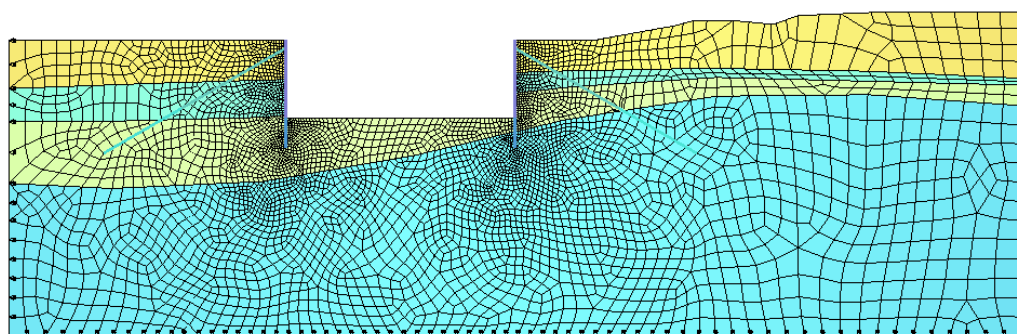


Figura 17 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção E – fase final

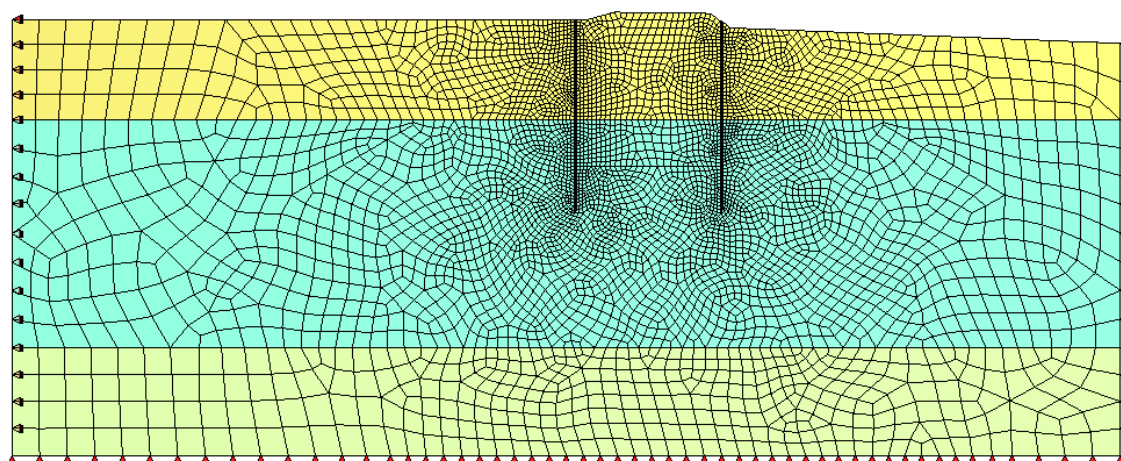


Figura 18 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção G – fase inicial

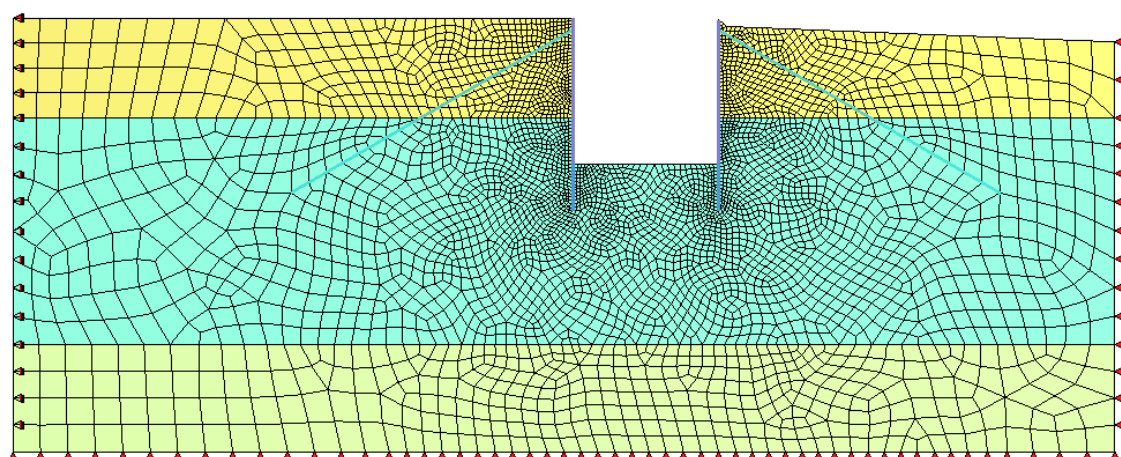


Figura 19 – Modelo de elementos finitos elaborado no *SOFiSTiK* – Secção G – fase final

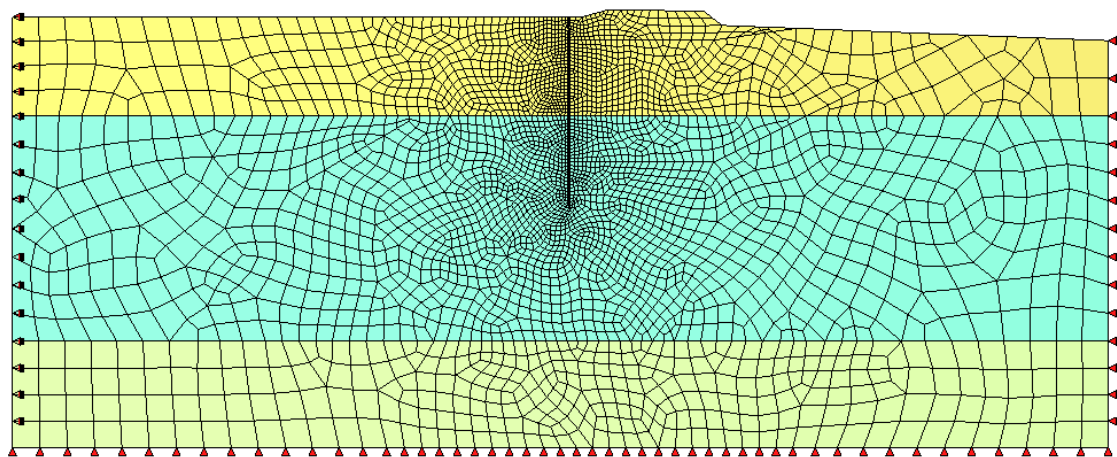


Figura 20 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção G2 – fase inicial

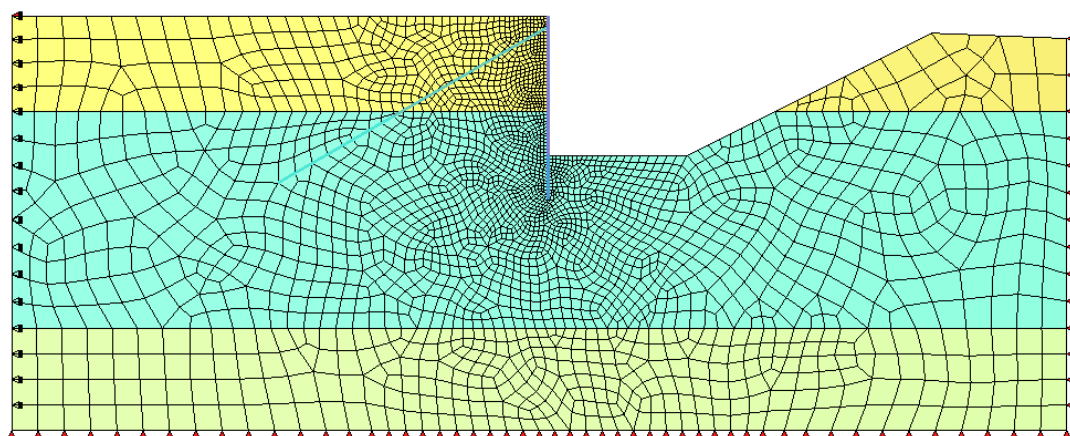


Figura 21 – Modelo de elementos finitos elaborado no SOFiSTiK – Secção G2 – fase final

8.4 Verificação de Segurança

Neste capítulo apresentam-se apenas as principais verificações de segurança associadas ao dimensionamento dos elementos principais constituintes das contenções provisórias. Os esforços apresentados dos respetivos elementos foram obtidos ou extrapolado através dos modelos de cálculo previamente apresentados e desenvolvidos.

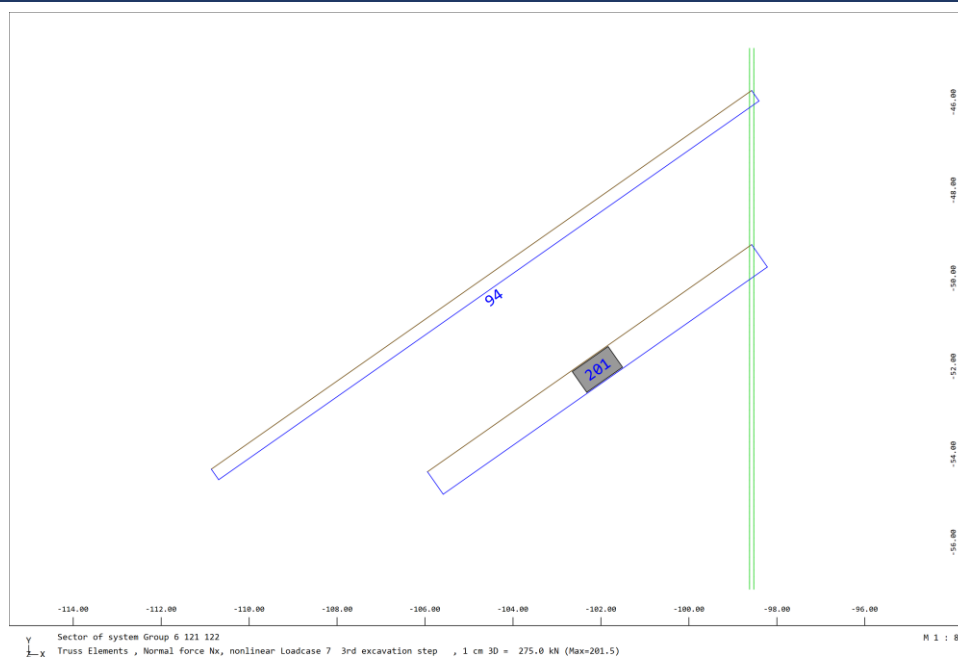


Figura 22 – Esforço Axial (kN/m) nas ancoragens no comprimento livre – Secção A

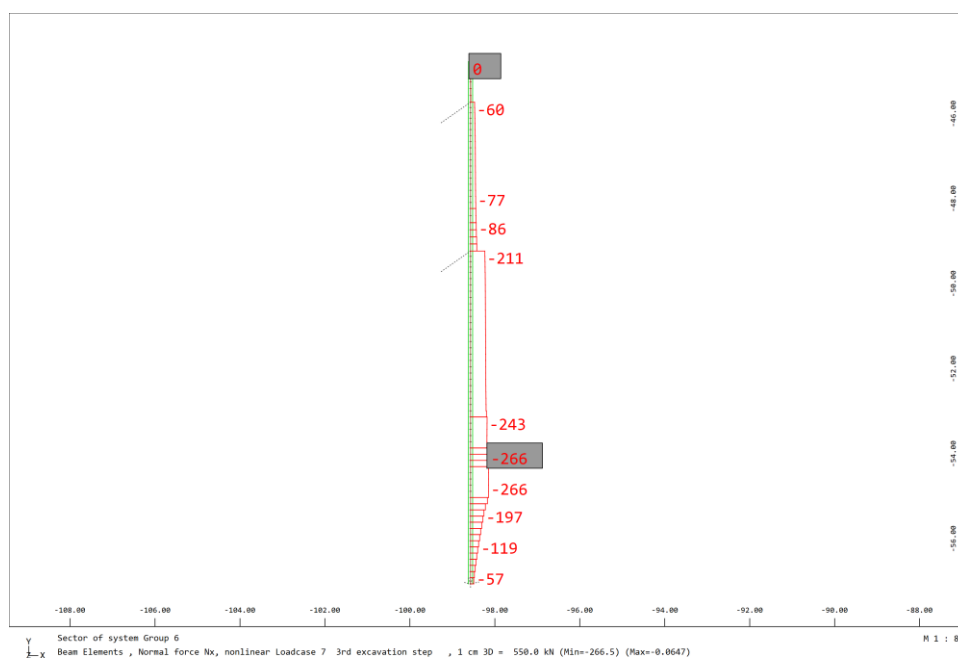


Figura 23 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção A

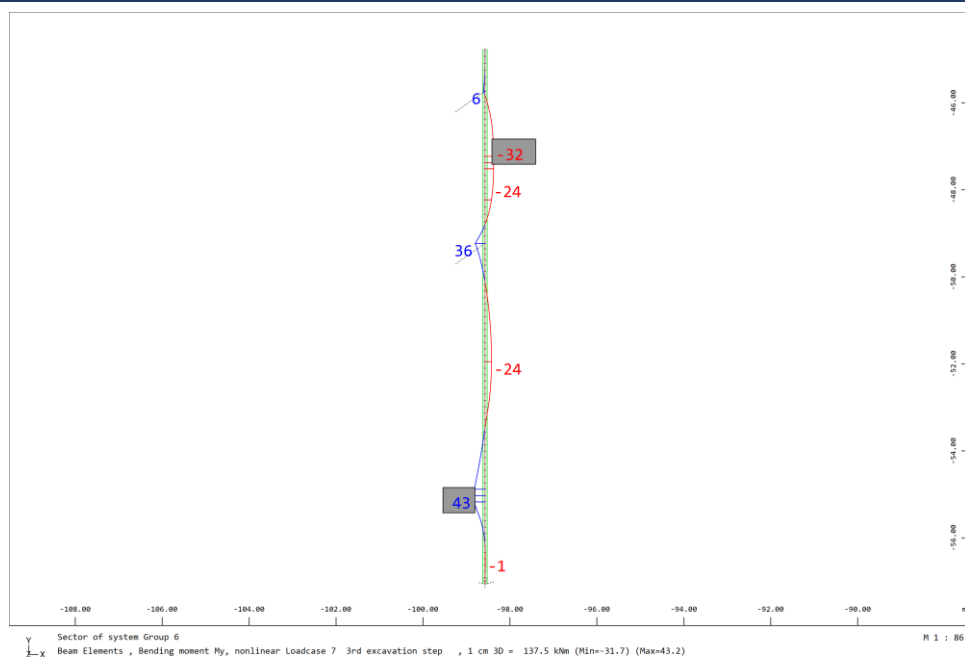


Figura 24 – Momento fletor (kN.m/m) nas cortinas – Secção A

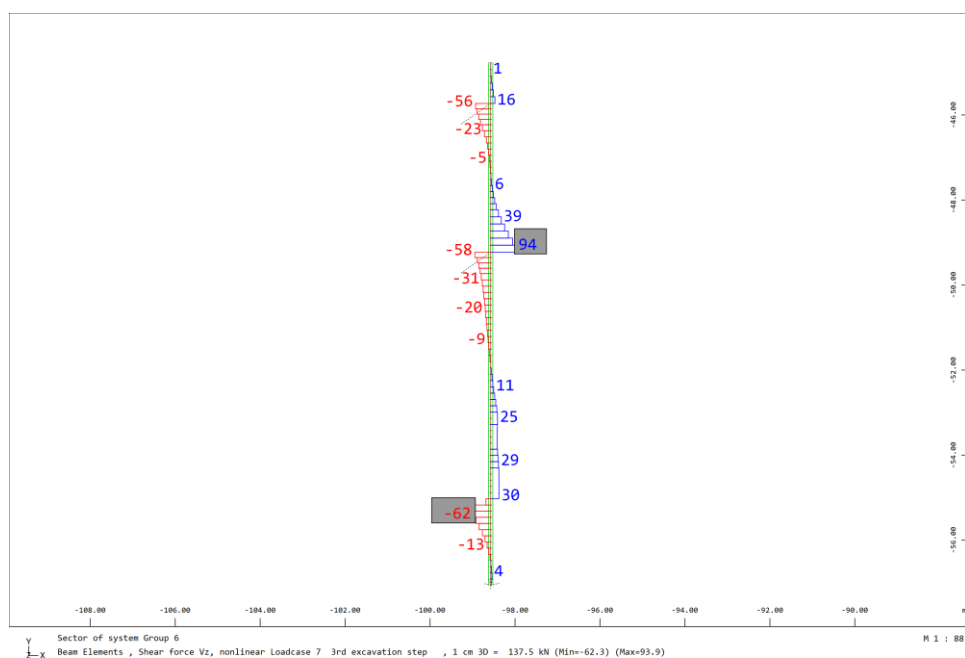


Figura 25 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção A

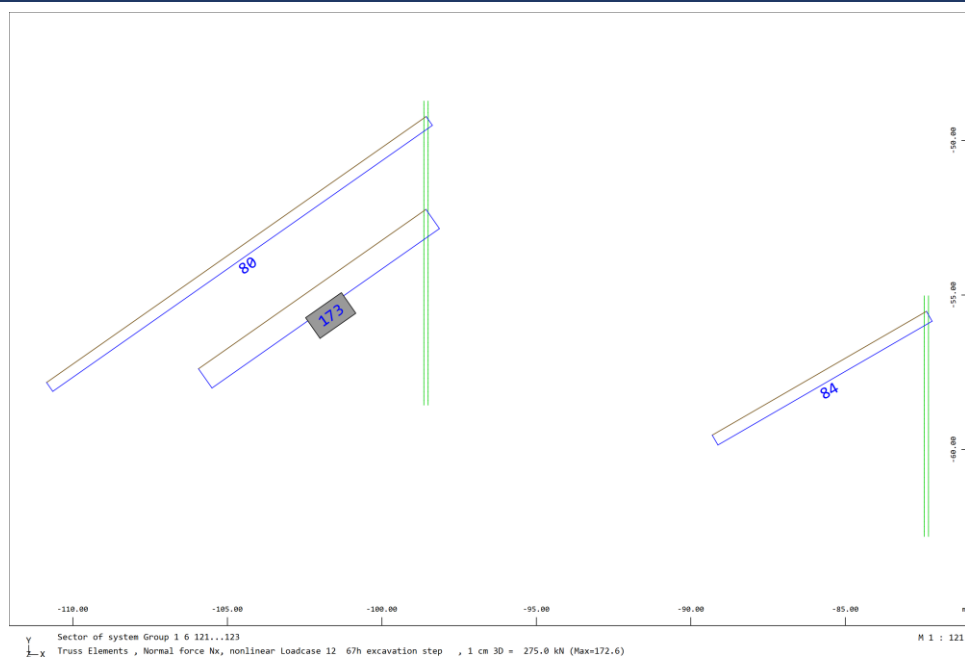


Figura 26 – Esforço Axial (kN/m) nas ancoragens no comprimento livre – Secção B

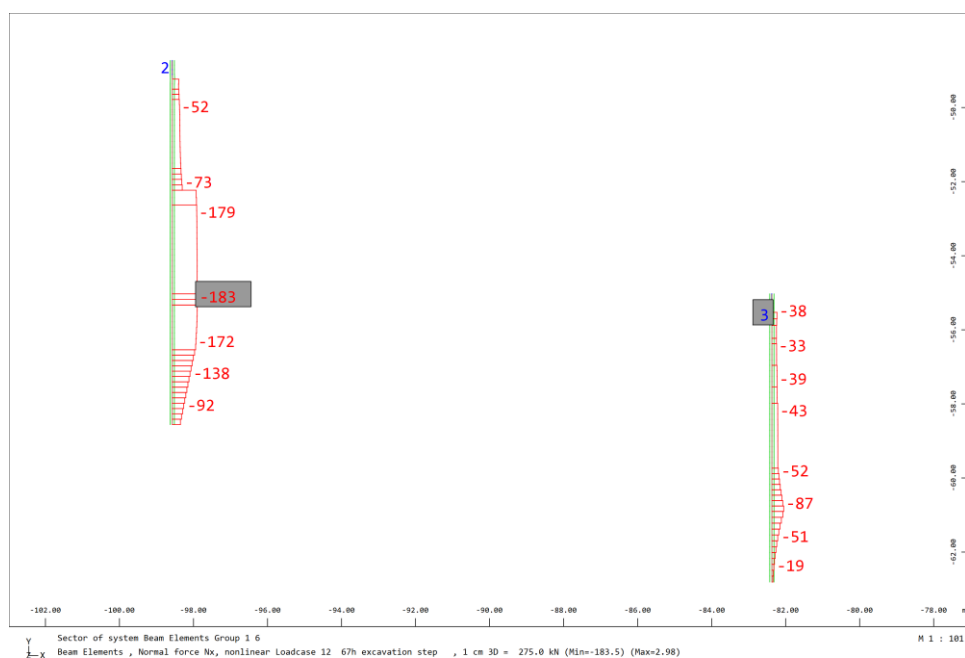


Figura 27 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção B

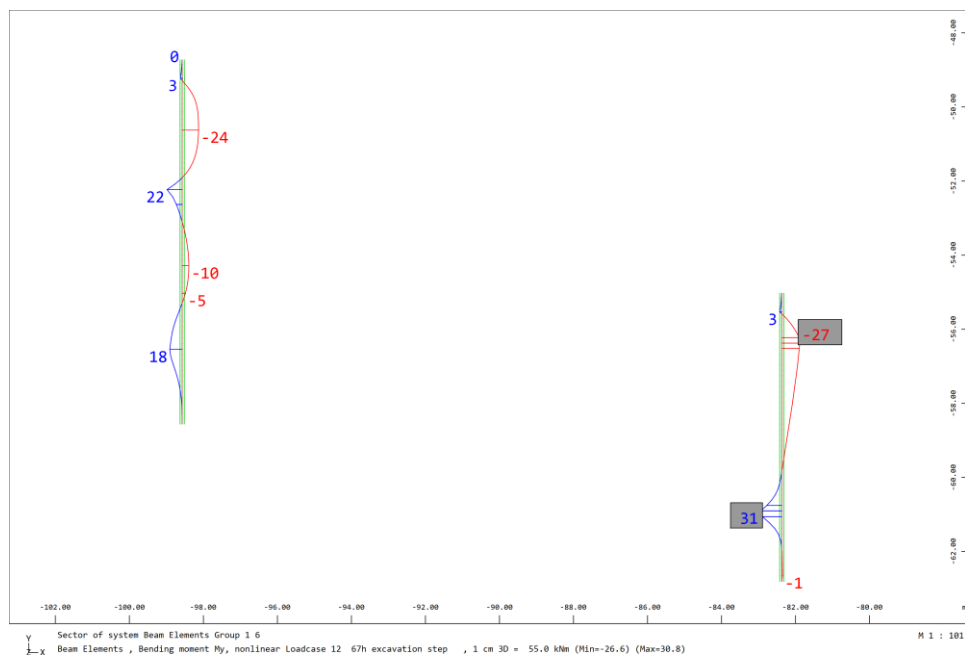


Figura 28 – Momento fletor (kN.m/m) nas cortinas – Secção B

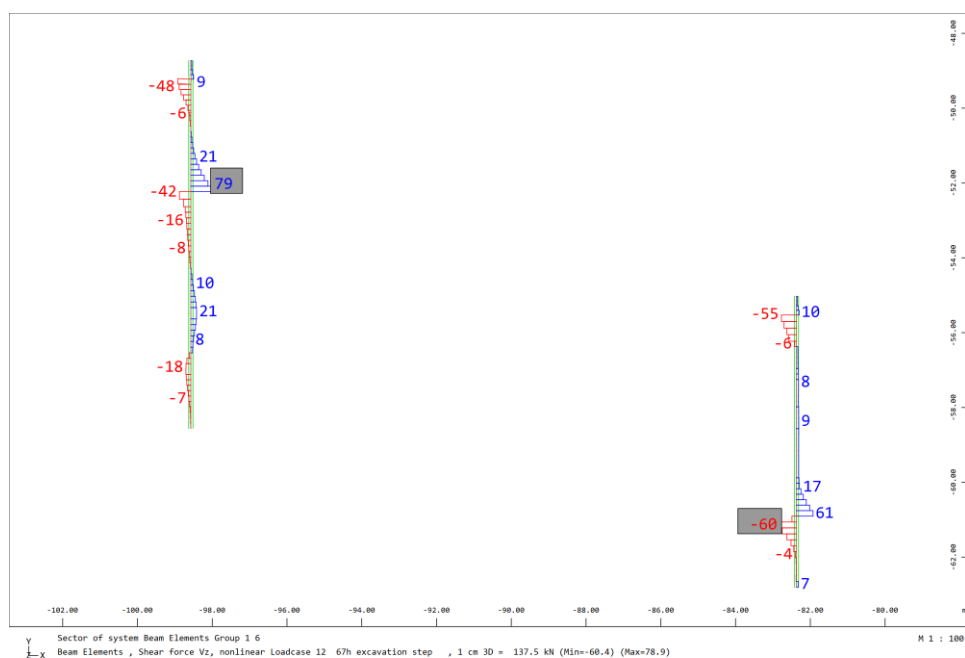


Figura 29 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção B

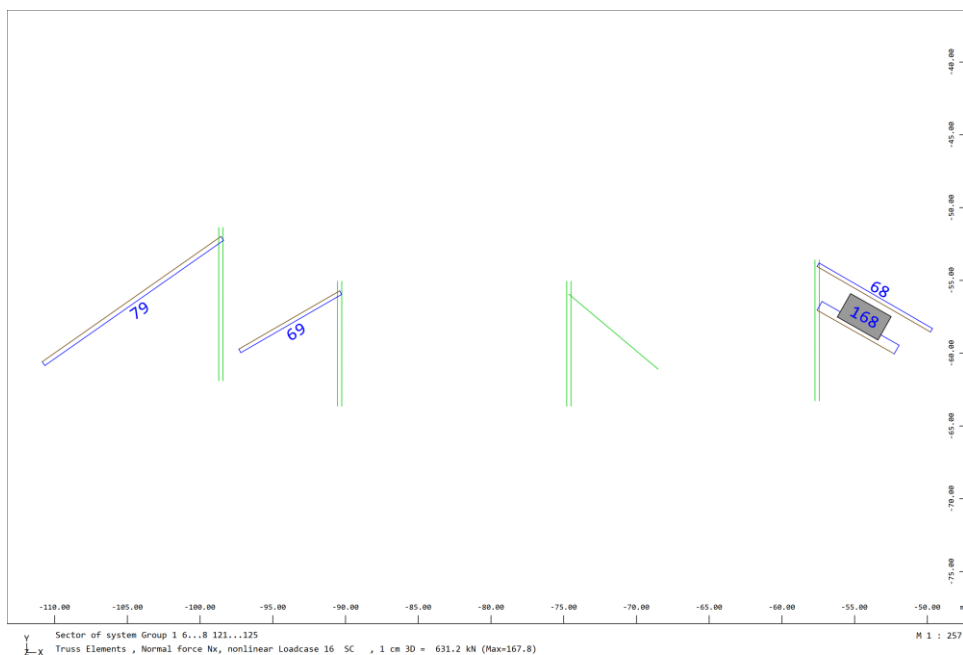


Figura 30 – Esforço Axial (kN/m) nas ancoragens no comprimento livre – Secção C

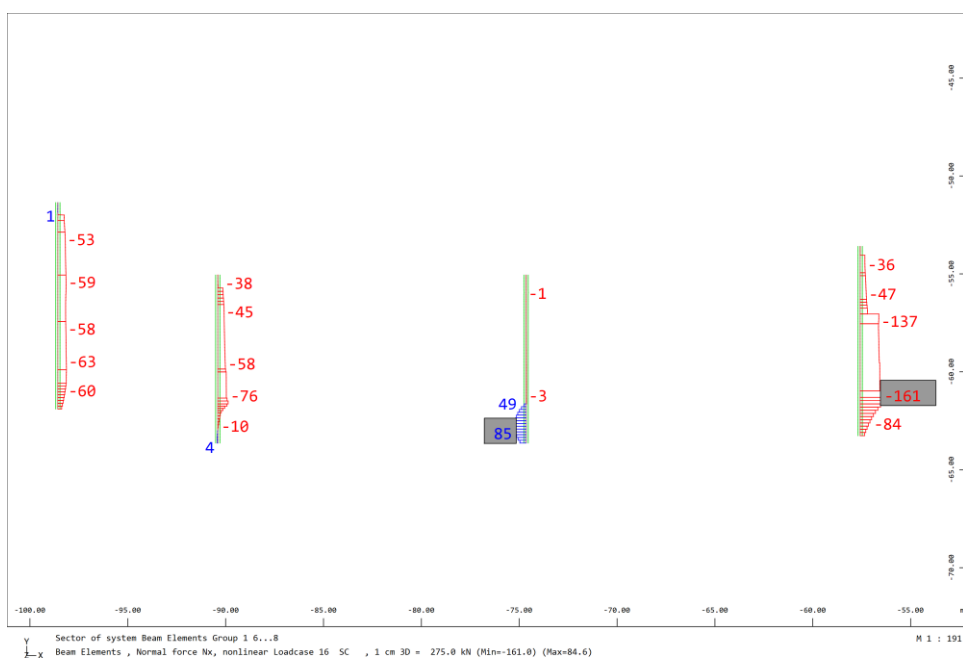


Figura 31 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção C

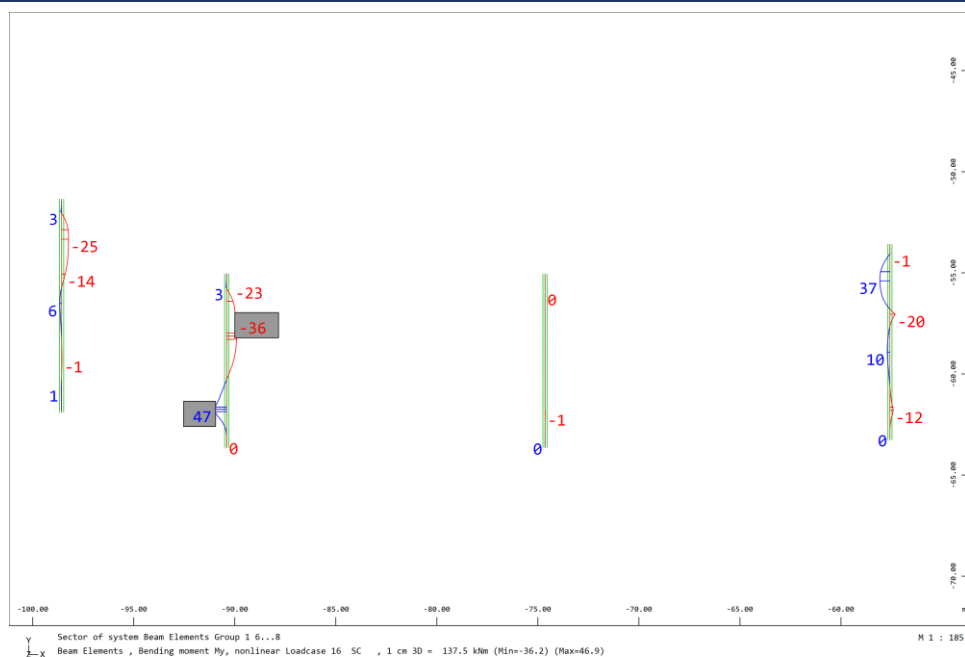


Figura 32 – Momento flector (kN.m/m) nas cortinas – Secção C

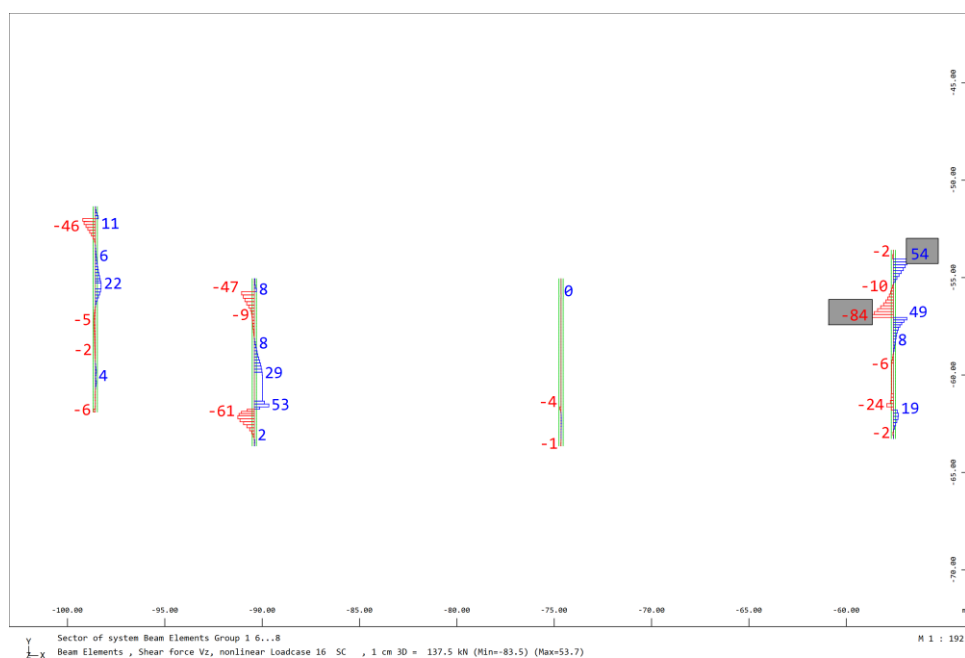


Figura 33 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção C

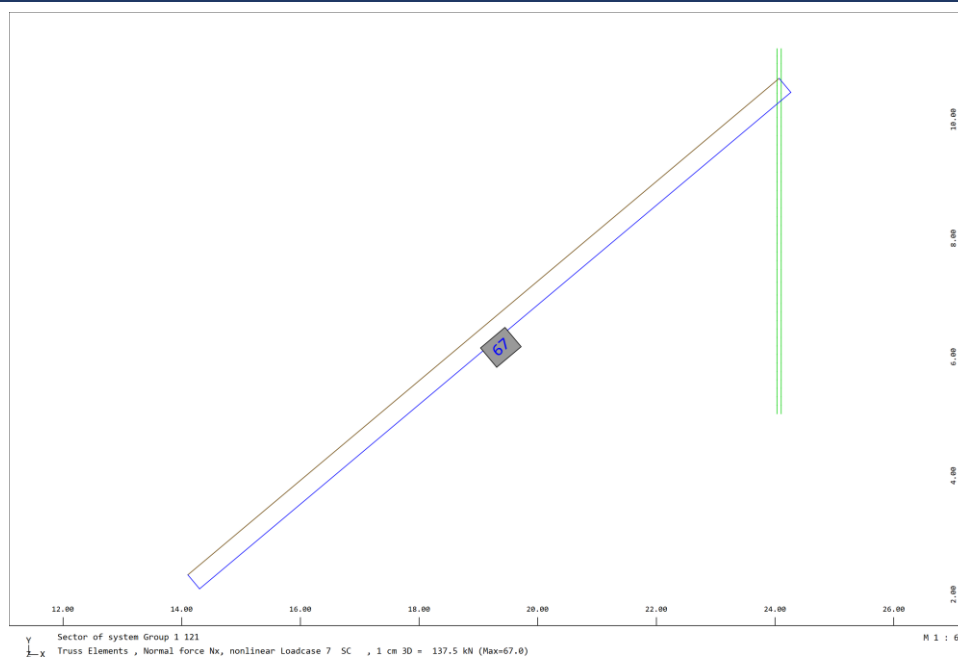


Figura 34 – Esforço Axial (kN/m) nas ancoragens no comprimento livre – Secção D

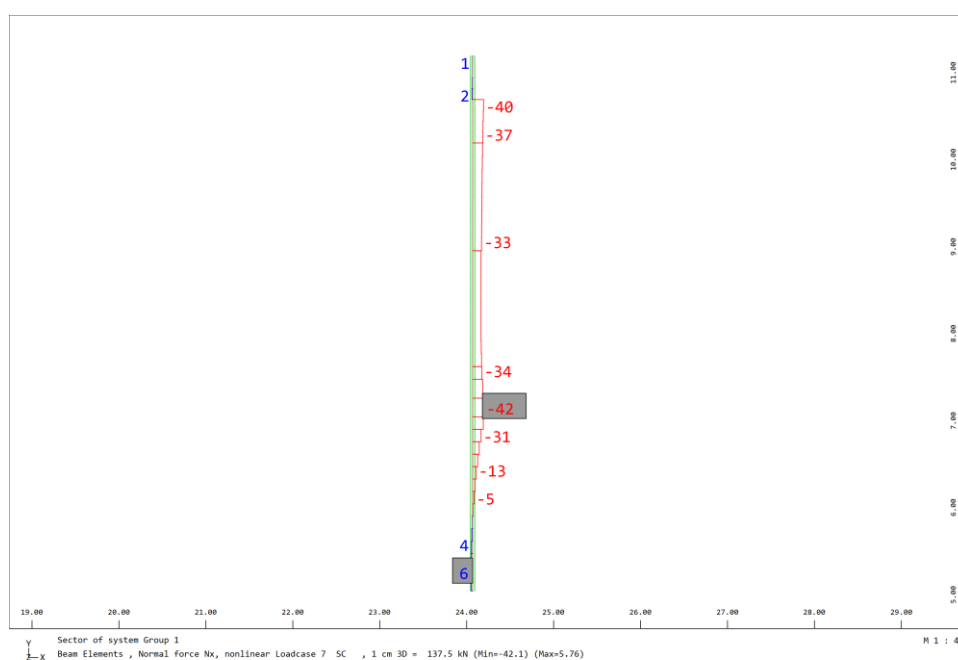


Figura 35 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção D

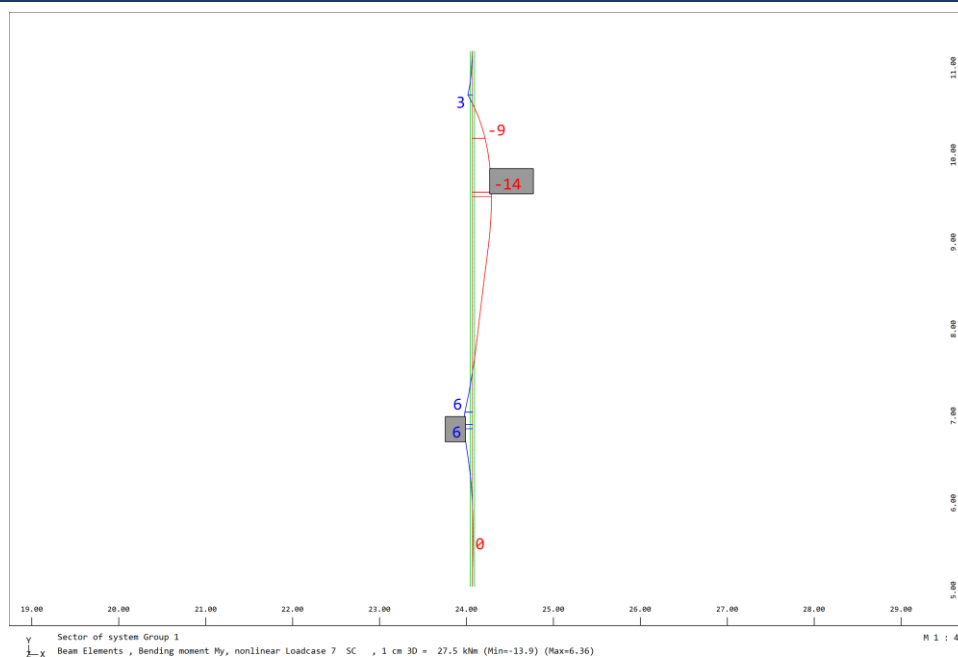


Figura 36 – Momento flector (kN.m/m) nas cortinas – Secção D

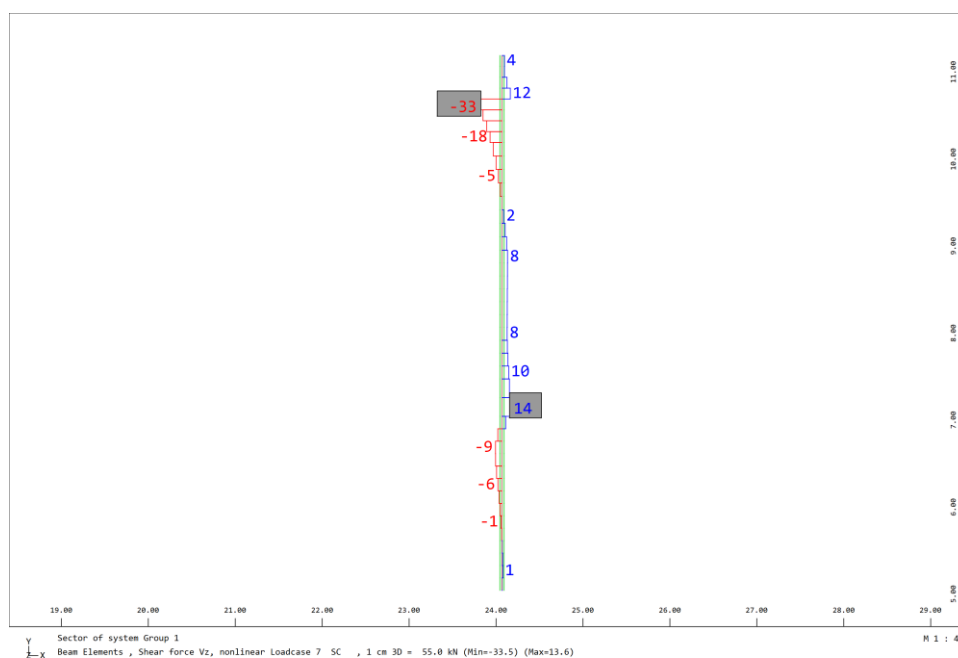


Figura 37 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção D

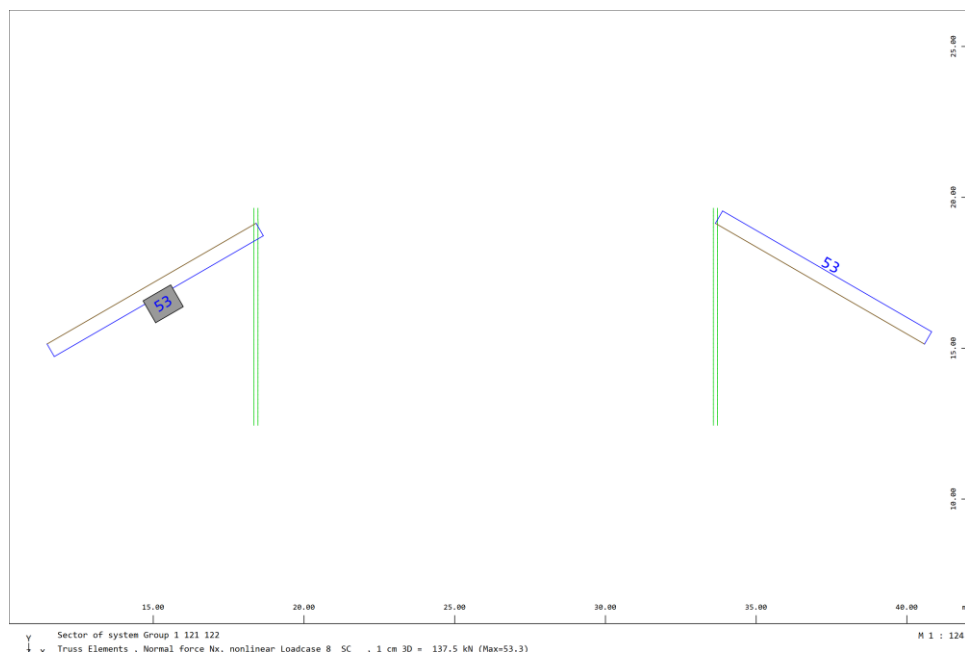


Figura 38 – Esforço Axial (kN/m) nas ancoragens no comprimento livre – Secção E

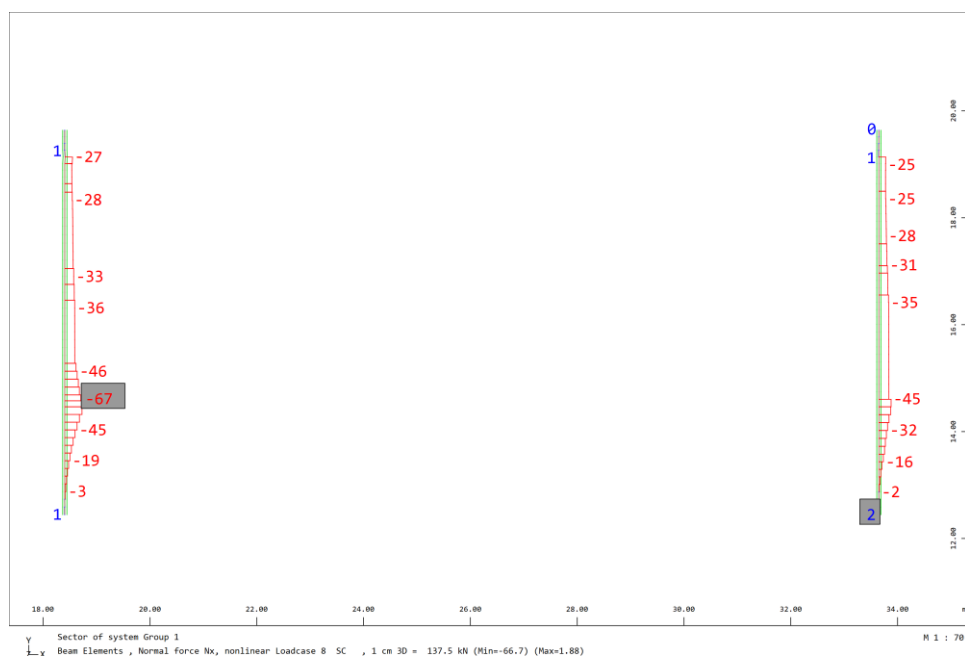


Figura 39 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção E

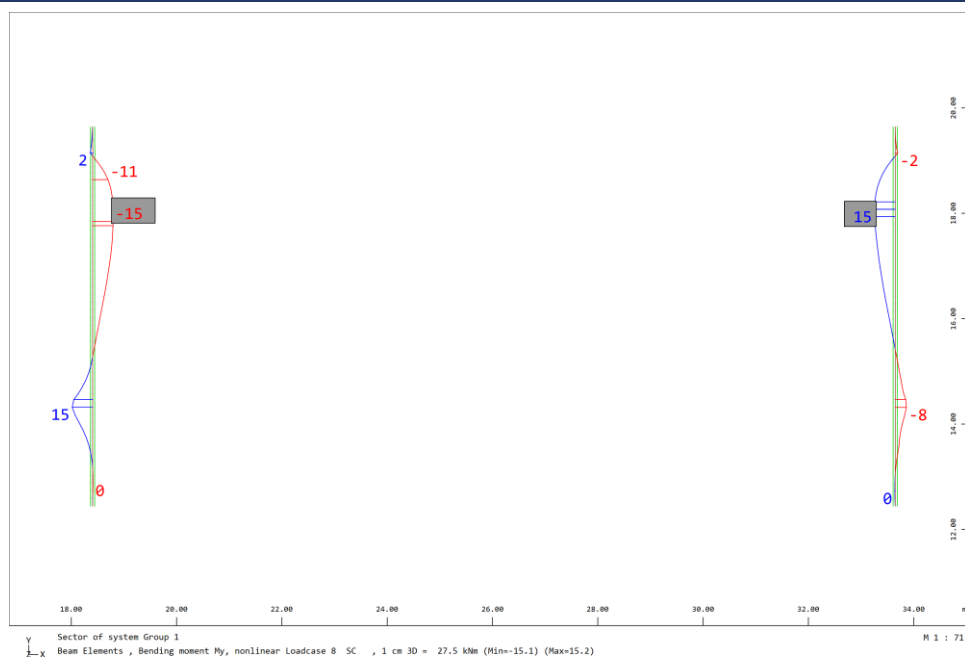


Figura 40 – Momento flector (kN.m/m) nas cortinas – Secção E

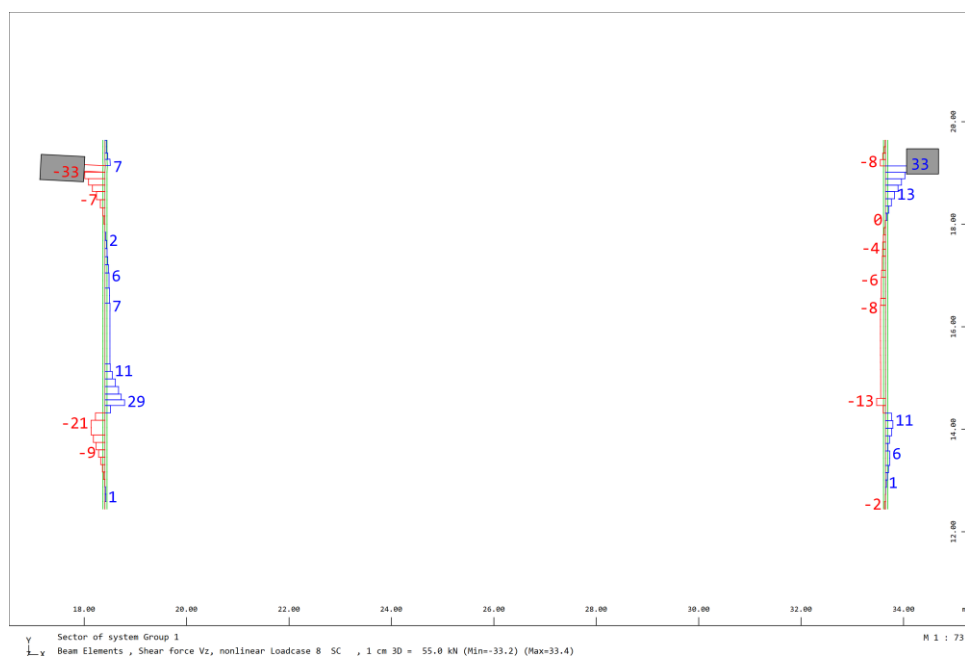


Figura 41 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção E

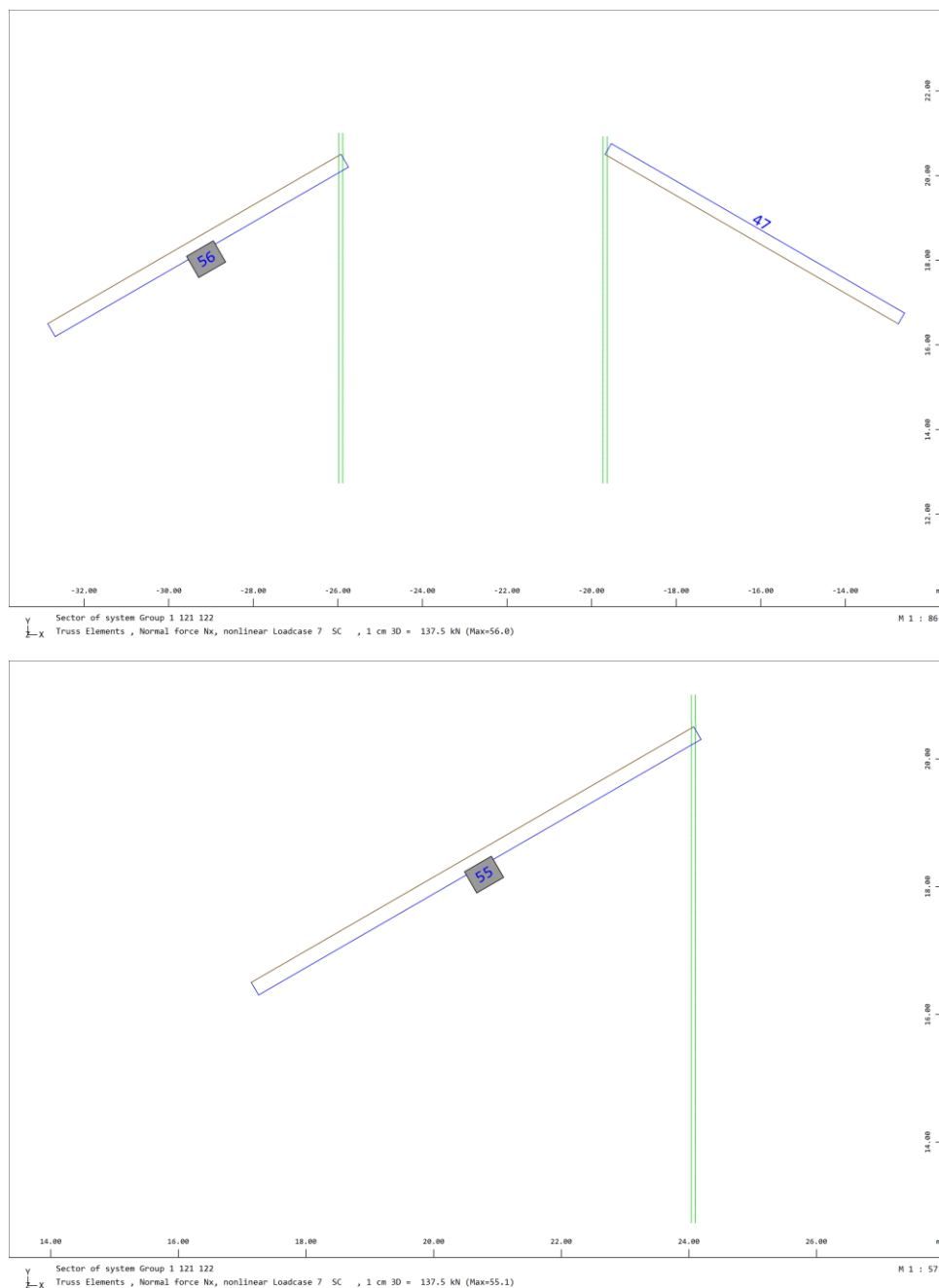


Figura 42 – Esforço Axial (kN/m) nas ancoragens no comprimento livre – Secção G

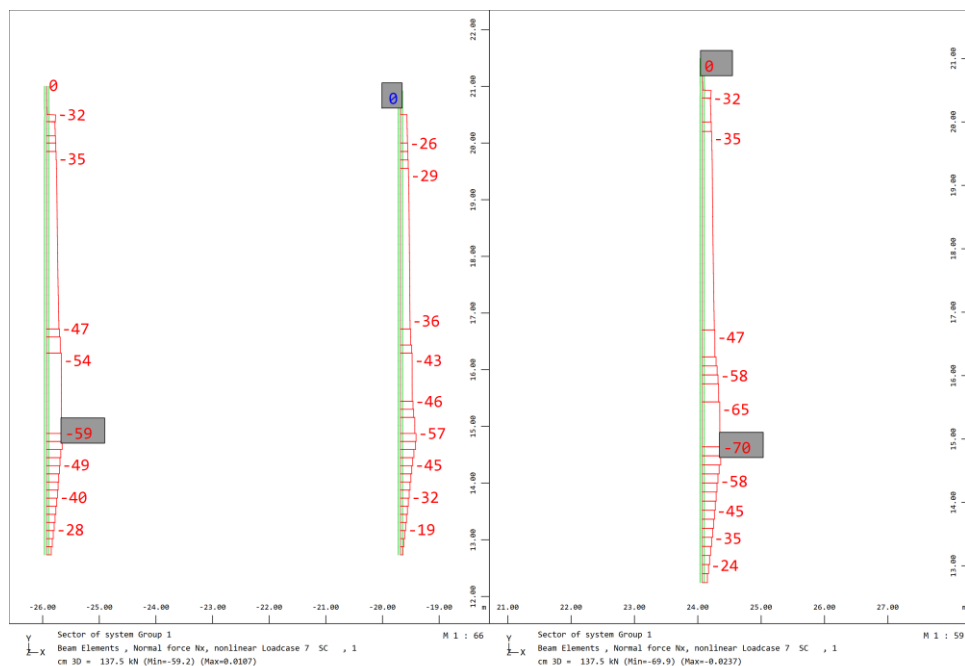


Figura 43 – Esforço Axial (kN/m) nas cortinas – Secção G

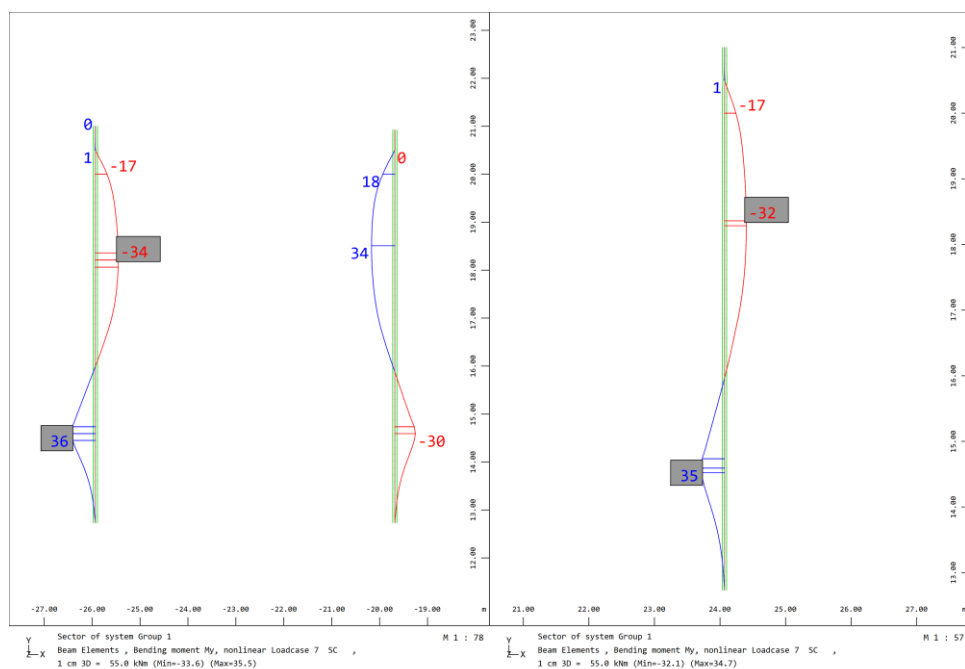


Figura 44 – Momento flector (kN.m/m) nas cortinas – Secção G

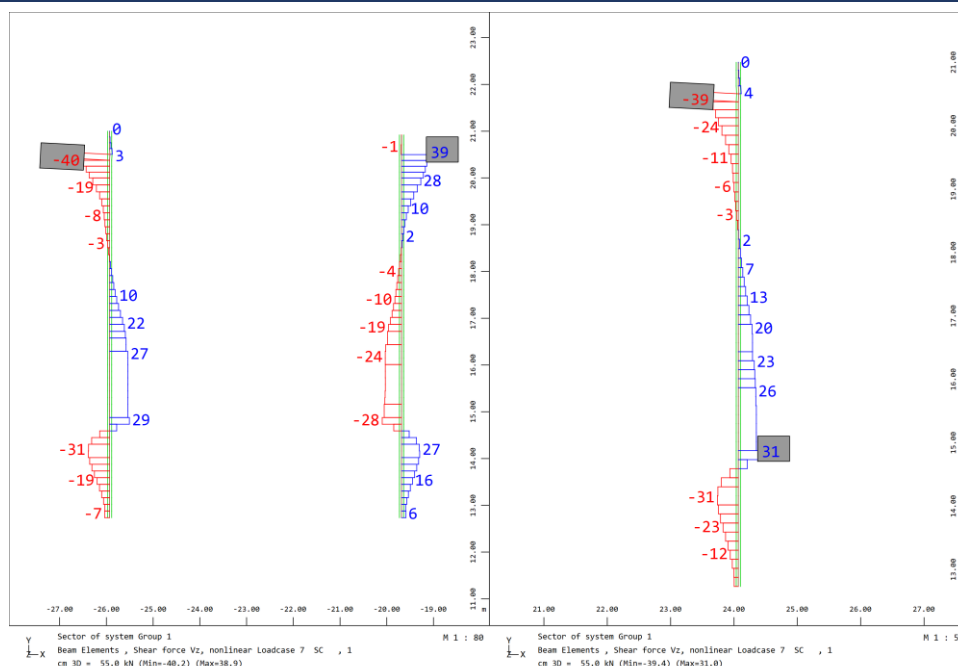


Figura 45 – Esforço Transverso (kN/m) nas cortinas – Secção G

8.4.1 Verificação do Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 17 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência à flexão

Elemento	Msd [kNm]	b [m]	d [m]	u	As,nec [cm ²]	As, adotada [cm ²]
Viga de coroamento	189,1	0,9	0,55	0,0347	8,08	12,06 (6 Ø 16)

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

8.4.2 Verificação do Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 18 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência ao corte

Elemento	Vsd [kNm]	b [m]	d [m]	z cotg [m]	As,nec [cm ²]	As, adotada [cm ²]
Viga de coroamento	394	0,9	0,55	0,53	10,56	15,08 (Ø12//0,15)

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

8.4.3 Verificação do Estado Limite Último de capacidade de carga do terreno

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 19 – Verificação de segurança ao estado limite último de capacidade de carga do terreno

Elemento	Ned [kN]	Øfuração [mm]	T-c-s [kPa]	α	FS	L,selagem,min [m]	L,selagem adotado [m]
Ancoragens Provisórias	539	150	350	1,2	2,0	5,46	6,00

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

8.4.4 Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por Flexão Torção e encurvadura da cortina

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

$\gamma_{Mo} =$	1.0			$\gamma_{M1} =$	1.0	$\gamma_{M2} =$	1.25
$f_y =$	275	MPa	S275	$\varepsilon =$	0.924		
$\nu =$	0.3						
$E =$	210	GPa		$G =$	80.8	GPa	

Perfil				N _{Sd}	V _{sd, z}	M _{Sd, y}	V _{sd, y}	M _{Sd, z}
HE160B				(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)
				161.0	84.0	47.0		
b =	160	mm		h =	160	mm		
t _w =	8	mm		t _f =	13	mm		
r =	15	mm		peso =	42.6	kg/m		
A =	54.3	cm ²		N _{Rd} =	1491.9	kN	verifica	
Eixo y (forte)				Eixo z (fraco)				
I _y =	2 492.0	cm ⁴		I _z =	889.2	cm ⁴		
W _y =	311.5	cm ³		W _z =	111.2	cm ³		
W _{y Pl} =	354.0	cm ³		W _{z Pl} =	170.0	cm ³		
i _y =	6.8	cm		i _z =	4.0	cm		
M _{Rd, y} =	97.4	kN.m	verifica	M _{Rd, z} =	46.8	kN.m	verifica	
A _{yz} =	17.59	cm ²		A _{xy} =	41.6	cm ²		
A _{yz} =	17.59	cm ²		A _{xy} =	36.66	cm ²		
V _{Rd, z} =	279.3	kN	verifica	V _{Rd, y} =	582.1	kN	verifica	
I _T =	31.2	cm ⁴		d / t	< 69ε	Não é necessário verificar a alma		
I _m =	47 940	cm ⁶		20.0	63.8	à encurvadura local		

Cálculo do momento crítico				
$c_1 =$	1.77	$k_z =$	0.7	
$c_2 =$	0	$z_g =$	0	
$l =$	10 m	$k_w =$	1	
				$M_{cr} = 175.8 \text{ kN.m}$
Resistência à estabilidade lateral da viga				
$\lambda_{LT} =$	0.744	curva	a	$\alpha_{LT} = 0.21$
$\beta =$	1	$\lambda_{LT,0} =$	0.200	
$\Phi_{LT} =$	0.834	$\chi_{LT} =$	0.826	$\chi_{LT} \cdot M_{Rd,y} = 80.4 \text{ kN.m}$
	0.834		0.826	verifica
Resistência à encurvadura				
$\lambda_y =$	2.549	$\lambda_z =$	1.423	$\lambda_1 = 86.8$
curva	b	curva	c	
$\alpha_y =$	0.34	$\alpha_z =$	0.49	
$I_{0y} =$	15 m	$I_{0z} =$	5 m	
$N_{cr,y} =$	229.6 kN	$N_{cr,z} =$	737.2 kN	
$\Phi_y =$	4.149	$\Phi_z =$	1.811	
$\chi_y =$	0.1347	$\chi_z =$	0.3410	$\chi_{min} = 0.135$
$\chi_y \cdot N_{Rd} =$	201.0 kN	$\chi_z \cdot N_{Rd} =$	508.7 kN	$\chi_{min} \cdot N_{Rd} = 201.0 \text{ kN}$

8.4.5 Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por varejamento das escoras

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

$\gamma_{M0} =$	1.0			$\gamma_{M1} =$	1.0		$\gamma_{M2} =$	1.25
$f_y =$	275	MPa	S275	$\epsilon =$	0.924			
$\nu =$	0.3							
$E =$	210	GPa		$G =$	80.8	GPa		
Perfil						N_{sd}	$V_{sd, z}$	$M_{sd, y}$
CHS244.5-12.5						(kN)	(kN)	(kN.m)
						350		
$b =$	219.1	mm		$h =$	219.1	mm		
$t_w =$	12.5	mm		$t_f =$	12.5	mm		
				peso =	6147	kg/m		
$A =$	91.1	cm ²		$N_{Rd} =$	2505.3	kN	verifica	
Eixo y (forte)			Eixo z (fraco)					
$I_y =$	6 147.0	cm ⁴		$I_z =$	6 147.0	cm ⁴		
$W_y =$	503.0	cm ³		$W_z =$	503.0	cm ³		
$W_{y Pl} =$	673.0	cm ³		$W_{z Pl} =$	673.0	cm ³		
$i_y =$	8.2	cm		$i_z =$	8.2	cm		
$M_{Rd, y} =$	185.1	kN.m	verifica	$M_{Rd, z} =$	185.1	kN.m	verifica	
$A_{yz} =$	45.55	cm ²		$A_y =$	45.55	cm ²		
$A_z =$	45.55	cm ²		$A_y =$	45.55	cm ²		
$V_{Rd, z} =$	723.2	kN	verifica	$V_{Rd, y} =$	723.2	kN	verifica	
$I_T =$	12 295.0	cm ⁴		d / t	< 69ε	Não é necessário verificar a alma		
$I_{\phi} =$		cm ⁶		17.5	63.8	à encurvadura local		

Cálculo do momento crítico			
$c_1 =$	1.77	$k_z =$	0.7
$c_2 =$	0	$z_g =$	0
$l =$	10 m	$k_w =$	1
			$M_{cr} = 8994.0 \text{ kN.m}$
Resistência à estabilidade lateral da viga			
$\lambda_{LT} =$	0.143	curva	d
$\beta =$	1	$\lambda_{LT,0} =$	0.200
$\Phi_{LT} =$	0.489	$\chi_{LT} =$	1.000
	0.489		1.000
			$\chi_{LT} \cdot M_{Rd,y} = 185.1 \text{ kN.m}$
			verifica
Resistência à encurvadura			
$\lambda_y =$	1.402	$\lambda_z =$	1.402
curva	a	curva	a
$\alpha_y =$	0.21	$\alpha_z =$	0.21
$l_{0y} =$	10 m	$l_{0z} =$	10 m
$N_{cr,y} =$	1274.0 kN	$N_{cr,z} =$	1274.0 kN
$\Phi_y =$	1.609	$\Phi_z =$	1.609
$\chi_y =$	0.42	$\chi_z =$	0.4168
$\chi_y \cdot N_{Rd} =$	1044.2 kN	$\chi_z \cdot N_{Rd} =$	1044.2 kN
			$\chi_{min} = 0.417$
			$\chi_{min} \cdot N_{Rd} = 1044.2 \text{ kN}$

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

8.4.6 Verificação do Estado limite último de resistência à tração

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 20 – Verificação de segurança ao Estado limite último de resistência à tração

Elemento	C. L [m]	Nº de cordões	Reentrada	D _p cordão	Pútil [kN]	PO [kN]	P _{Maj} rado [kN]	P _{Máxim} o [kN]	P _{MO} [kN]	PO < P _{Máxim} o	P _{Maj} o < P _{MO}
Ancoragem C.L – 6m	6,0	6,0	0,006	29,4	500	716	675	1249	1171	Sim	Sim
Ancoragem C.L – 8m	8,0	6,0	0,006	22,5	500	672	675	1249	1171	Sim	Sim

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

8.4.1 Pranchas de Madeira

$$p_{sd} = 1.2 \times ka \times (\gamma h + sc) = 1.2 \times 0.33 \times (5.0 \times 18 + 10) = 40.0 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{sd} = \frac{40.0 \times 0.9^2}{8} = 4.1 \text{ kNm/m}$$

$$V_{sd} = \frac{40.0 \times 0.9}{2} = 18.0 \text{ kN/m}$$

Considerando uma tensão admissível de flexão para a madeira de 8 MPa tem-se:

$$w > \frac{4.1 \times 10^6}{8 \times 10^3} = 512.5 \text{ cm}^3 \text{ o que equivale a } h > 5.5 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Considerando uma tensão admissível de corte para a madeira de 0.8 MPa tem-se:

$$\tau_{sd} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{sd}}{b \times h} = \frac{3}{2} \times \frac{18.0}{1 \times 0.10} = 270.6 \text{ kN/m}^2 < 800 \text{ kN/m}^2$$

8.4.2 Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização da Contenção Periférica (ELS)

No que respeita ao comportamento da estrutura de contenção, em termos de estado limite de utilização de deformação, apresentam-se os resultados das deformadas nas figuras seguintes para as várias secções estudadas. Considera-se que o estado limite de serviço de deformação horizontal da parede se encontra verificado.

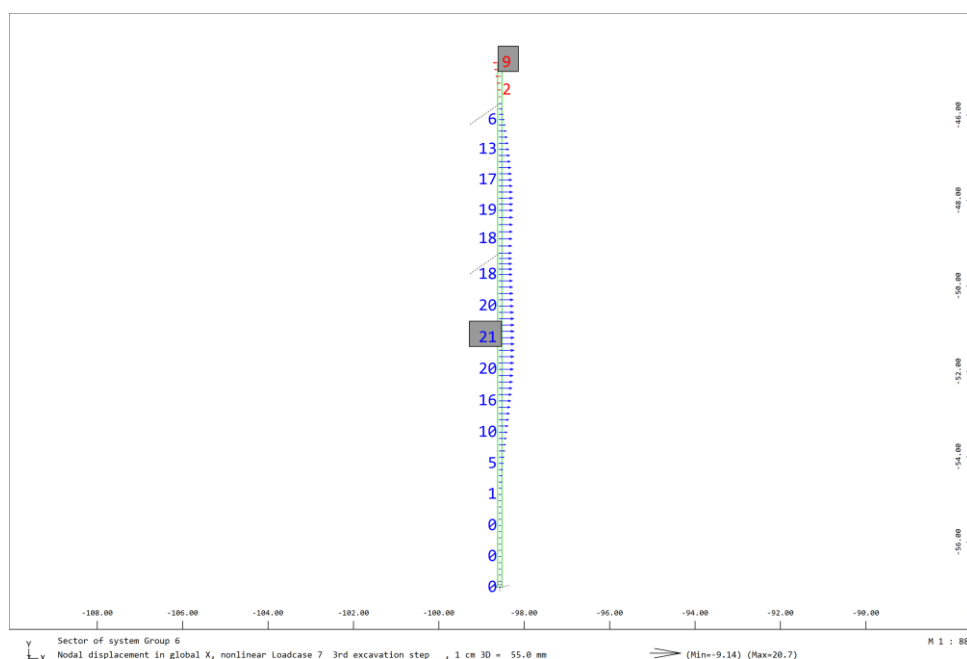


Figura 46 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção A

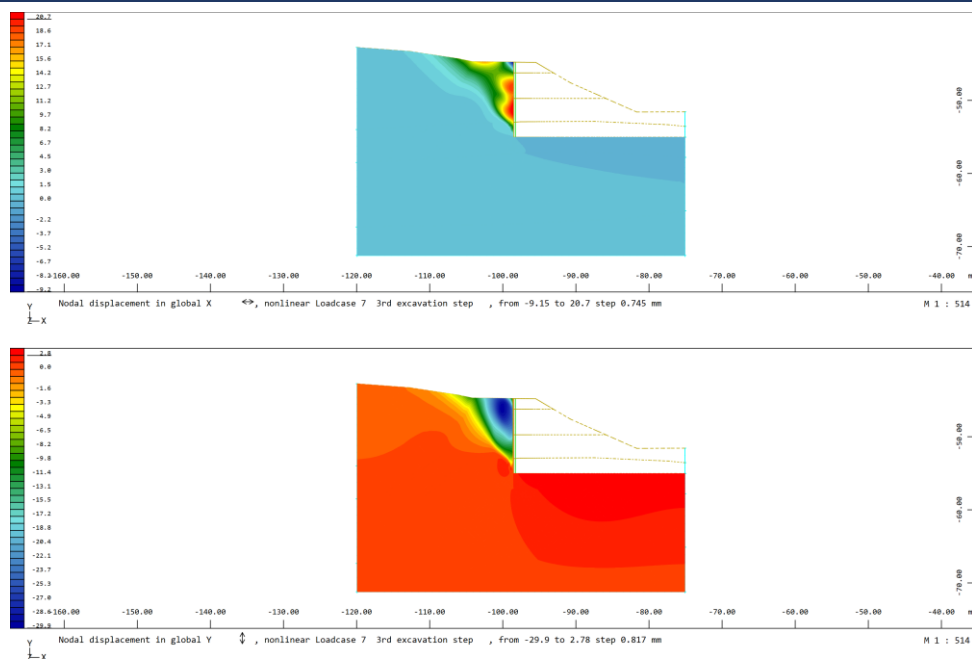


Figura 47 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção A

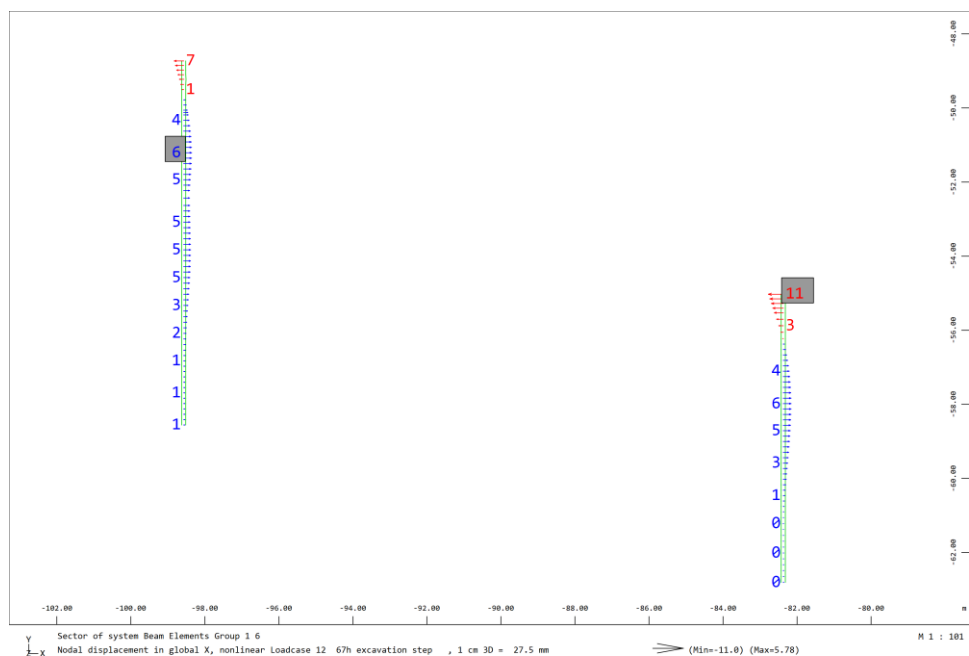


Figura 48 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção B

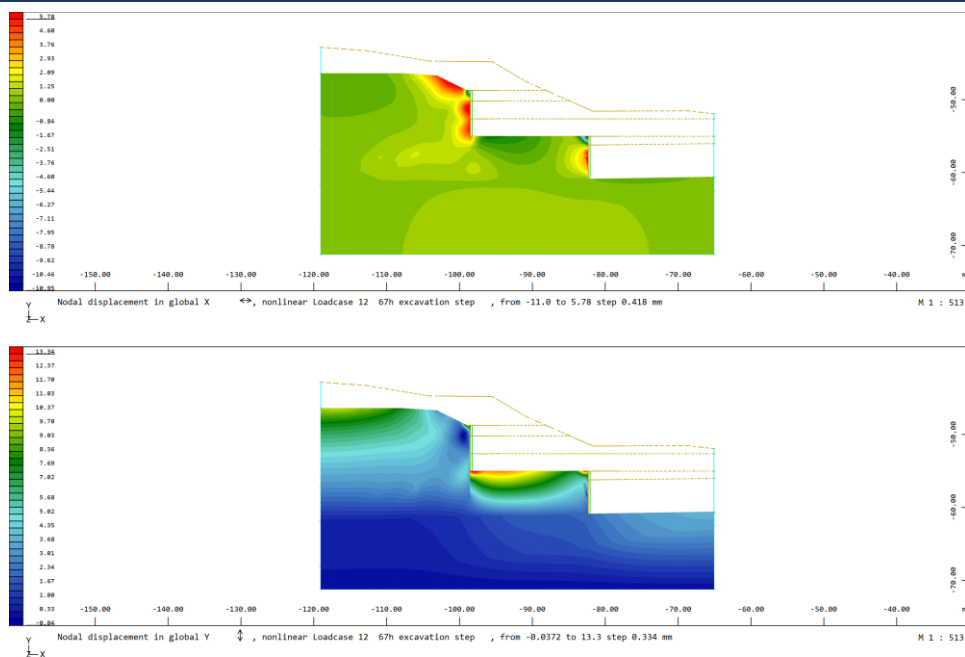


Figura 49 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção B

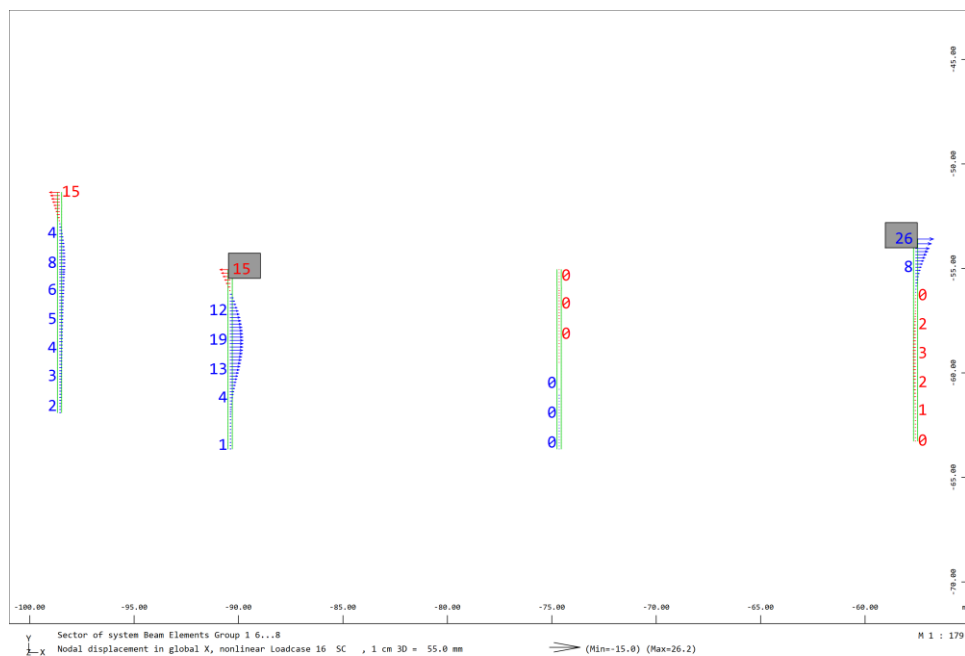


Figura 50 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção C

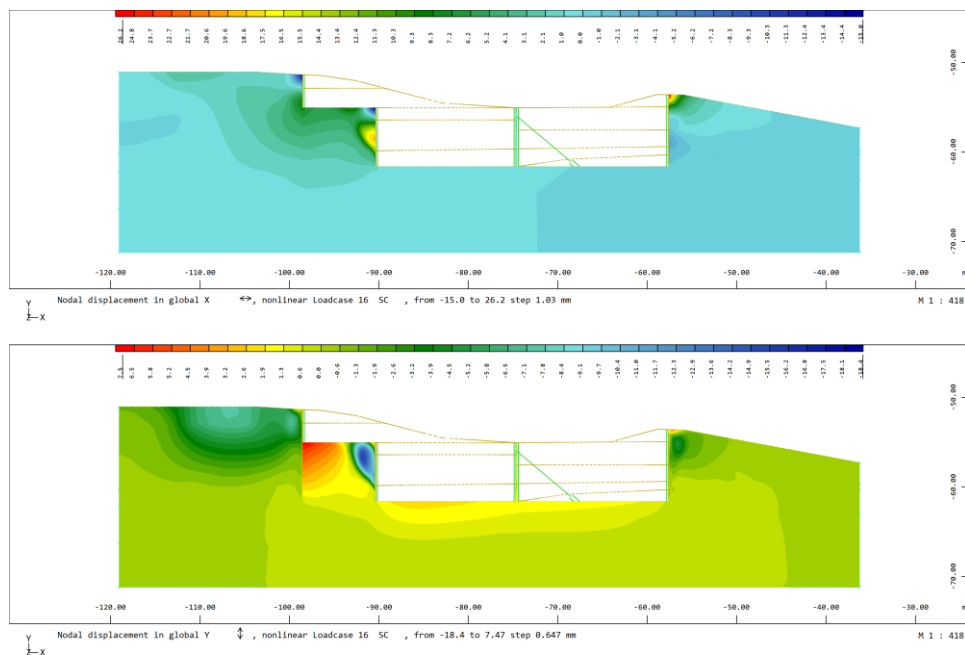


Figura 51 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção C

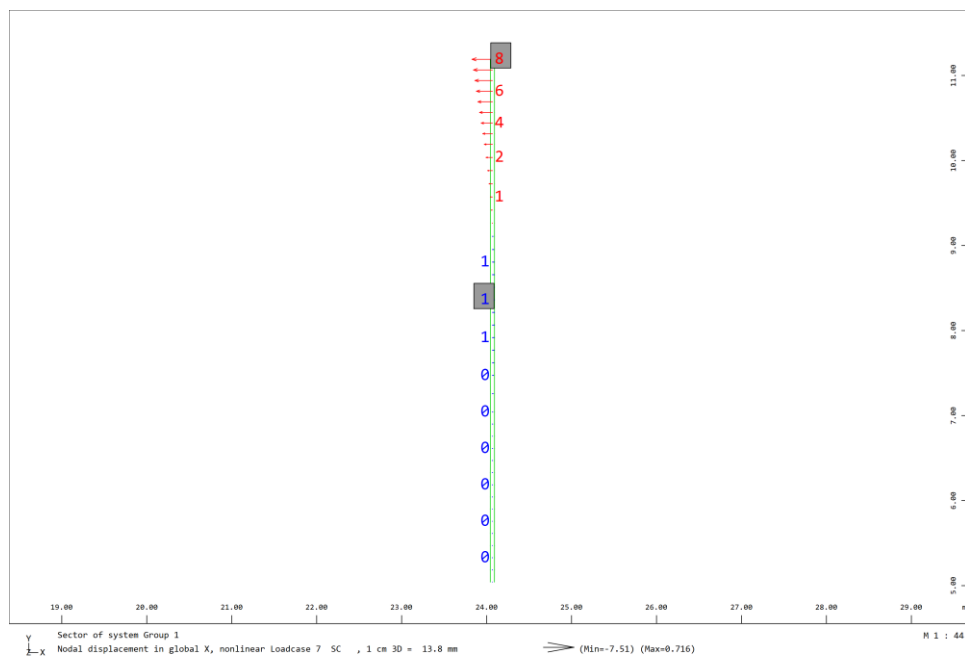


Figura 52 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção D

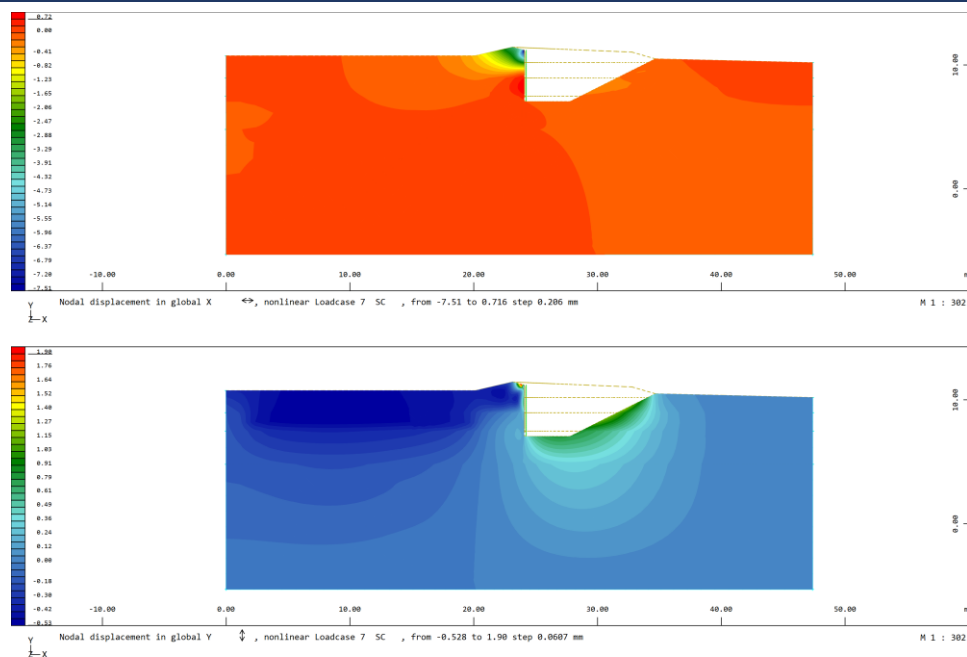


Figura 53 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção D

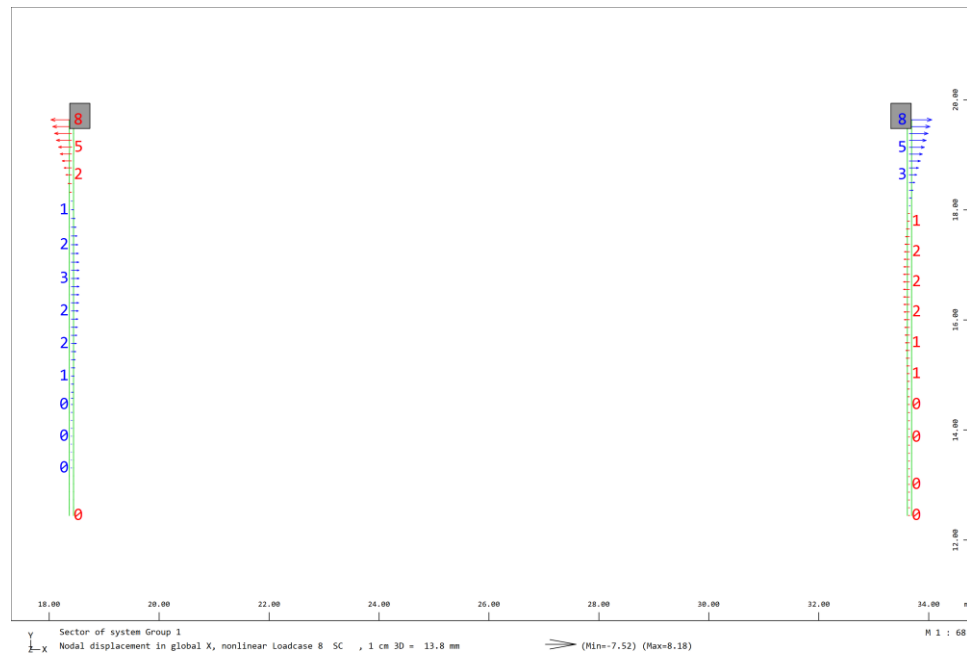


Figura 54 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção E

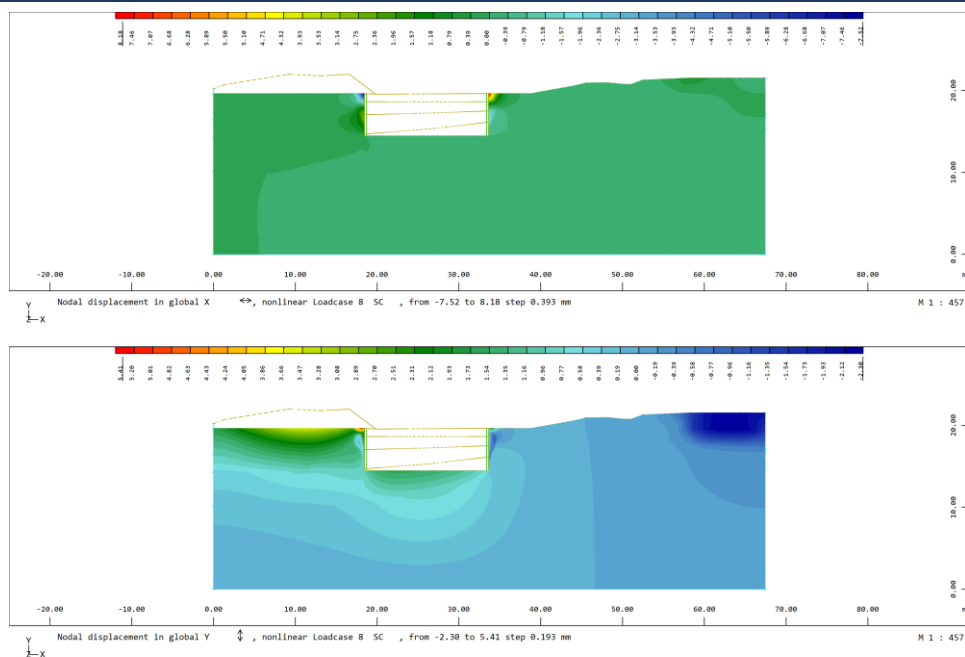


Figura 55 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção E

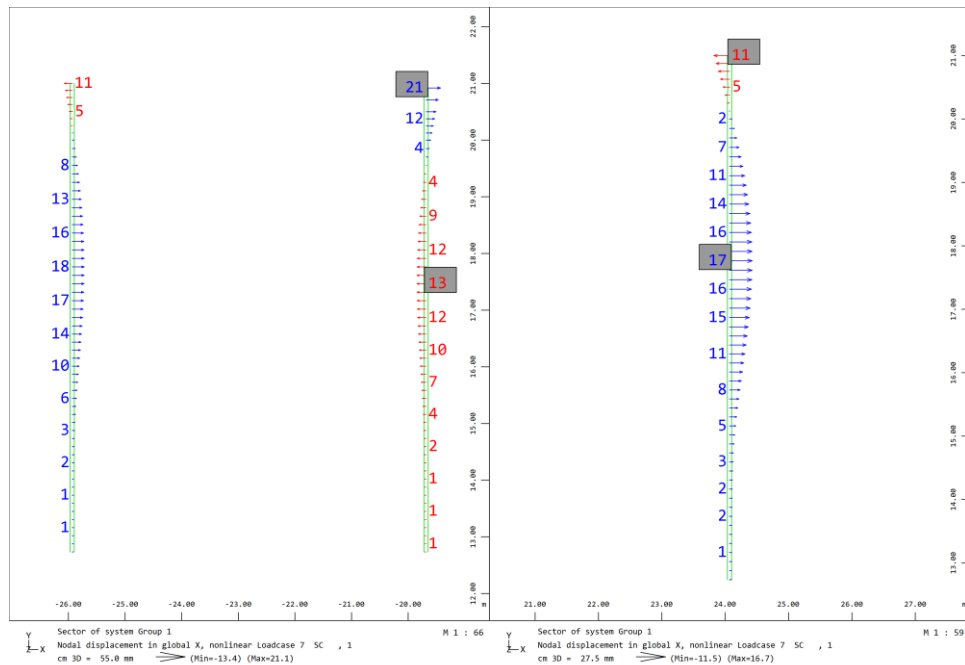


Figura 56 – Deslocamento máximo horizontal da Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção G

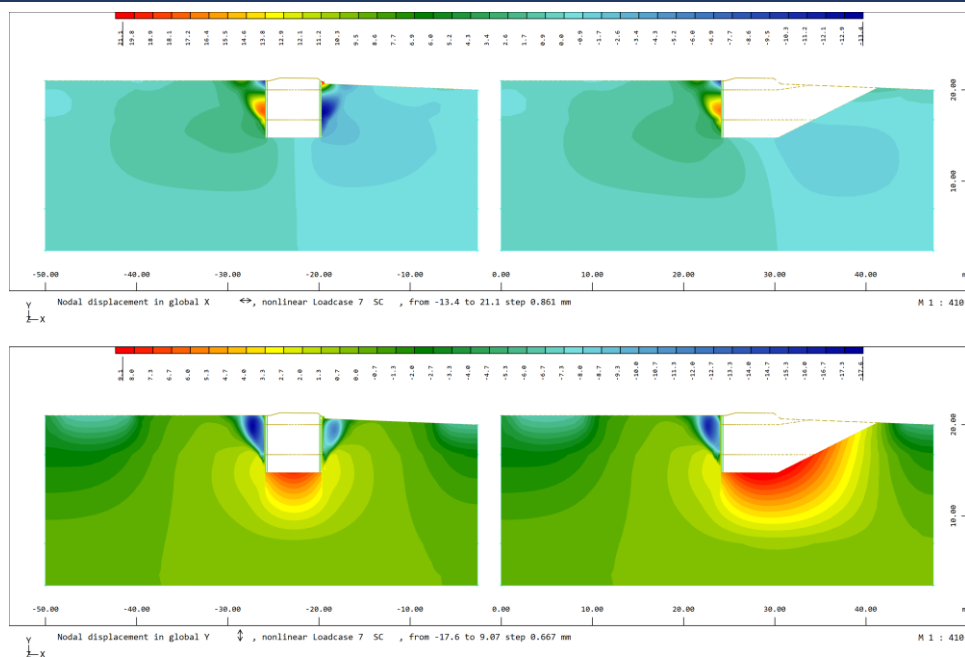


Figura 57 – Deslocamento máximo horizontal (imagem superior) e vertical (imagem inferior) do terreno a Cortina de Berlim provisório (mm) – Secção G

ANEXO

1 ANEXO A – VALIDAÇÃO DO SOFTWARE SOFiSTiK

1.1 Sobre o SOFiSTiK

O software de elementos finitos SOFiSTiK tem sido desenvolvido continuamente desde 1981. Atualmente, é utilizado por mais de 10.000 clientes em todo o mundo. O SOFiSTiK é uma ferramenta multifuncional com capacidades extensivas que abrangem um vasto espectro de análises de engenharia, tais como análises estruturais estáticas e dinâmicas, problemas de valores próprios modais e de encurvadura, efeitos de segunda ordem, não linearidades de materiais e geométricas, geotecnia e análise de túneis, transferência de calor e análise de incêndio, bem como numerosos tipos de outras aplicações. Como fornecedor de software de engenharia de ponta, a confiança na robustez e na fiabilidade do produto é uma questão de relevância excecional para a SOFiSTiK. No entanto, até certo ponto, a inovação e a fiabilidade são objetivos difíceis de compatibilizar, uma vez que cada alteração introduz novas possíveis fontes de incerteza e erro. Para satisfazer ambas as exigências de forma sustentável, a SOFiSTiK implementou um sistema abrangente de garantia de qualidade. A integração contínua denota o processo automatizado que garante que todas as modificações executadas e comprometidas na base de código do programa são diretamente integradas via reconstrução no ambiente de testes interno. Após a conclusão da integração, o procedimento de testes contínuos é acionado automaticamente. Este procedimento executa um cenário de teste padronizado usando o software recém-atualizado. Os resultados dos testes são preparados na forma de protocolos de teste compactos, permitindo uma avaliação rápida.

Os testes executados são os chamados testes de regressão. Os testes de regressão examinam, por meio de soluções de referência associadas, se as modificações realizadas na base de código causam um desempenho indesejado em outras partes já testadas do programa.

Juntos, a integração contínua e os testes contínuos formam a base para um controlo de qualidade que acompanha diretamente o processo de desenvolvimento. Desta forma, as correções possivelmente necessárias podem ser iniciadas prontamente. A SOFiSTiK implementou com sucesso este procedimento. Atualmente, a base de dados de testes contínuos compreende mais de 3000 testes.

Apesar de todos os esforços para alcançar o mais alto grau possível de fiabilidade, a SOFiSTiK não pode garantir que o software fornecido esteja livre de erros ou que resolverá um problema específico de uma forma que corresponda em todos os detalhes à opinião do utilizador. É necessário ter competências de engenharia para avaliar os resultados do software.

1.2 Caso de estudo 1 – Modelo Mohr-Coulomb

1.2.1 Descrição do Problema

O problema consiste em uma massa de solo retida por um muro, conforme mostrado na Figura seguinte. A pressão horizontal de terra passiva é determinada e comparada ao valor obtido para o caso da massa de solo forçada externamente à sua resistência limite.

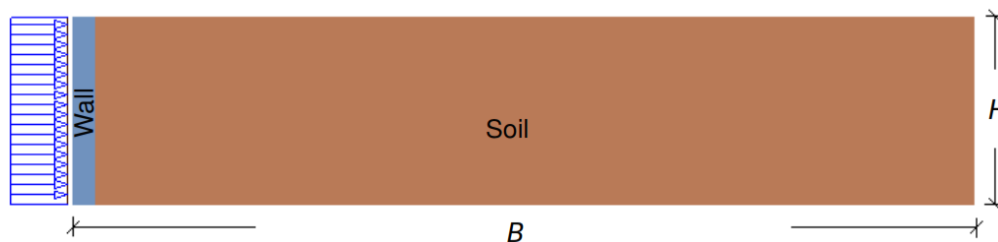


Figura 58 – Descrição do problema estudado

Solução de Referência Quando um muro de contenção é forçado contra uma massa de solo, a pressão lateral de terra passiva é exercida do solo para o muro. Para descrever a componente horizontal da pressão que o solo exercerá, é utilizado um coeficiente de pressão de terra K_{ph} de acordo com a teoria de Coulomb:

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_p) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha},$$

onde os parâmetros α , ϕ , δ_p e β são definidos na Figura seguinte. O ângulo de atrito do muro é denotado por δ_p e o ângulo de atrito do solo por ϕ . O resultado da pressão terrestre passiva horizontal é [1]:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ph}.$$

Para levar em conta o desenvolvimento de deformações irreversíveis no solo, sob a ação da carga passiva, é necessário utilizar um modelo de plasticidade. A ocorrência de plasticidade em um cálculo pode ser avaliada com uma função de cedência f , onde a condição $f = 0$ representa o escoamento plástico. Esta condição pode ser representada como uma superfície no espaço das tensões principais. Neste caso de estudo, é adotado o modelo de Mohr-Coulomb, que representa um comportamento elástico perfeitamente plástico. Um modelo perfeitamente plástico corresponde a uma superfície de cedência fixa, ou seja, uma superfície de cedência totalmente definida pelos parâmetros do modelo e que não é afetada por deformações plásticas. Além disso, para estados de tensão dentro da superfície de cedência, o comportamento é puramente elástico e todas as deformações são reversíveis. Assim, o modelo de Mohr-Coulomb requer a entrada de um total de cinco parâmetros: o módulo de Young E e o coeficiente de Poisson ν para a definição da elasticidade, e três para a plasticidade, o ângulo de atrito ϕ , a coesão c e o ângulo de dilatância

ψ . O ângulo de dilatância está envolvido na função de potencial plástico e controla a evolução dos incrementos de deformação volumétrica plástica [2].

$$f = \sigma_1 - \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \cdot \sigma_3 - \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi},$$

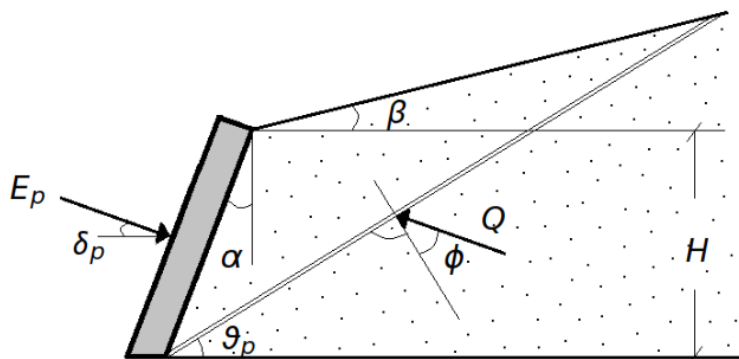


Figura 59 – Pressão Passiva por Coulomb

A função de cedência para o modelo de Mohr-Coulomb [2] é definida pela Equação apresentada na figura anterior, onde σ_1 e σ_3 são as tensões principais, e sua superfície de cedência é mostrada na Figura seguinte.

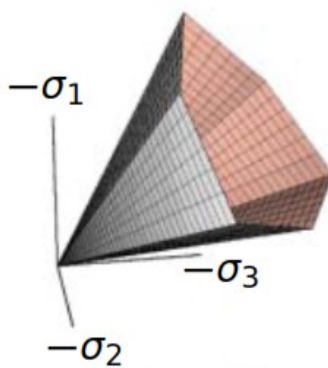


Figura 60 – Superfície de Cedência de Mohr-Coulomb no Espaço das Tensões Principais

1.2.2 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo estão definidas na Tabela seguinte. O modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb é utilizado para a modelação do comportamento do solo. A carga é definida como um deslocamento unitário de suporte na direção indicada e é aumentada gradualmente até um

valor limite. Ela é aplicada no nó 405, que está acoplado cinematicamente com os nós da parede, conforme mostrado na Figura seguinte, e, por consequência corresponde a uma carga uniformemente aplicada nos nós da parede. O deslocamento máximo é registado para cada incremento de carga, e a curva de pressão passiva horizontal-deslocamento é desenhada em relação à solução de referência de acordo com a teoria de Coulomb.

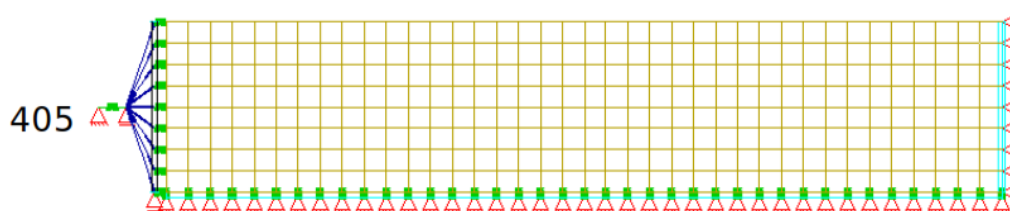


Figura 61 – Modelo de elementos finitos

Tabela 21 – Propriedades do modelo

Material Properties		Geometric Properties		Loading
Wall	Soil	Wall	Soil	
$E = 30000 \text{ MPa}$	$E = 300 \text{ MPa}$	$B = 0.1 \text{ m}$	$B = 30 \text{ m}$	$W_x = 1 \text{ mm}$
$\nu = 0.18$	$\nu = 0.20$	$H = 0.8 \text{ m}$	$H = 6 \text{ m}$	
$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$			
	$c = 1 \text{ kN/m}^2$			
	$\phi = 38^\circ$			
	$\psi = 6^\circ$			
	$\delta_p = \phi/3$			

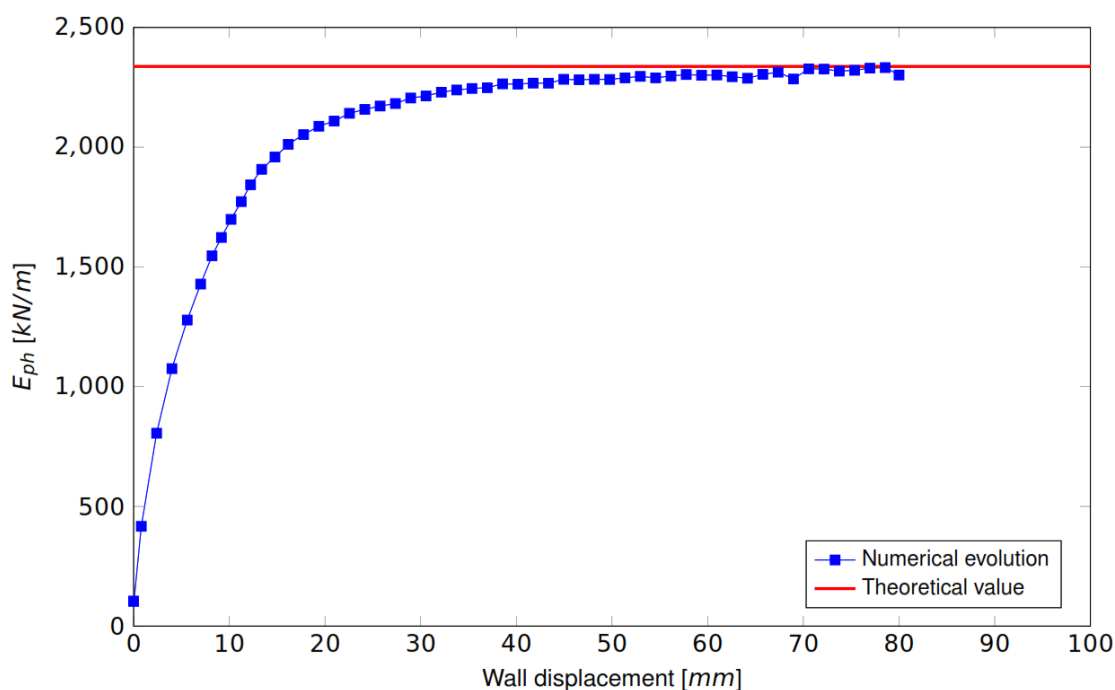


Figura 62 – Pressão passiva horizontal do terreno, curva pressão–deslocamento (kN/m | mm)

1.2.3 Conclusão

Este exemplo examina a determinação da pressão passiva horizontal para uma massa de solo retida por um muro. Foi adotado o modelo de Mohr–Coulomb para a definição do comportamento do material do solo. Foi demonstrado que o comportamento do solo é capturado com precisão.

1.2.4 Referências

- [1] K. Holschemacher. Entwurfs- und Berechnungstabeln für Bauingenieure. 3ª ed. Bauwerk, 2007.
- [2] AQUA Manual: Materials and Cross Sections. Versão 18-0. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2017.
- [3] Benchmark Example No. 20 – Passive Earth Pressure. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

1.3 Caso de estudo 2 – Modelo Hardening Soil

1.3.1 Descrição do Problema

O caso de estudo 1 é aqui estendido para o caso de um material de solo descrito pelo modelo de solo hardening soil. O problema consiste numa massa de solo retida por um muro, conforme mostrado na Figura seguinte. A pressão passiva horizontal é determinada e comparada ao valor obtido para o caso da massa de solo forçada externamente até à sua resistência limite.

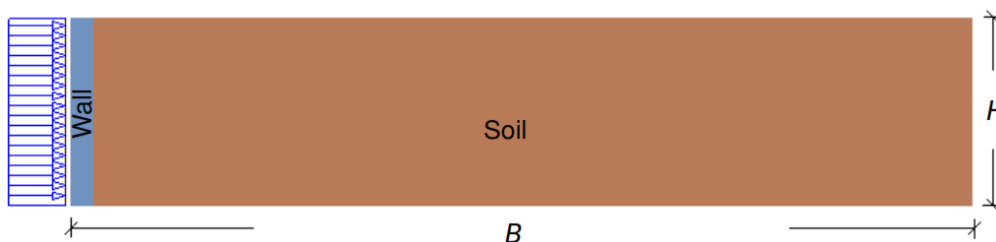


Figura 63 – Descrição do problema estudado

Solução de Referência Quando um muro de contenção é forçado contra uma massa de solo, a pressão lateral de terra passiva é exercida do solo para o muro. Para descrever a componente horizontal da pressão que o solo exercerá, é utilizado um coeficiente de pressão de terra K_{ph} de acordo com a teoria de Coulomb:

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_p) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha},$$

onde os parâmetros α , ϕ , δ_p e β são definidos na Figura seguinte. O ângulo de atrito do muro é denotado por δ_p e o ângulo de atrito do solo por ϕ . O resultado da pressão terrestre passiva horizontal é [1]:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ph}.$$

Para levar em conta o desenvolvimento de deformações irreversíveis no solo, sob a ação da carga passiva, é necessário utilizar um modelo de plasticidade. Neste caso de estudo, é adotado o modelo de plasticidade hardening soil, que é um material elastoplástico estendido com uma regra de endurecimento otimizada [2]. Em contraste com o modelo de Mohr-Coulomb (caso de estudo 1), que é um modelo elástico-perfeitamente-plástico, a superfície de cedência de um modelo de plasticidade com endurecimento não é fixa, mas pode expandir-se devido às deformações plásticas. A regra de endurecimento é baseada numa relação tensão-deformação hiperbólica, derivada de testes triaxiais.

O endurecimento é limitado pela resistência do material, representada pelo critério de rotura clássico de Mohr-Coulomb. Adicionalmente, o modelo leva em conta a rigidez dependente da

tensão, capta o estado de carga e, portanto, pode considerar a rigidez diferente em caminhos de carregamento primário e descarregamento/re-carregamento. As características importantes do modelo são [2]:

- O endurecimento desviador baseado na relação tensão-deformação hiperbólica: parâmetro de entrada $E_{50,ref}$ e R_f ;
- O critério de rotura de Mohr-Coulomb: parâmetro de entrada ϕ , c , ψ ;
- A rigidez dependente da tensão: parâmetro de entrada m , P_{ref} ;
- A rigidez dependente do carregamento: parâmetro de entrada μ , E_{ur} ;
- A limitação opcional da tensão de tração: parâmetro de entrada f_t ;
- A modelação do comportamento contratante e rigidez durante a compressão primária (testes edométricos): parâmetro de entrada $E_{s,ref}$;
- A preservação de uma relação de tensão realista: parâmetro de entrada k_0 .

O endurecimento é limitado pela resistência do material.

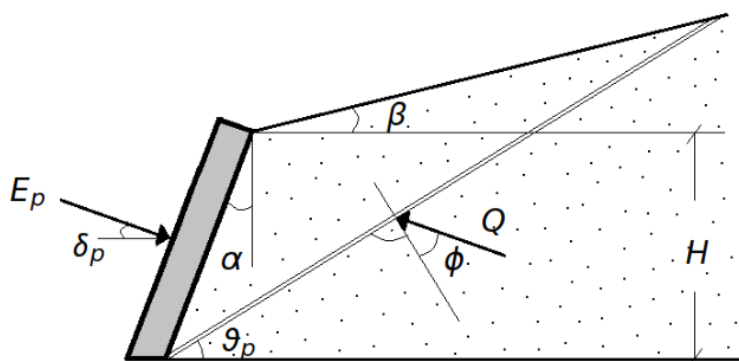


Figura 64 – Pressão Passiva por Coulomb

A superfície de cedência (Figura seguinte) para o modelo de plasticidade com endurecimento é delimitada pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, enquanto as propriedades edométricas criam uma superfície de cedência em forma de cap, fechando a região elástica na direção do eixo p .