

15 PROJETO DE OBRAS COMPLEMENTARES

15.1 Considerações gerais

Este capítulo apresenta o projeto de obras complementares, como parte integrante do Projeto de Engenharia Rodoviária para Implantação e Pavimentação dos Contornos Viários de Joaçaba, Herbal d'Oeste e Luzerna – Lote 02 – Contorno Viário Oeste.

15.2 Escopo básico

O escopo básico do projeto de obras complementares compreende:

- cercas e muros;
- defesa metálica;
- remoção de edificações;

15.3 Cercas e muros

Para efeito de quantificação, foi prevista a remoção das cercas e muros interferentes com o projeto em estudo. As quantidades foram definidas por meio de medição dos dispositivos existentes no desenho digital.

Com a finalidade de delimitar fisicamente a faixa de domínio da rodovia e garantir sua proteção patrimonial, bem como impedir o acesso de animais à faixa de rolamento, está prevista a implantação de cercas ao longo dos limites da área de domínio público.

As cercas serão constituídas por quatro fios de arame farpado, fixados em mourões de concreto, solução que apresenta elevada durabilidade, baixa necessidade de manutenção e boa resistência às intempéries e às ações mecânicas.

A adoção desse sistema de cercamento contribui para o aumento da segurança viária, ao reduzir o risco de acidentes decorrentes da presença de animais na pista, além de auxiliar na organização e no controle do uso e ocupação da faixa de domínio, prevenindo invasões, usos indevidos e conflitos com propriedades lindeiras.

15.4 Defesa metálica

As defensas previstas no projeto são do tipo metálica semi-maleável simples.

A definição dos pontos de implantação baseou-se em critérios técnicos, considerando a existência de aterros elevados e as declividades dos taludes laterais.

A localização desses dispositivos encontra-se indicada nas pranchas de sinalização e de obras complementares.

Todas as defensas deverão ser providas de sinalização com delineadores refletivos.

Considerando a velocidade diretriz da via de 60 km/h, as extremidades iniciais e finais das defensas deverão ser equipadas com terminais absorvedores de energia, atendendo às especificações técnicas da SIE.

15.5 Remoção de edificações

Foram quantificadas para demolição e remoção todas as edificações existentes dentro da faixa de domínio proposta para o projeto em estudo.

16 PROJETO DE OAE

16.1 MEMÓRIA DE CÁLCULO OAE – PONTE RODOVIÁRIA

16.1.1 Materiais

Concreto p/ Superestrutura	fck 40 MPa (fator a/c<0,45);
Concreto p/ Pilares	fck 30 MPa (fator a/c<0,55);
Concreto p/ Blocos	fck 30 MPa (fator a/c<0,55);
Aço CA 50	fyk 500 MPa;
Aço CA 25	fyk 250 MPa;
Classe Ambiental	II Moderada (NBR 6118:2024)

16.1.2 Coeficientes de Segurança

- $\gamma_f = 1,35$ (cargas permanentes);
- $\gamma_f = 1,5$ (cargas acidentais);
- $\gamma_s = 1,15$ (aço);
- $\gamma_c = 1,4$ (elementos de concreto).

16.1.3 Ações

As ações consideradas no dimensionamento são classificadas da seguinte forma:

- Permanentes diretas: peso próprio da estrutura, demais elementos construtivos e empuxo de solo.
- Permanentes indiretas: efeitos de retração.
- Acidentais: carregamento do trem-tipo TB-45 e multidão, com a devida consideração dos coeficientes de impacto, frenagem, aceleração, efeitos de temperatura e ação do vento.

16.1.4 Solicitações

Embora a estrutura tenha sido analisada por meio de um procedimento convencional, admitindo comportamento elástico linear, adota-se a rigidez secante dos elementos estruturais, em conformidade com a NBR 6118 (2023), de modo a considerar de forma aproximada os efeitos de não linearidade física. Assim, aplica-se uma redução da rigidez elástica de 20 % para os pilares, 70 % para as placas e 60 % para as vigas.

16.1.5 Abertura de Fissuras

Limite adotado – $w_k = 0,3$ mm.

16.1.6 Bibliografia

NBR6118/2023 – Projeto de estruturas de concreto.

NBR7188/2024 – Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas.

NBR6122/2022 – Projeto e execução de fundações.

NBR7187/2021 – Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto.

NBR8681/2004 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

NBR19783/2015 – Aparelhos de apoio de elastômero fretado – Especificação e métodos de ensaio.

NBR6123/2023 – Forças devidas ao vento em edificações.

Fundamentos da técnica de armar – Péricles B. Fusco.

Técnicas de armar as estruturas de concreto – Péricles B. Fusco.

Construções de concreto – F. Leonhardt / E. Monnig.

Hormigon Armado – P. J. Montoya.

Pontes em concreto armado e protendido – Jayme Mason.

Pontes em concreto armado Vol. 1 e 2 – Walter Pfeil.

Aparelhos de Apoio das Estruturas – Walter de Almeida Braga.

16.1.7 Software utilizado

SCIA Engineer.

16.1.8 Critérios de Cálculo

Para o dimensionamento das armaduras das longarinas, procedeu-se inicialmente à verificação da fase construtiva, na qual atuam apenas o peso próprio da longarina e o peso da capa de concreto da laje recém-lançada (ainda não consolidada), acrescidos de uma sobrecarga de operação de $0,15 \text{ tf/m}^2$. Essa verificação permite determinar a flecha inicial e avaliar a necessidade de contraflechas.

Já para o dimensionamento da obra em fase final, os elementos da supraestrutura e mesoestrutura são dimensionados para os esforços obtidos da envoltória, considerando os carregamentos permanentes e acidentais apresentados, considerando as seguintes combinações de carregamentos:

- $ELU1 (CM+FR) = 1,35CP + 1,2R + 1,5CM + 0,72CT + 0,84CV + 1,5FR;$
- $ELU2 (CM) = 1,35CP + 1,2R + 1,5CM + 0,72CT + 0,84CV;$
- $ELU3 (CT+FR) = 1,35CP + 1,2R + 1,05CM + 1,2CT + 0,84CV + 1,05FR;$
- $ELU4 (CT) = 1,35CP + 1,2R + 1,05CM + 1,2CT + 0,84CV;$
- $ELU5 (CV+FR) = 1,35CP + 1,2R + 1,05CM + 0,72CT + 1,4CV + 1,05FR;$
- $ELU6 (CV) = 1,35CP + 1,2R + 1,05CM + 0,72CT + 1,4CV.$

em que CP representa a carga permanente; CM, a carga móvel (trem-tipo e multidão); CT o carregamento devido à variação de temperatura; R, a carga indireta devido à retração; CV, a carga de vento; e FR, a frenagem (ou aceleração).

Para o dimensionamento dos elementos da infraestrutura, os esforços provenientes do modelo de cálculo são considerados sem majoração, uma vez que a NBR 6122 adota fatores de segurança globais.

As transversinas foram dimensionadas para os esforços oriundos da situação de operação com absorção de carga móvel e verificadas para a situação de manutenção (substituição do aparelho de apoio de elastômero fretado).

Também se verificou o atendimento dos elementos aos estados-limites de abertura de fissuras, fadiga e deformações excessivas.

16.1.9 Geometria da OAE

Abaixo são apresentadas as geometrias em planta, perfil longitudinal e seção transversal do viaduto.

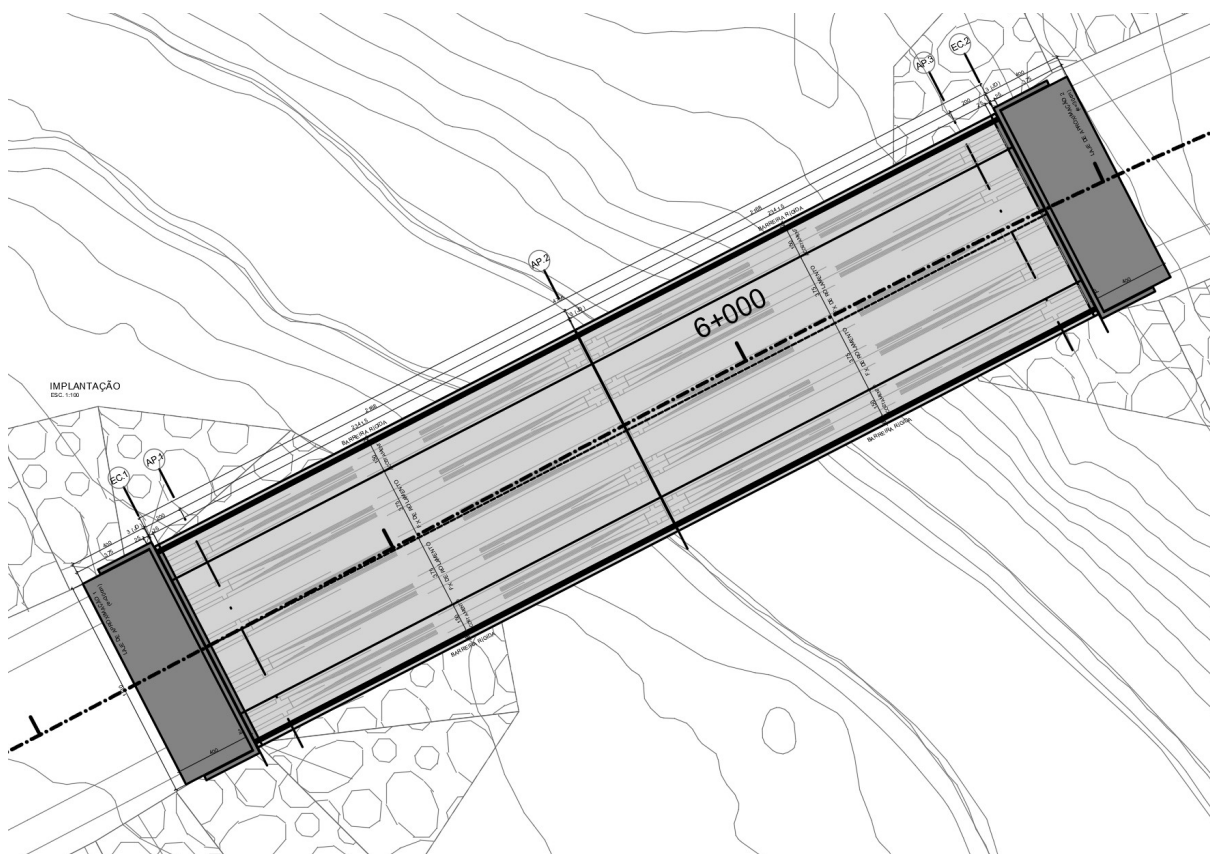


Figura 1: Planta baixa

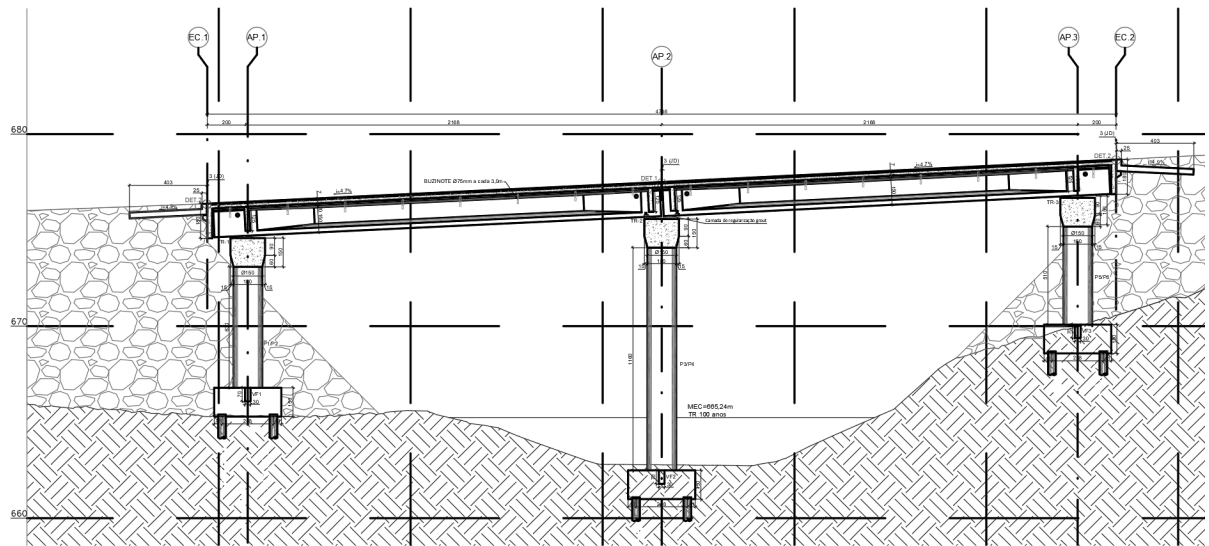
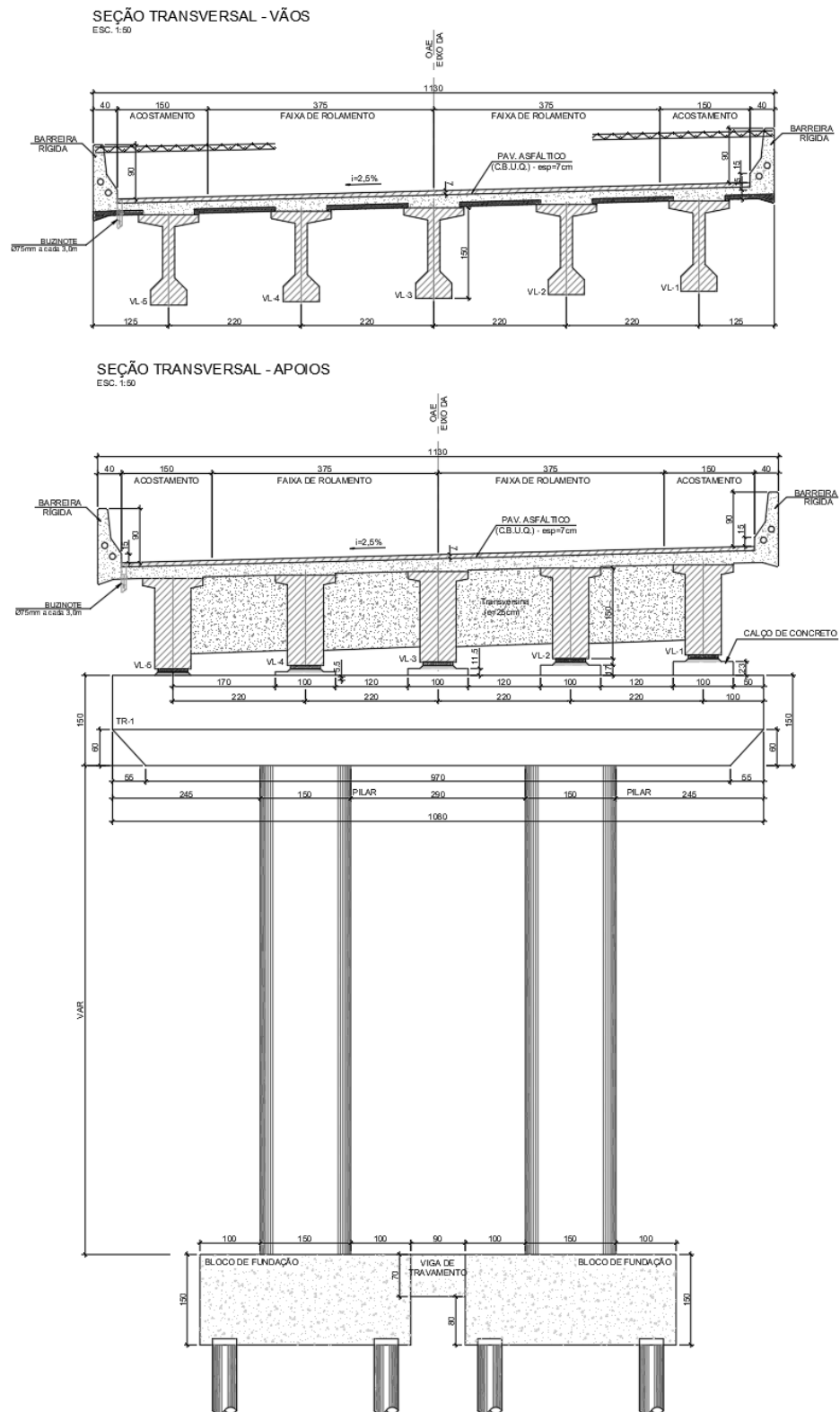


Figura 2: Perfil Longitudinal



16.1.10 Modelo de Cálculo

O modelo de cálculo tridimensional no SCIA Engineer utilizou elementos de viga e de casca. As vigas longarinas, transversinas, travessas e vigas de travamento, assim como os pilares foram modelados com elementos de viga, cuja geometria está indicada nas figuras acima. O tabuleiro e as alas laterais, por sua vez, empregaram elementos de casca.

O neoprene foi representado por um elemento de viga com rigidez equivalente, apresentando restrições laterais compatíveis com a rigidez do aparelho de apoio. A ligação entre o neoprene e as longarinas foi realizada por meio de elementos link-rígido, de modo a simular a excentricidade real entre os elementos.

O modelo considerou a largura colaborante das mesas (seção conjunta consolidada entre o tabuleiro e longarinas) para o cálculo dos esforços resistentes na fase final de obra.

O apoio rígido do bloco foi representado pelo engastamento da base dos pilares, permitindo a obtenção dos esforços necessários ao dimensionamento dos blocos e das estacas.

As figuras a seguir ilustram o modelo de cálculo desenvolvido no SCIA Engineer.

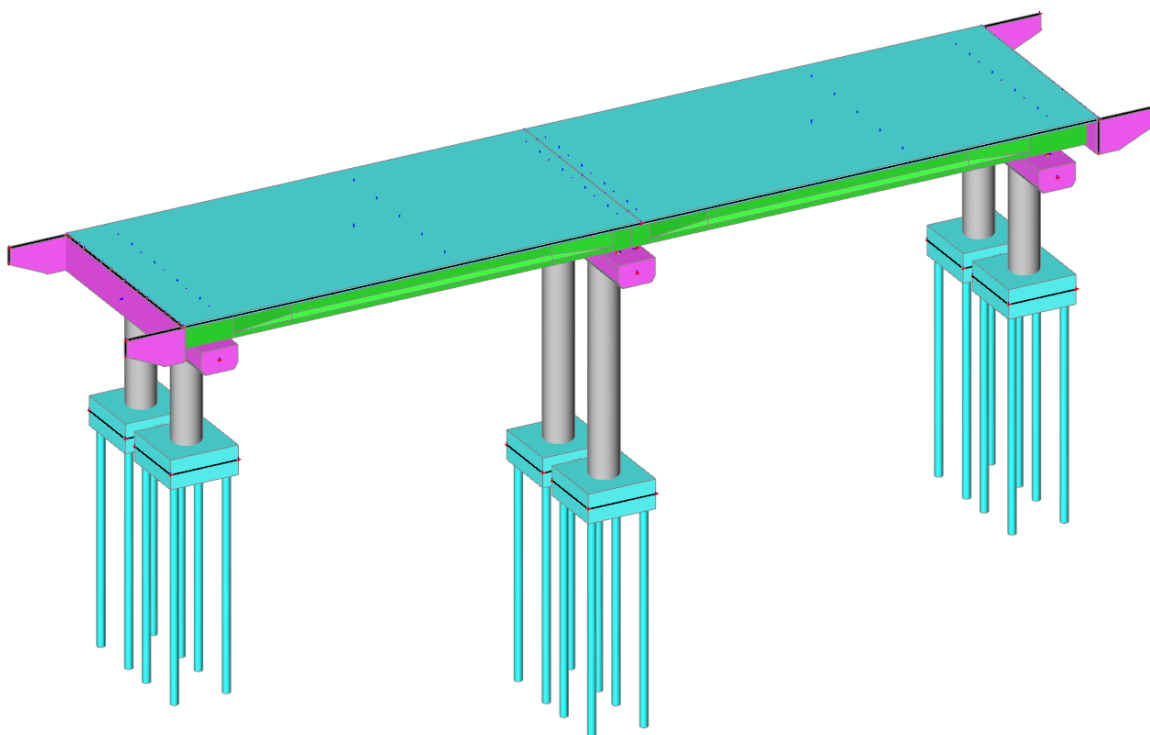


Figura 4: Modelo de cálculo completo

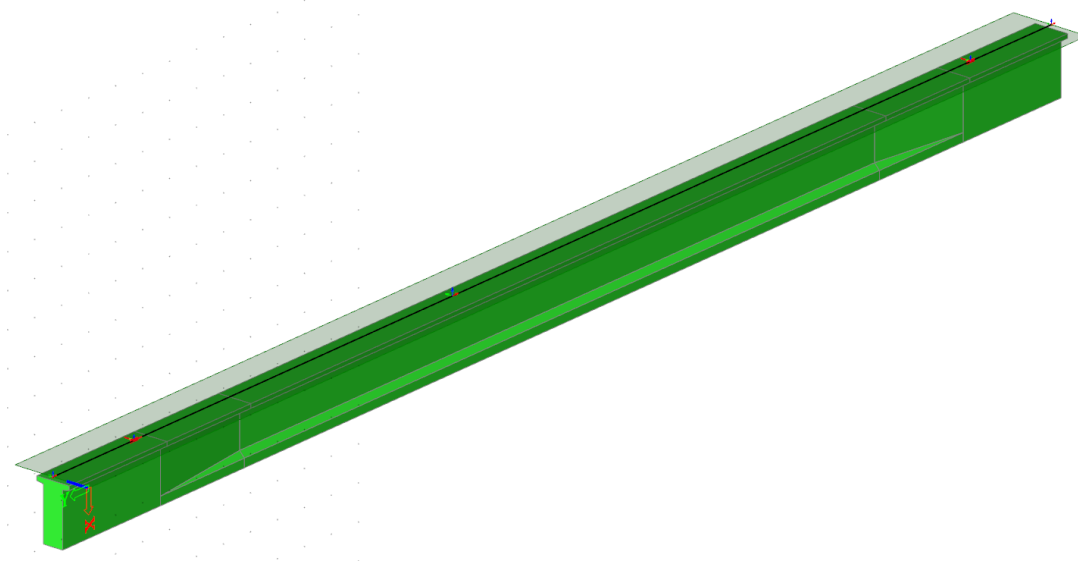


Figura 5: Detalhe longarina (mesa colaborante e variação de seção ao longo do comprimento)

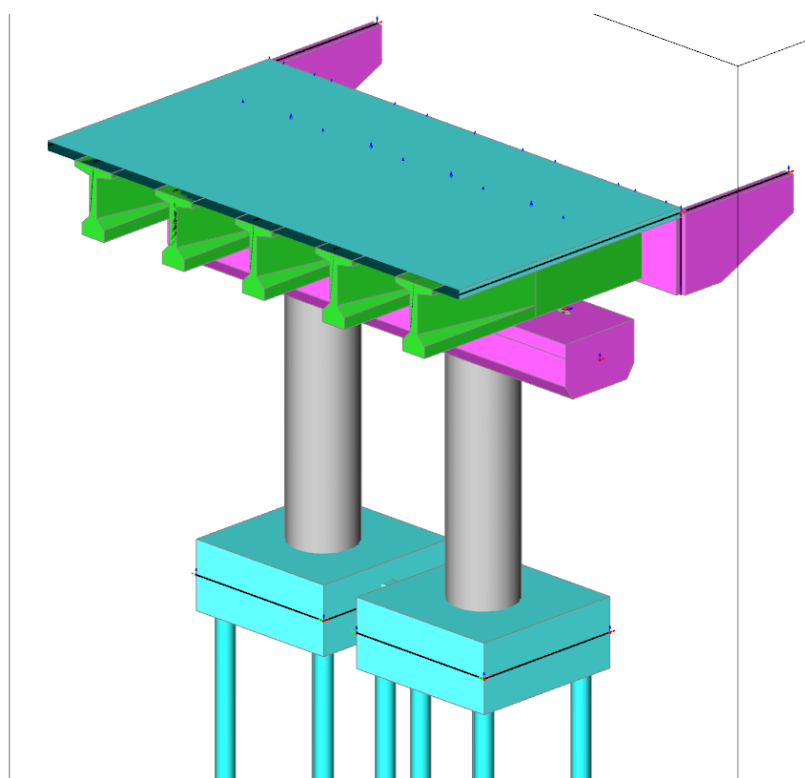


Figura 6: Corte esquemático junto aos encontros

16.1.11 Carregamentos

O peso próprio dos elementos estruturais de concreto é automaticamente considerado pelo software, utilizando um valor de $2,5 \text{ tf/m}^3$ para o peso específico. O peso dos demais elementos construtivos (incluindo barreiras, pavimento e sobrecarga adicional de recapeamento) está ilustrado nas figuras a seguir.

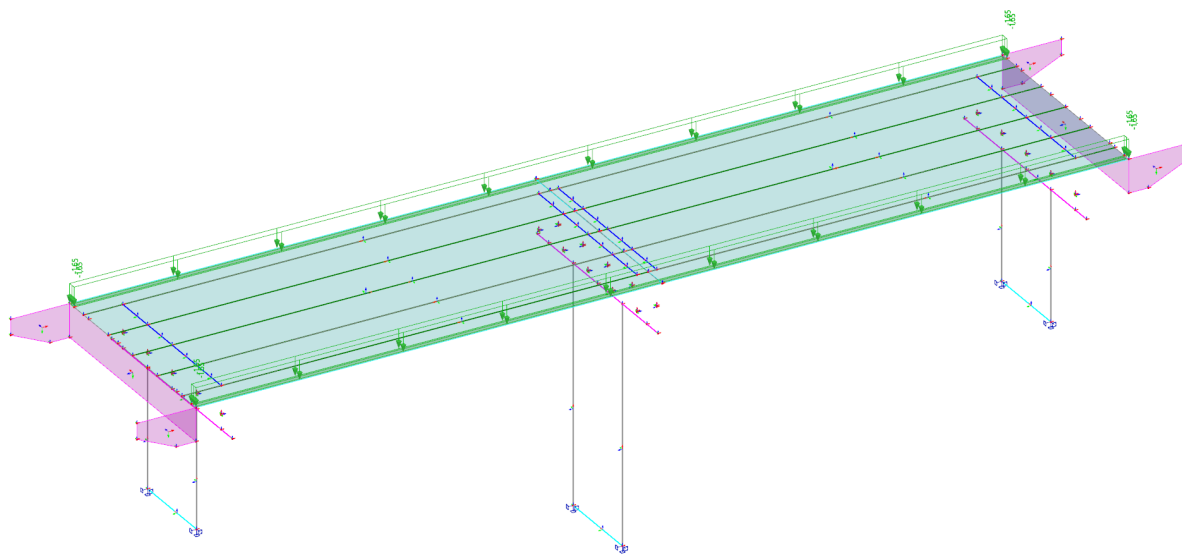


Figura 7: Carregamento devido ao peso próprio das barreiras [tf/m^2] – aplicado ao longo dos 40 cm finais

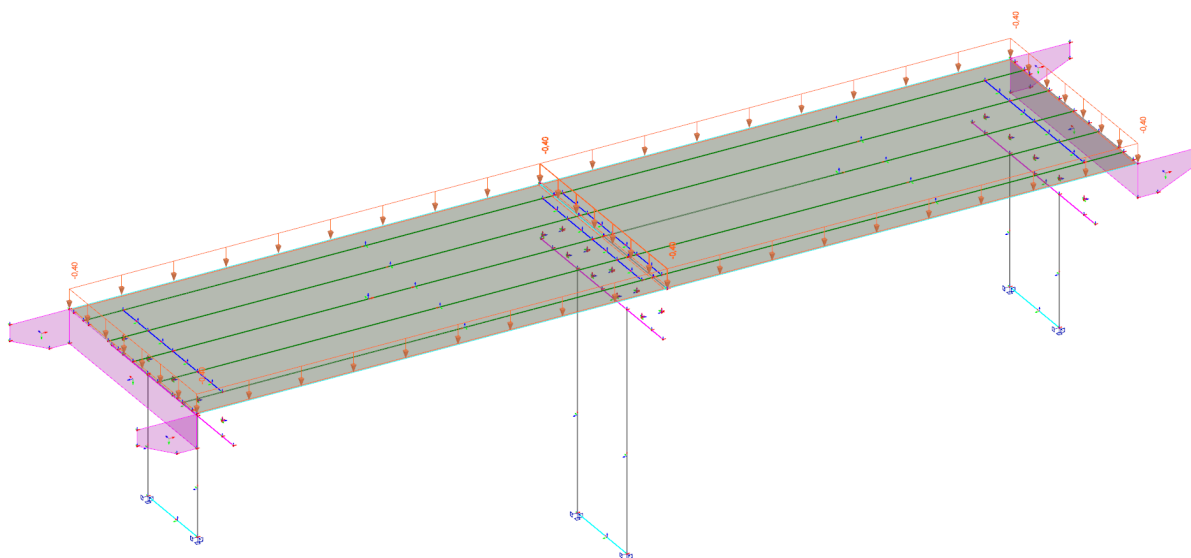


Figura 8: Carregamento devido ao peso próprio pavimentação (+ recapeamento) [tf/m²]

O trem-tipo (TB-45 com 6 rodas com 7,5 tf por ponto) junto a carga de multidão de 0,5 tf/m², aplicada no modelo de cálculo, é apresentada esquematicamente na figura abaixo.

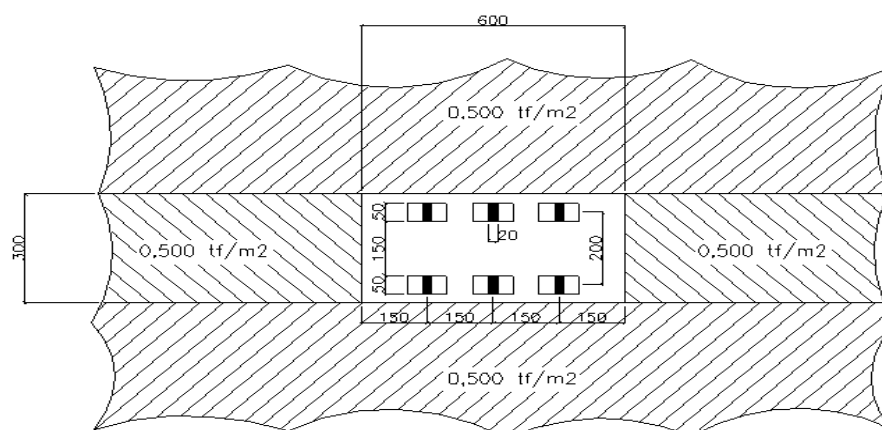


Figura 9: Carregamento do trem-tipo e multidão [tf/m²]

As cargas do trem-tipo e da multidão são multiplicados pelo coeficiente de impacto, calculado por:

- Coeficiente de impacto vertical $L=23,30\text{m}$:
 - $CIV = 1 + 1,06 \times (20/(L + 50)) = 1 + 1,06 \times (20/(23,3 + 50)) = 1,289$
com L sendo o vão.
- Coeficiente do número de faixas:
 - $CNF = 1 - 0,05 \times (n-2) > 0,9 = 1 - 0,05 \times (2-2) = 1,0$
com n sendo o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre

um tabuleiro transversalmente contínuo.

- Coeficiente de impacto adicional:
 - CIA = 1,25 (obras em concreto ou mistas).

Assim, os valores corrigidos correspondem a 12,09 tf por ponto de carga dos pneus (7,5 tf x CIV x CNF x CIA) e 0,806 tf/m² para a carga de multidão (0,5 tf/m² x CIV x CNF x CIA). Em regiões afastadas mais de 5,0 m da zona de apoio das travessas, as cargas não são majoradas pelo CIA, resultando em valores próximos de 80 % dos apresentados. Todas as seções de elementos estruturais localizados a menos de 5,0 m, em projeção horizontal e normal à junta, para cada lado da descontinuidade estrutural, devem ser dimensionados considerando os esforços provenientes das cargas móveis majoradas pelo CIA.

No modelo de cálculo, o trem-tipo foi posicionado em três configurações distintas, representando as situações críticas de dimensionamento: 40 cm das bordas direita e esquerda; e no eixo transversal da obra (centralizado). O trem-tipo foi transladado ao longo do comprimento da obra em incrementos de 1,0 m.

Para a carga de multidão, adotou-se procedimento análogo, aplicando-se o carregamento fora da região ocupada pelo trem-tipo, também com deslocamentos de 1,0 m. Nesse caso, elaborou-se uma matriz de combinações que distribui parcialmente a carga sobre diferentes regiões do tabuleiro, possibilitando a obtenção dos esforços críticos em cada elemento estrutural – seja carregando o tabuleiro integralmente, parcialmente ou em configurações específicas que se mostraram críticas para determinados elementos.

As figuras a seguir ilustram a título de exemplo, duas posições de aplicação da carga do trem-tipo e da carga de multidão no modelo de cálculo.

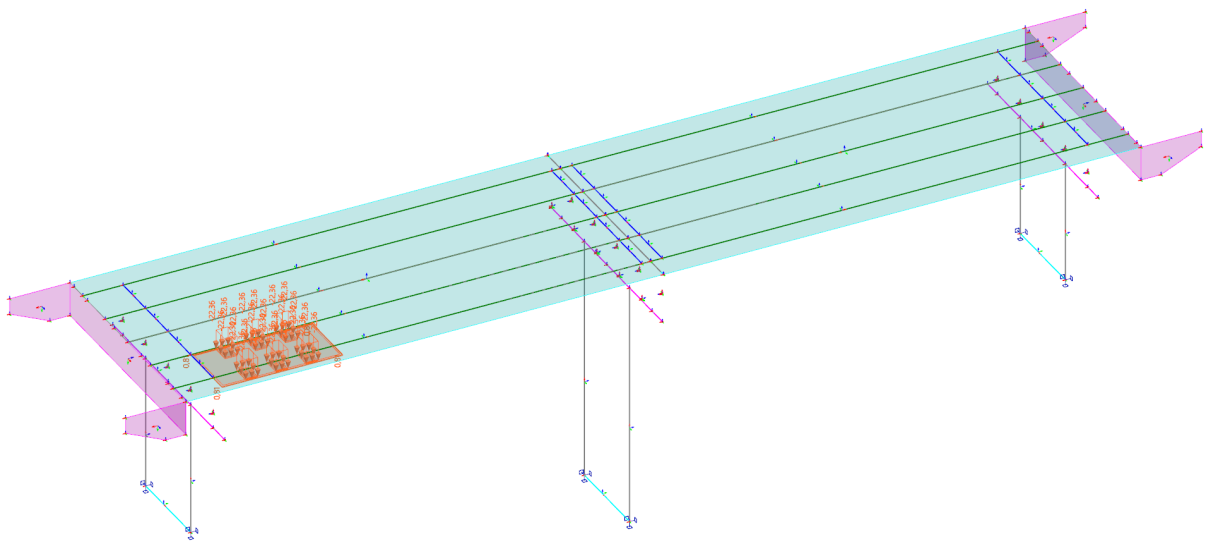


Figura 10: Carregamento do trem-tipo – pista direita [tf/m²]

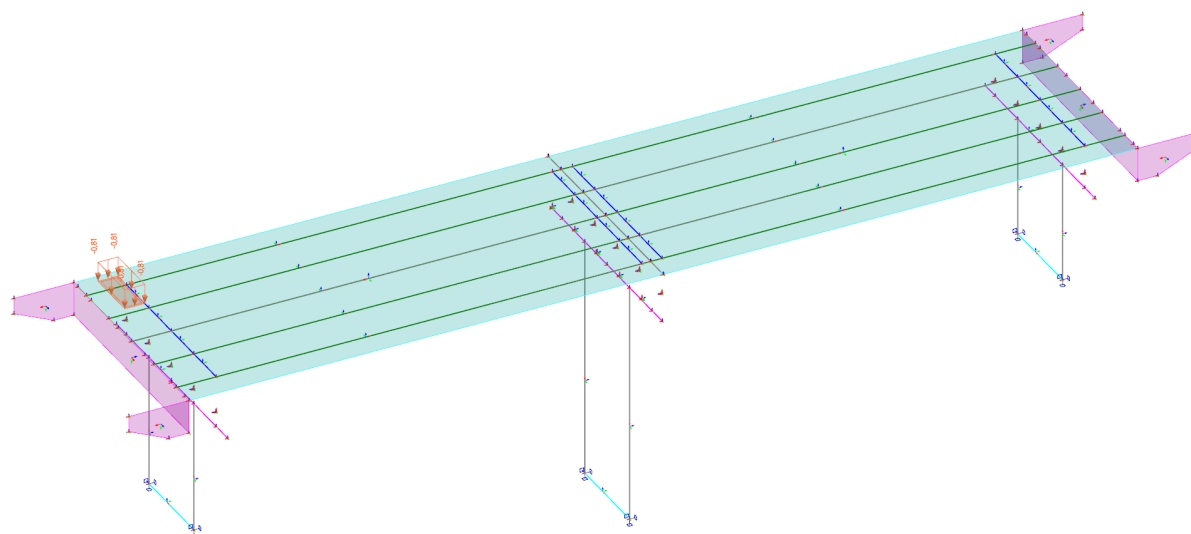


Figura 11: Carregamento de multidão [tf/m²]

O carregamento devido à frenagem ou à aceleração, aplicado ao nível do tabuleiro, deve corresponder ao maior valor entre os dois critérios seguintes: (1) para a frenagem, considera-se 5 % da carga móvel distribuída ao longo do tabuleiro (5,86 tf); e (2) para a aceleração, adota-se 30 % do veículo tipo, resultando em 13,5 tf. Assim, adota-se o critério (2), aplicando-se a carga de 13,5 tf ao longo da largura do tabuleiro, distribuída em cinco pontos de aplicação.

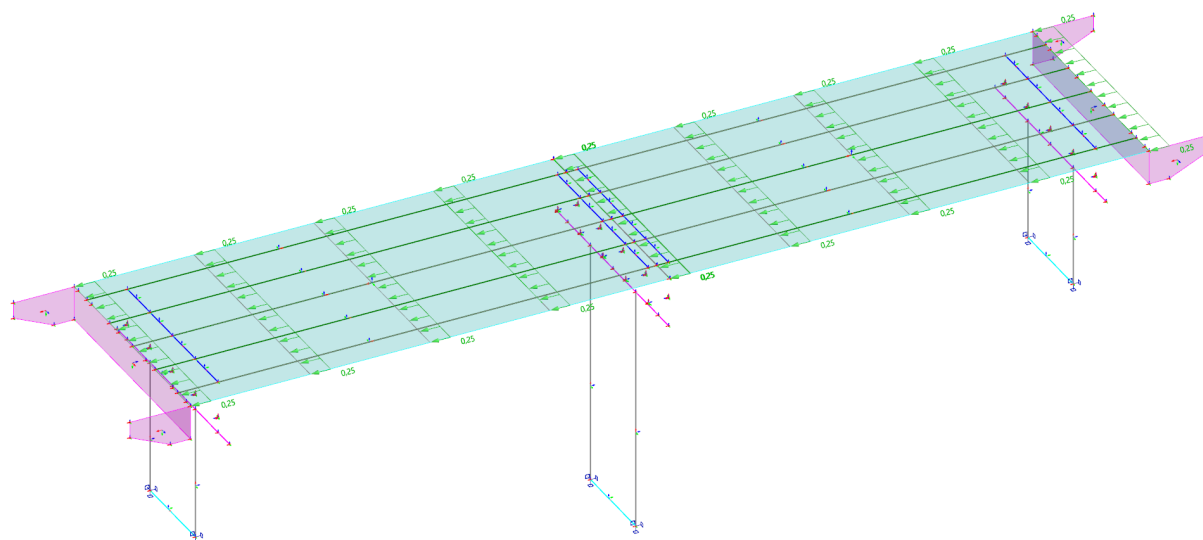


Figura 12: Carregamento devido à aceleração [tf/m]

Os carregamentos indiretos de retração e temperatura foram considerados no modelo de cálculo, por meio de uma variação térmica de 15°C. A aplicação deste efeito no modelo está ilustrada na figura abaixo.

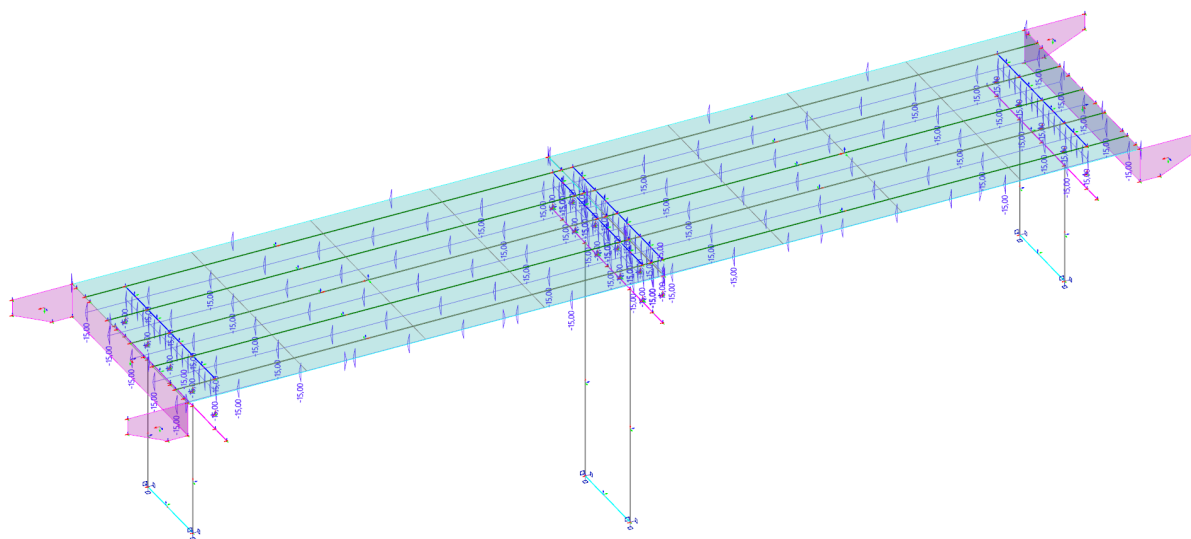


Figura 13: Variação de temperatura para carregamentos de temperatura e retração [°C]

O vento foi considerado como uma força horizontal, atuando normalmente ao eixo da estrutura e uniformemente distribuída ao longo do seu desenvolvimento. Dois cenários de carregamento foram adotados: (1) estrutura descarregada, com carga de $0,15 \text{ tf/m}^2$ aplicada sobre a superfície lateral do guarda-rodas, da laje e das vigas; e (2) estrutura carregada, com carga de $0,10 \text{ tf/m}^2$ aplicada sobre a superfície lateral do guarda-rodas, acrescida da projeção de um plano vertical normal à estrutura, com $2,0 \text{ m}$ de altura, representando a ação do vento sobre a estrutura e os veículos. As figuras a seguir ilustram a aplicação do carregamento de vento no modelo de cálculo.

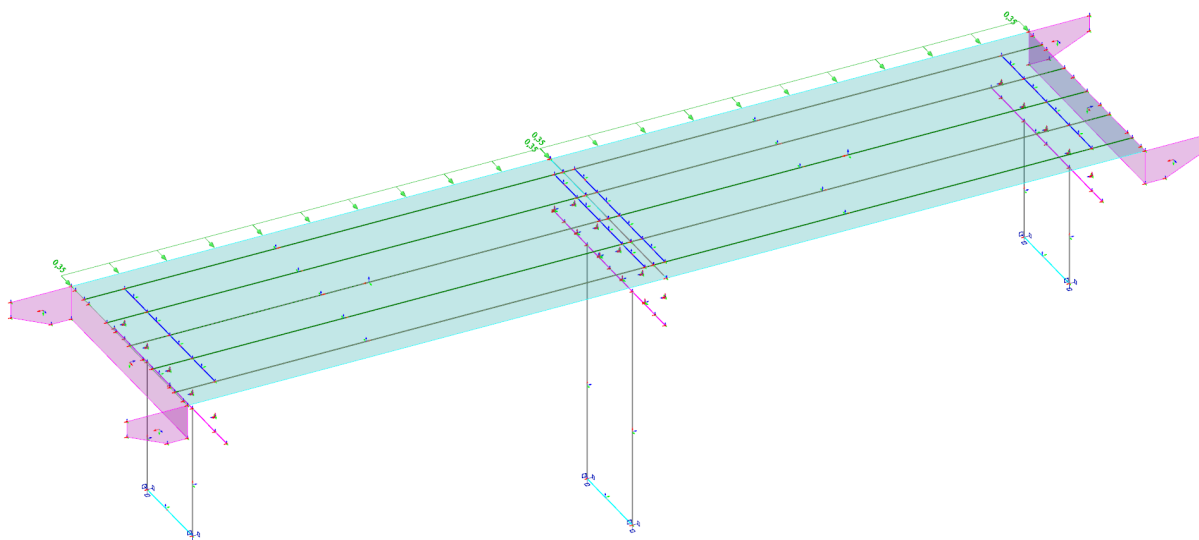


Figura 14: Carregamento devido ao vento – obra descarregada [tf/m]

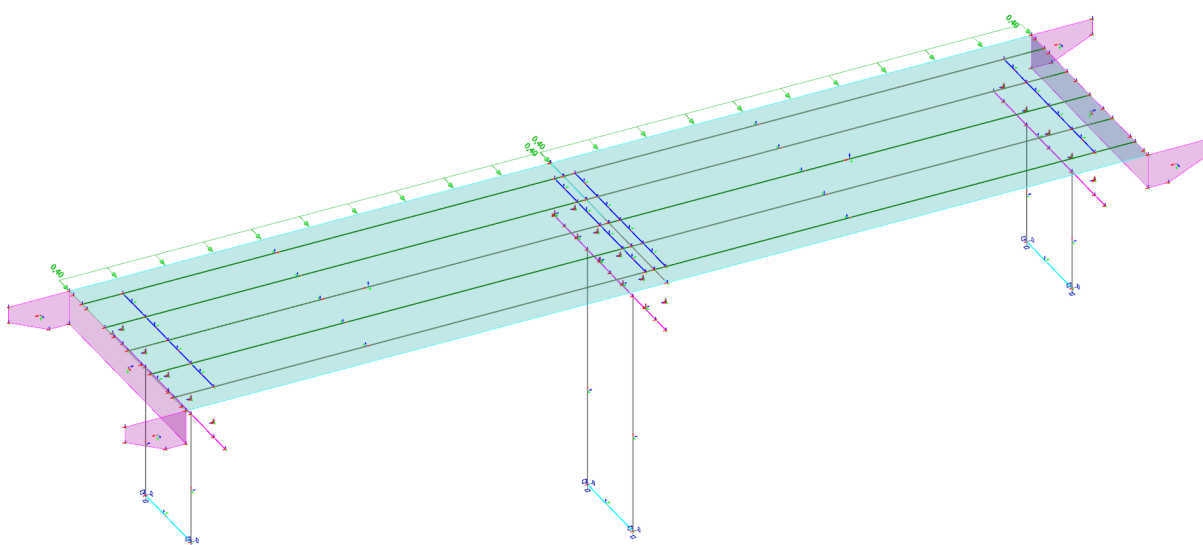


Figura 15: Carregamento devido ao vento – obra carregada [tf/m]

Nas alas de encontro do tabuleiro com a terra armada, foi considerado o empuxo do solo atuando em conjunto com o empuxo devido à sobrecarga de tráfego. Para a modelagem adotou-se solo com peso específico de $1,8 \text{ tf/m}^3$ e ângulo de atrito de 30° , além de uma pressão de veículo de $2,5 \text{ tf/m}^2$. A pressão inicial equivalente da sobrecarga corresponde a uma altura de solo de $0,60 \text{ m}$, resultando numa altura total contida de $1,70 \text{ m}$. A figura a seguir ilustra a aplicação do empuxo no modelo de cálculo. Também foi considerado o empuxo dos aterros nos pilares.

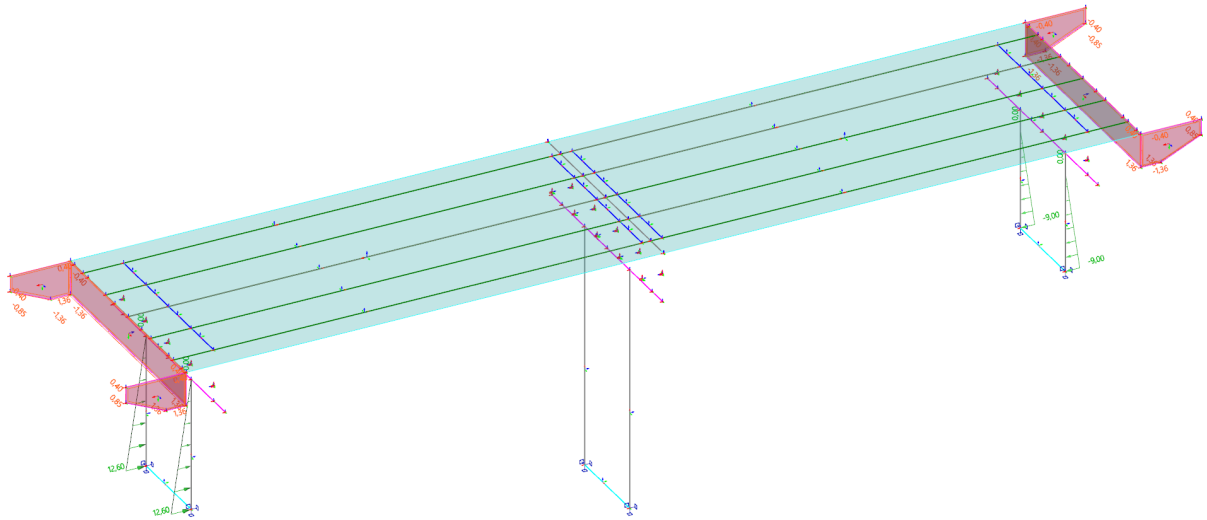


Figura 16: Empuxo devido ao solo e sobrecarga [tf/m²]

16.1.12 Propriedades das Longarinas

Nas figuras a seguir apresentam-se as propriedades geométricas das áreas correspondentes às longarinas. São consideradas as seções não consolidadas (sem a largura da mesa colaborante) e consolidadas (seção T após a cura do concreto da laje).

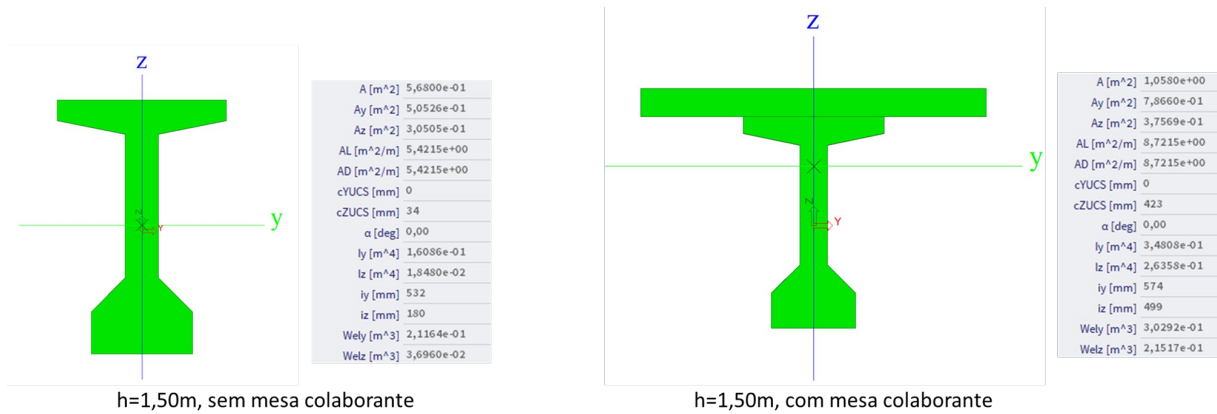


Figura 17: Propriedades geométricas longarina na seção do meio do vão – h=1,50m

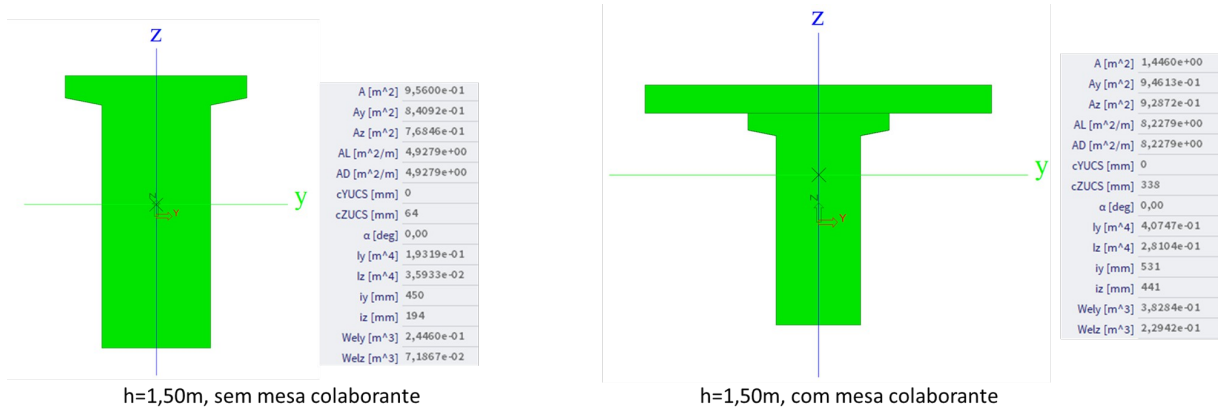


Figura 18: Propriedades geométricas longarina na seção dos apoios – h=1,50m

A flecha inicial, correspondente à condição de carregamento durante a execução da obra, é verificada com o objetivo de avaliar se o deslocamento inicial pode ser compensado por meio da adoção de contraflecha. Nessa etapa, desconsidera-se a largura colaborante das mesas (laje ainda não consolidada), uma vez que apenas a camada de concreto fresco, com seu peso próprio, está atuando. Adicionalmente, considera-se uma sobrecarga de operação de 0,15 tf/m². A figura a seguir apresenta a flecha inicial obtida para essa condição, na qual se observa um deslocamento máximo de 4,18 cm. Esse valor é passível de compensação por contraflecha de 3,0 cm.

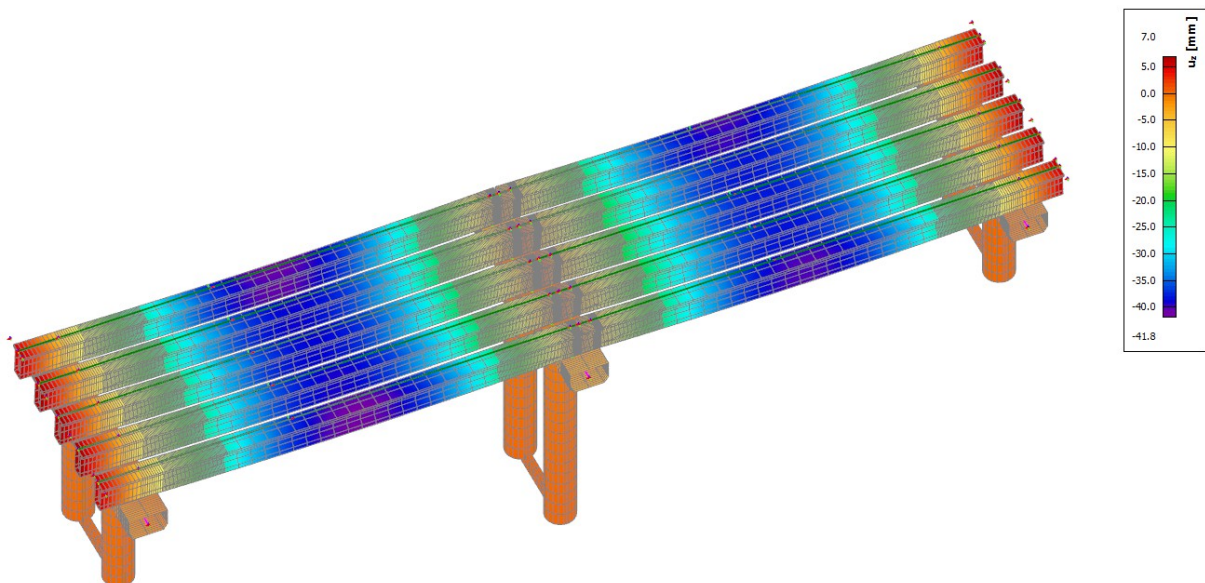


Figura 19: Deslocamentos inicial das longarinas para etapa de construção [mm]

16.1.13 Verificações de Serviço

A figura seguinte apresenta a envoltória de deslocamentos correspondente às combinações de serviço (ELS). Verifica-se que o valor máximo obtido no modelo numérico é

de 4,7 cm. Com um coeficiente efetivo de fluência igual a 2,0, o deslocamento diferido resulta em 9,4 cm.

A limitação de deslocamentos ($L/350 + \text{contraflecha} > \text{deslocamento diferido}$) resulta:

$$- 2370/350 + 3,0 > 9,4 \text{ cm (atendido).}$$

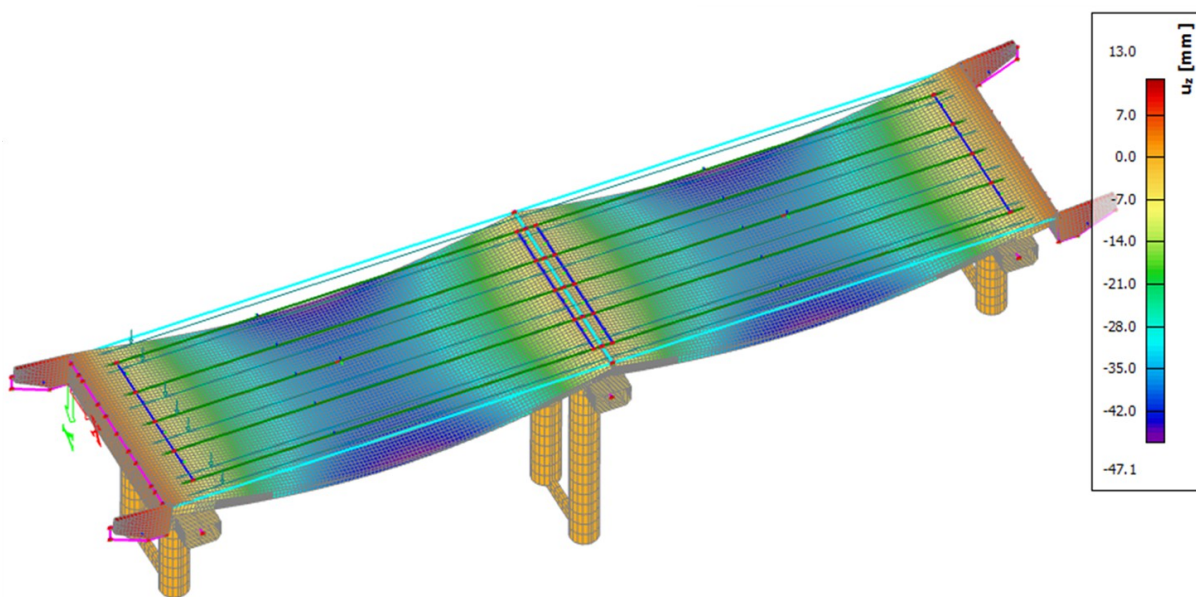


Figura 20: Envoltória de deslocamentos para combinações de ELS [mm]

A frequência fundamental da estrutura foi verificada, obtendo-se valor de 1,49 Hz. Esse resultado se situa fora da faixa de preocupação para efeitos dinâmicos associados à ação do vento, não sendo, portanto, necessária a realização de análises específicas de dinâmica estrutural. Assim, as verificações convencionais mostram-se suficientes.

16.1.14 Envoltória de Esforços

Nos subitens a seguir apresentam-se os resultados de esforços da envoltória para todas as combinações de carregamento consideradas. Cabe destacar que os elementos de infraestrutura (representados pelas reações nos engastes, utilizadas para o dimensionamento dos blocos e estacas) não se encontram majorados pelos fatores parciais de segurança.

16.1.14.1 Longarinas

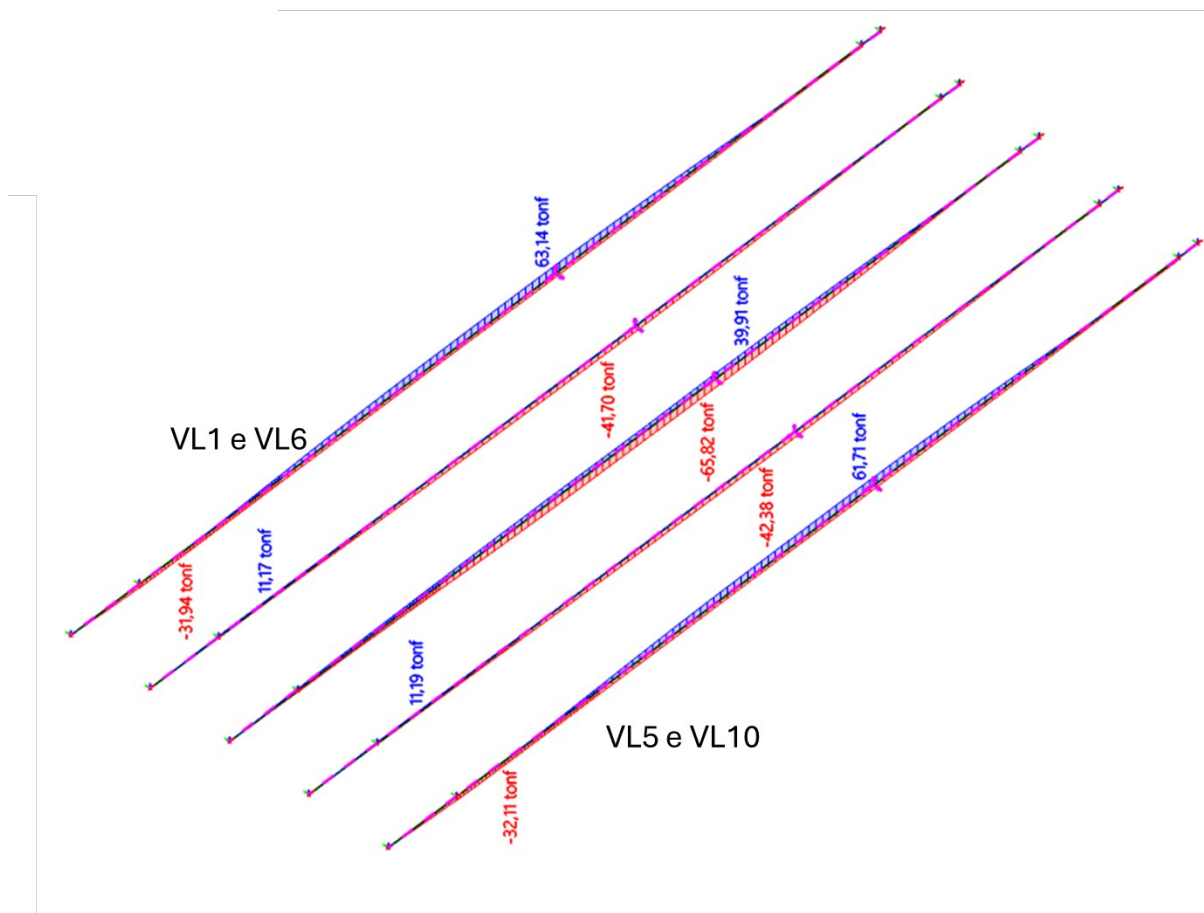


Figura 21: Esforço axial N [tf]

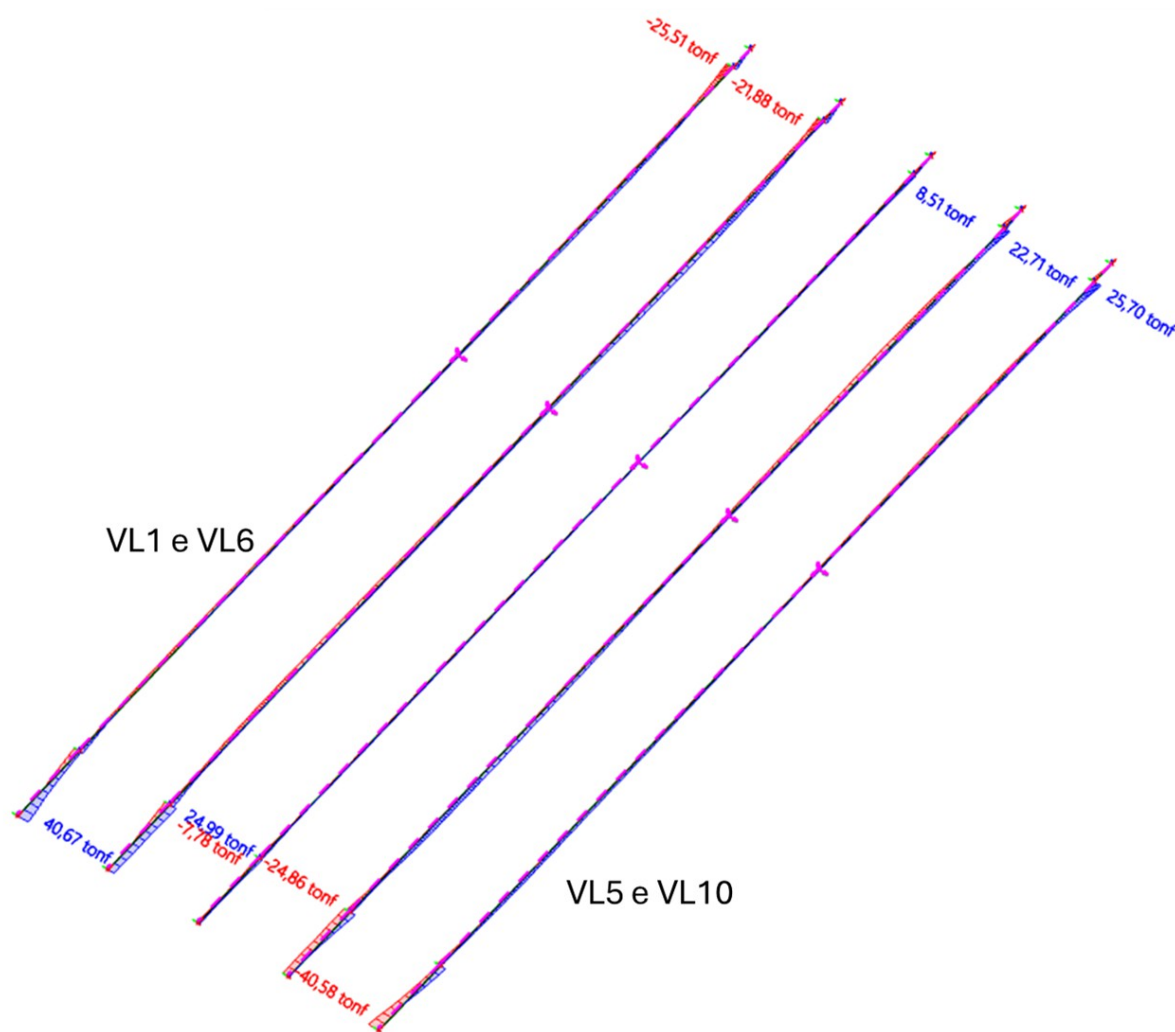


Figura 22: Esforço cortante Vy [tf]

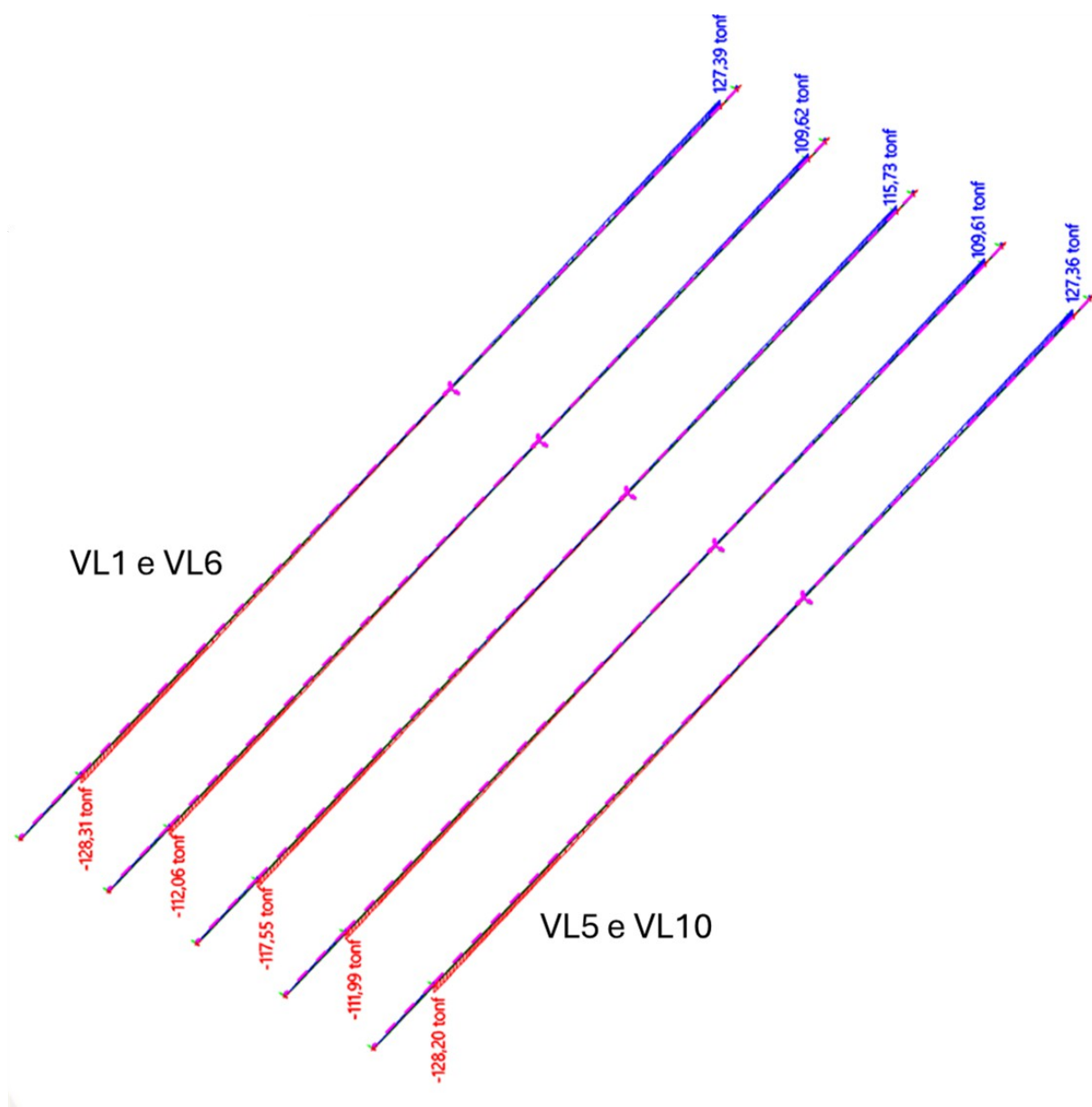


Figura 23: Esforço cortante Vz [tf]

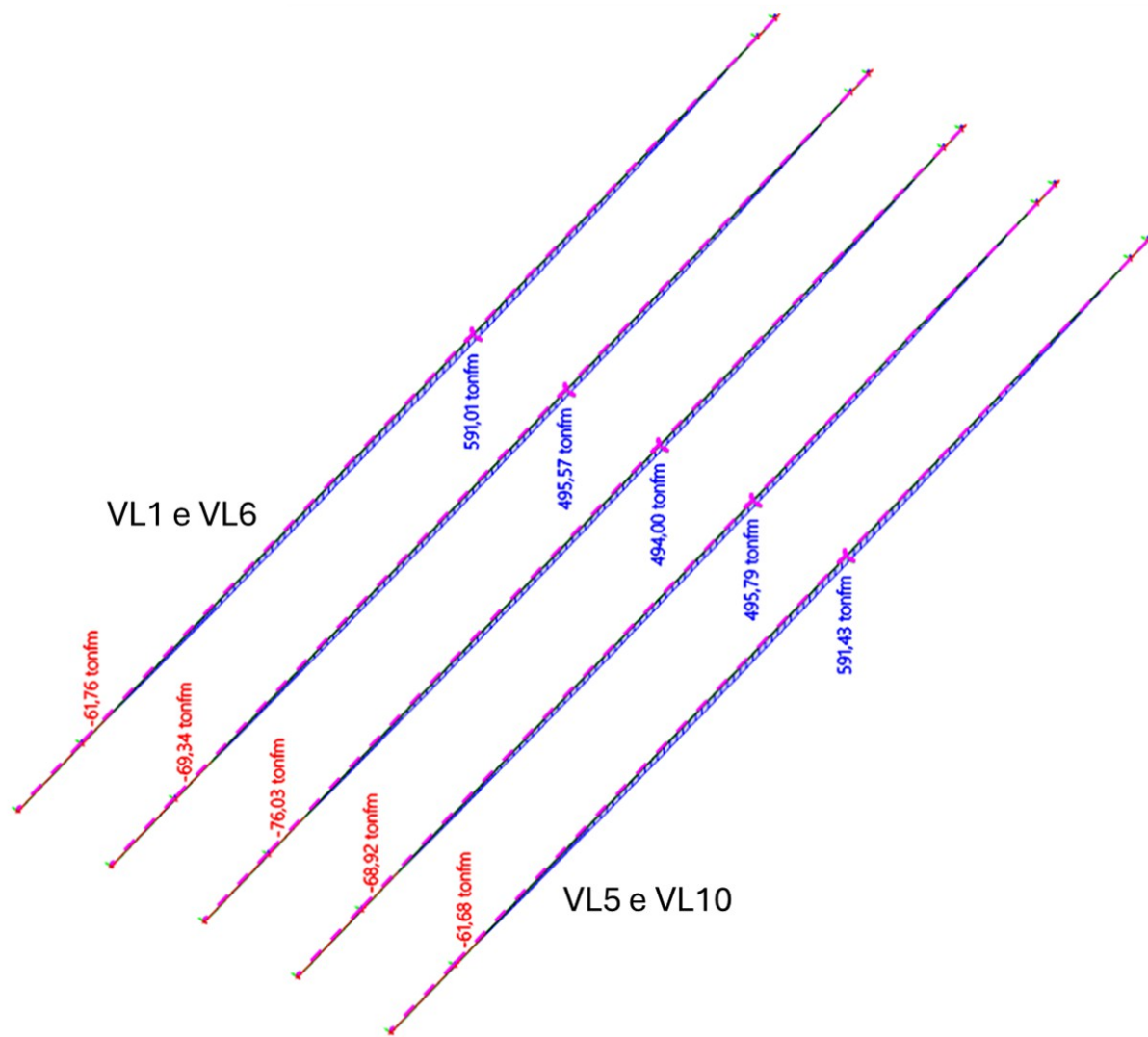


Figura 24: Momento fletor M_y [tfm]

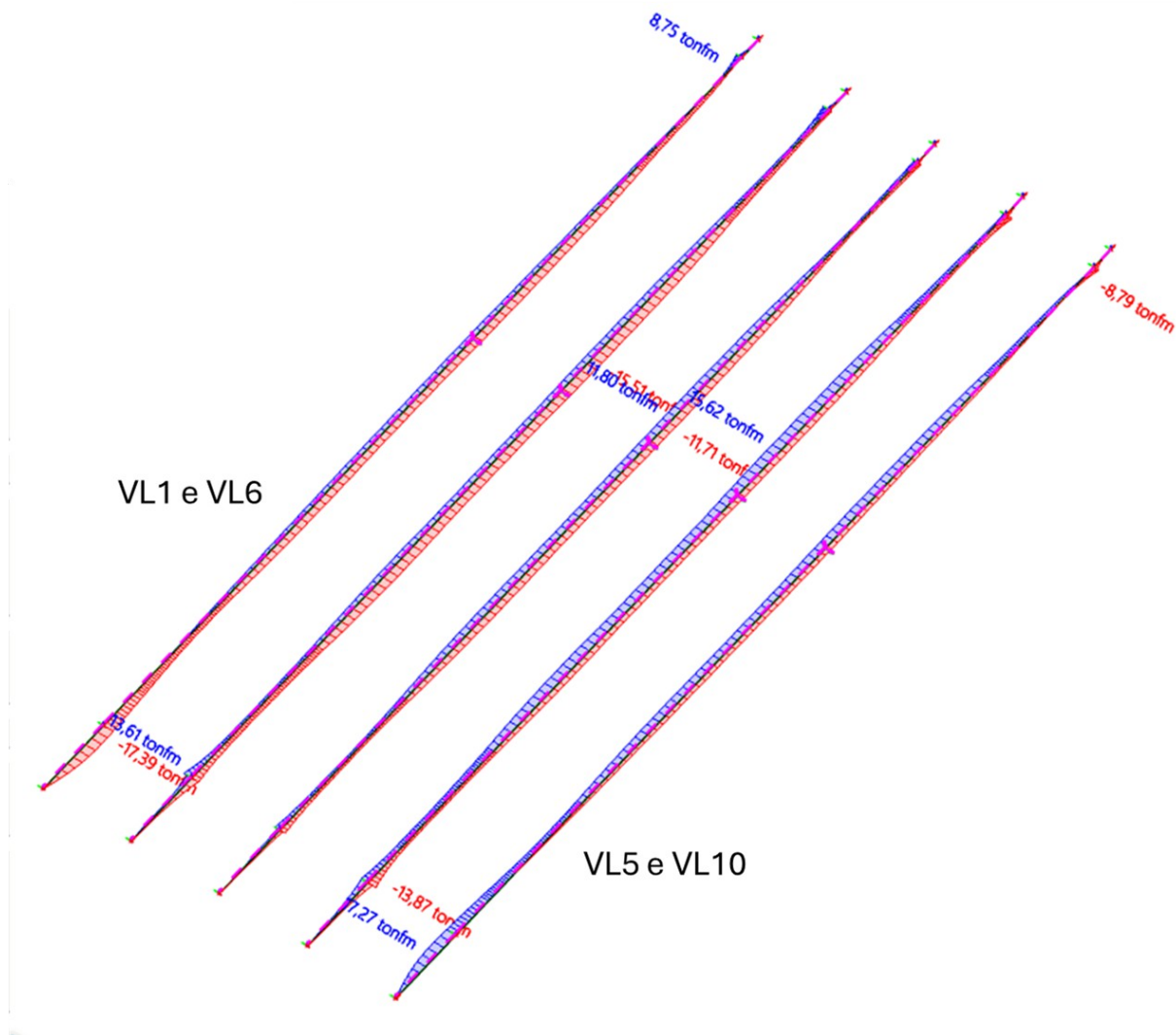


Figura 25: Momento fletor M_z [tfm]

16.1.14.2 Transversinas

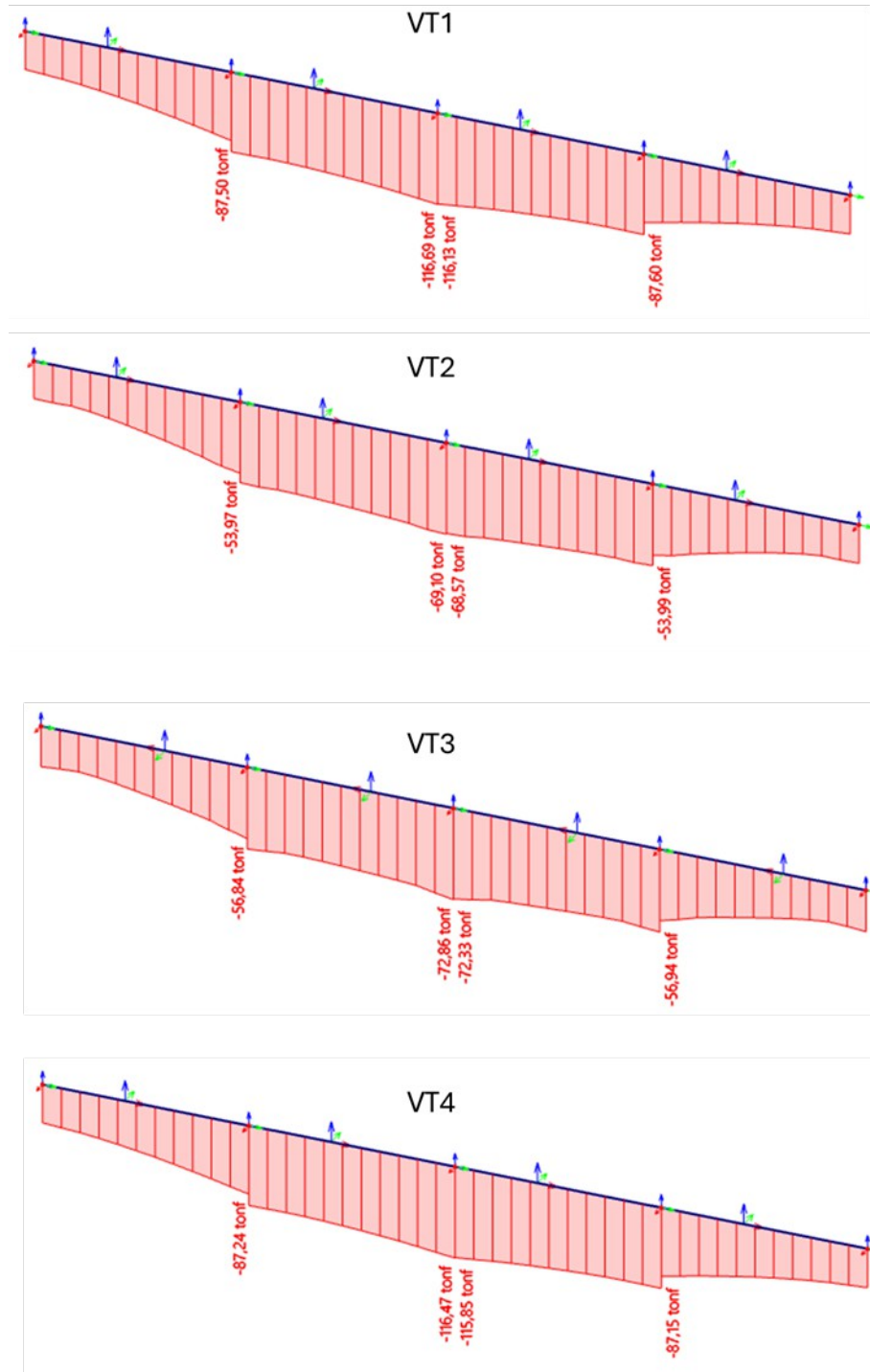


Figura 26: Esforço axial N [tf]

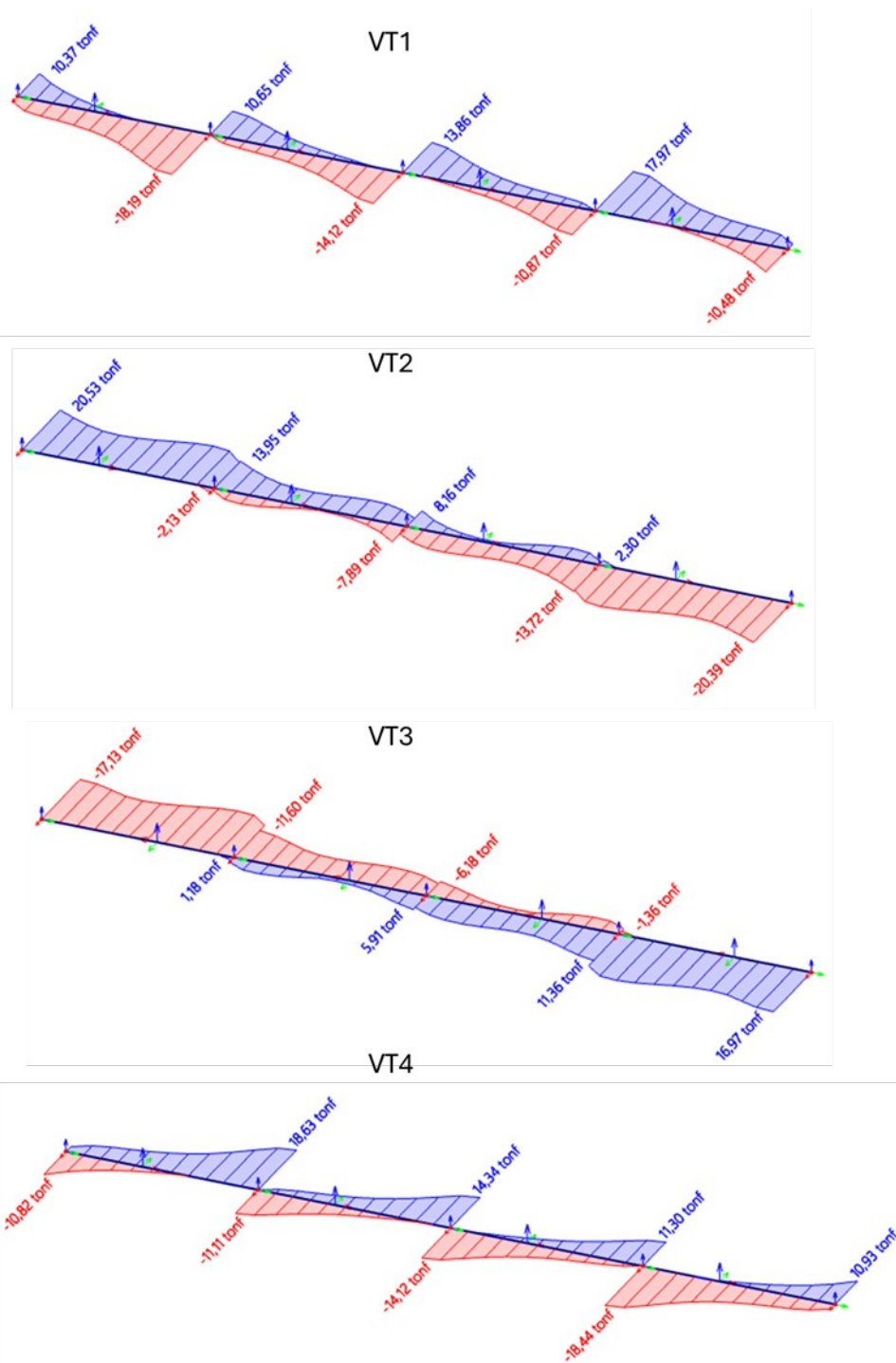


Figura 27: Esforço cortante V_y [tf]

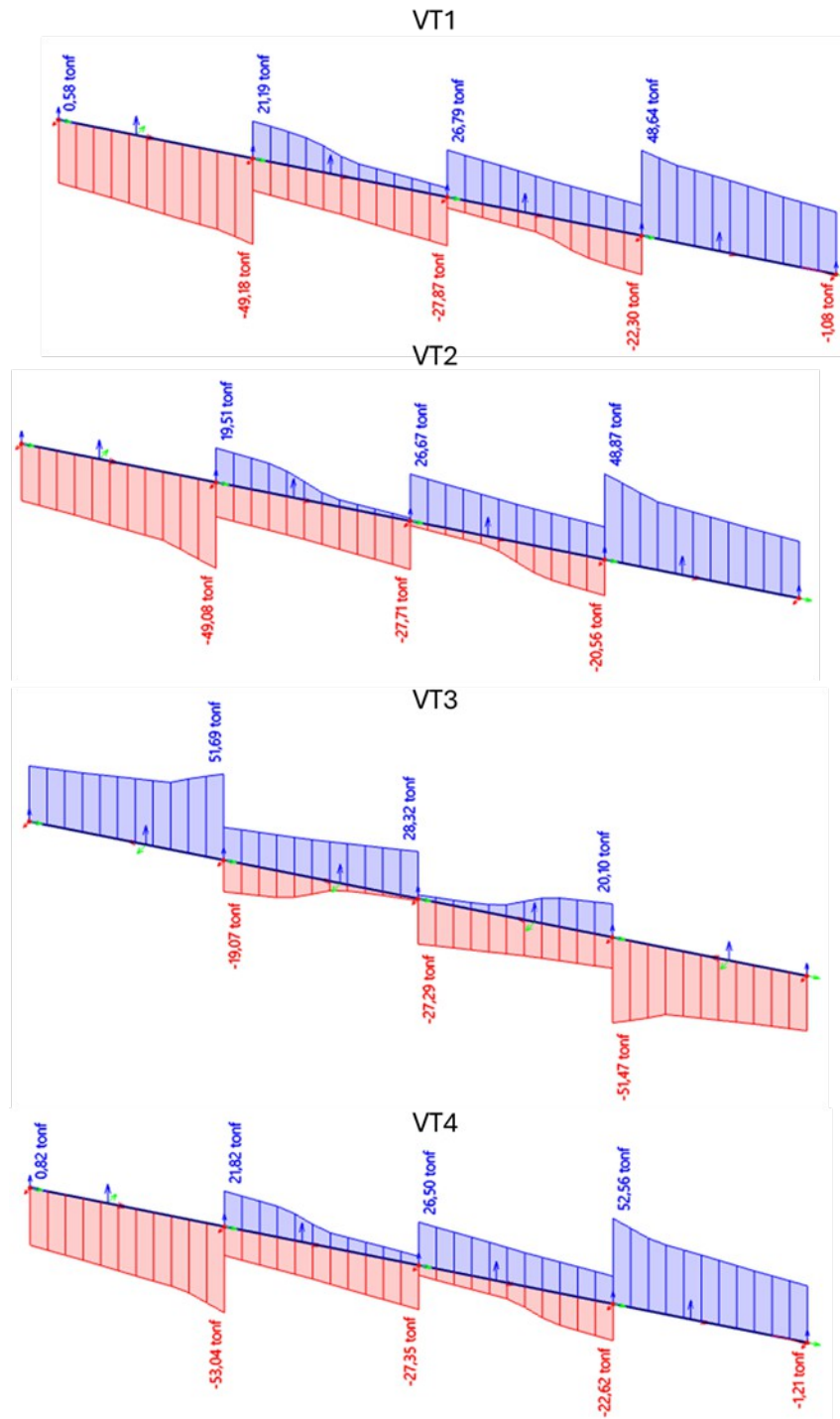


Figura 28: Esforço cortante Vz [tf]

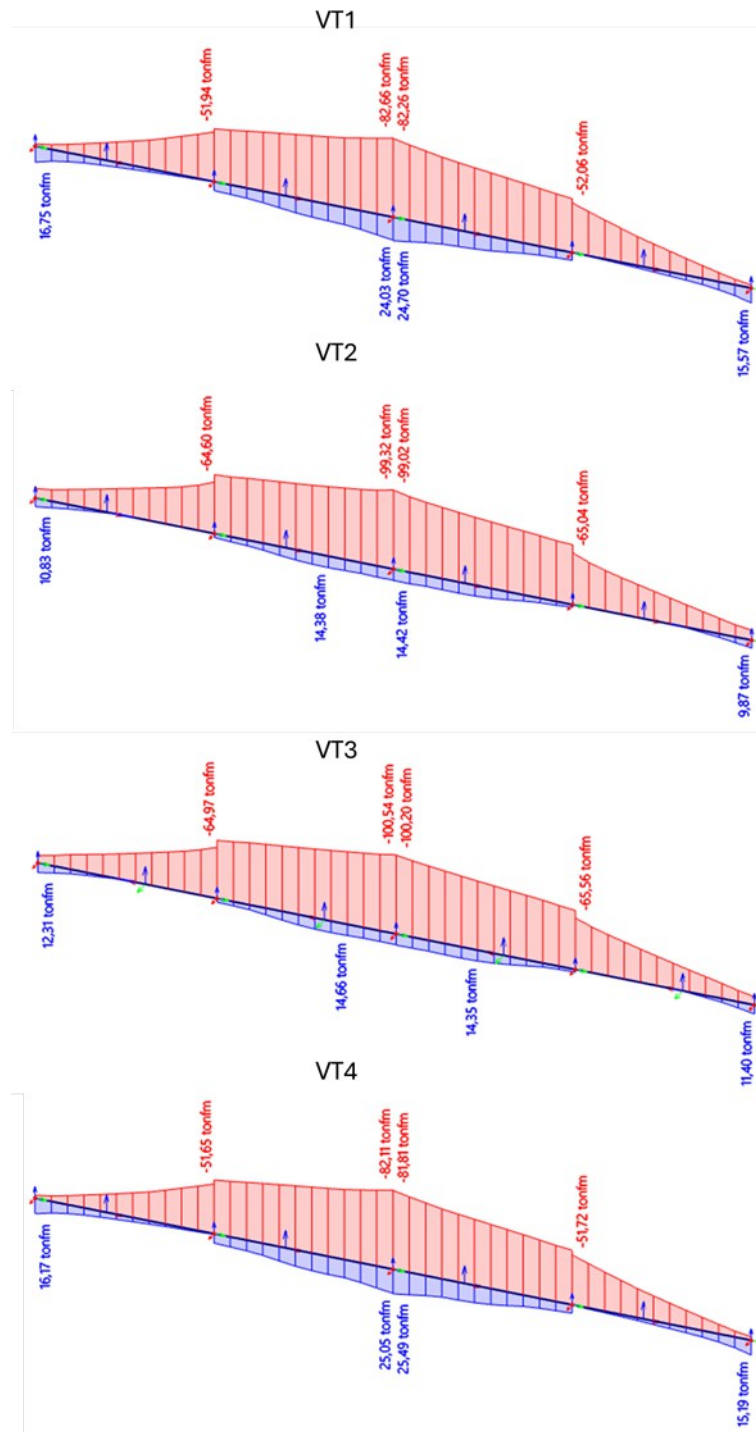


Figura 29: Momento fletor My [tfm]

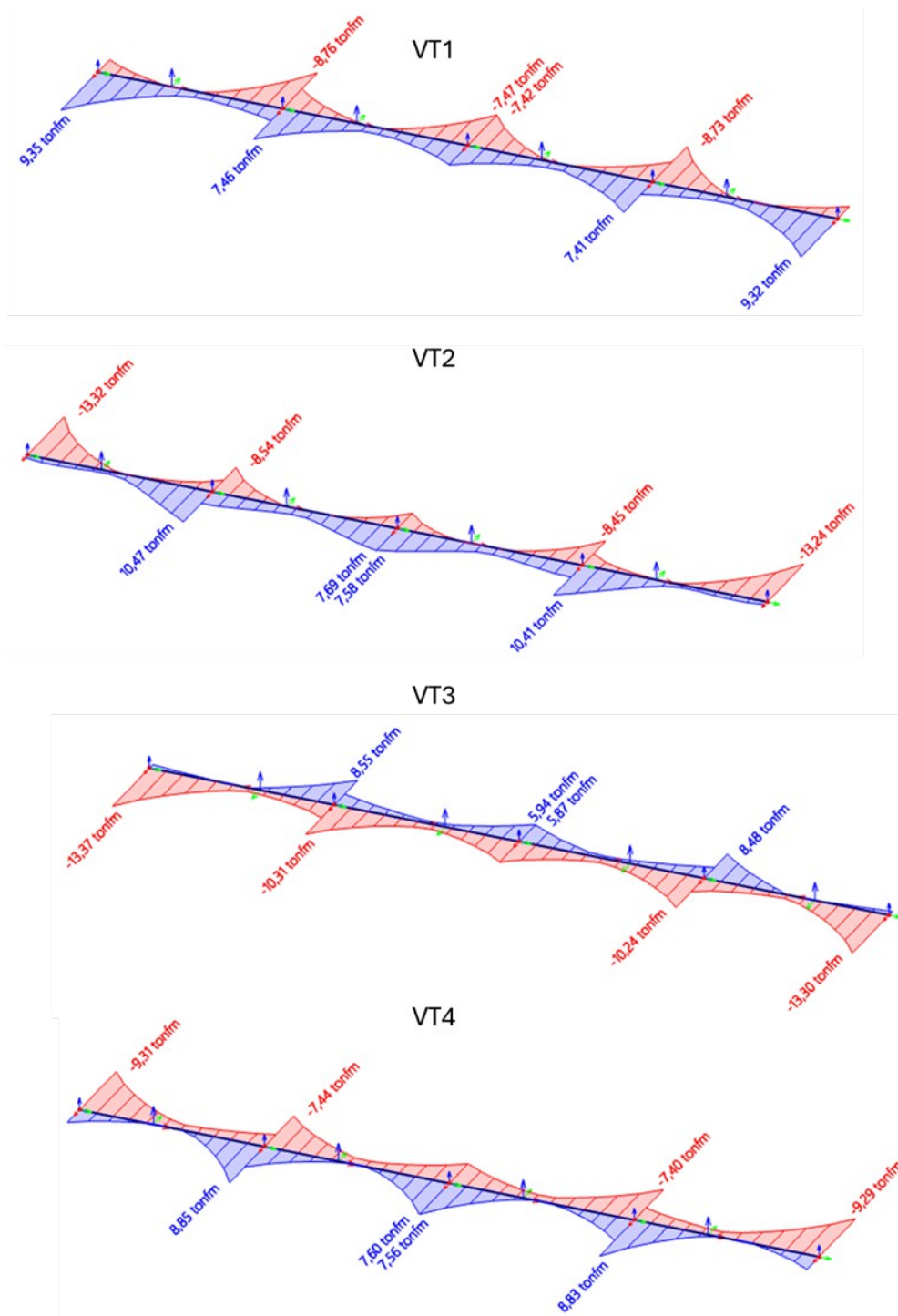


Figura 30: Momento fletor Mz [tfm]

16.1.14.3 Travessas

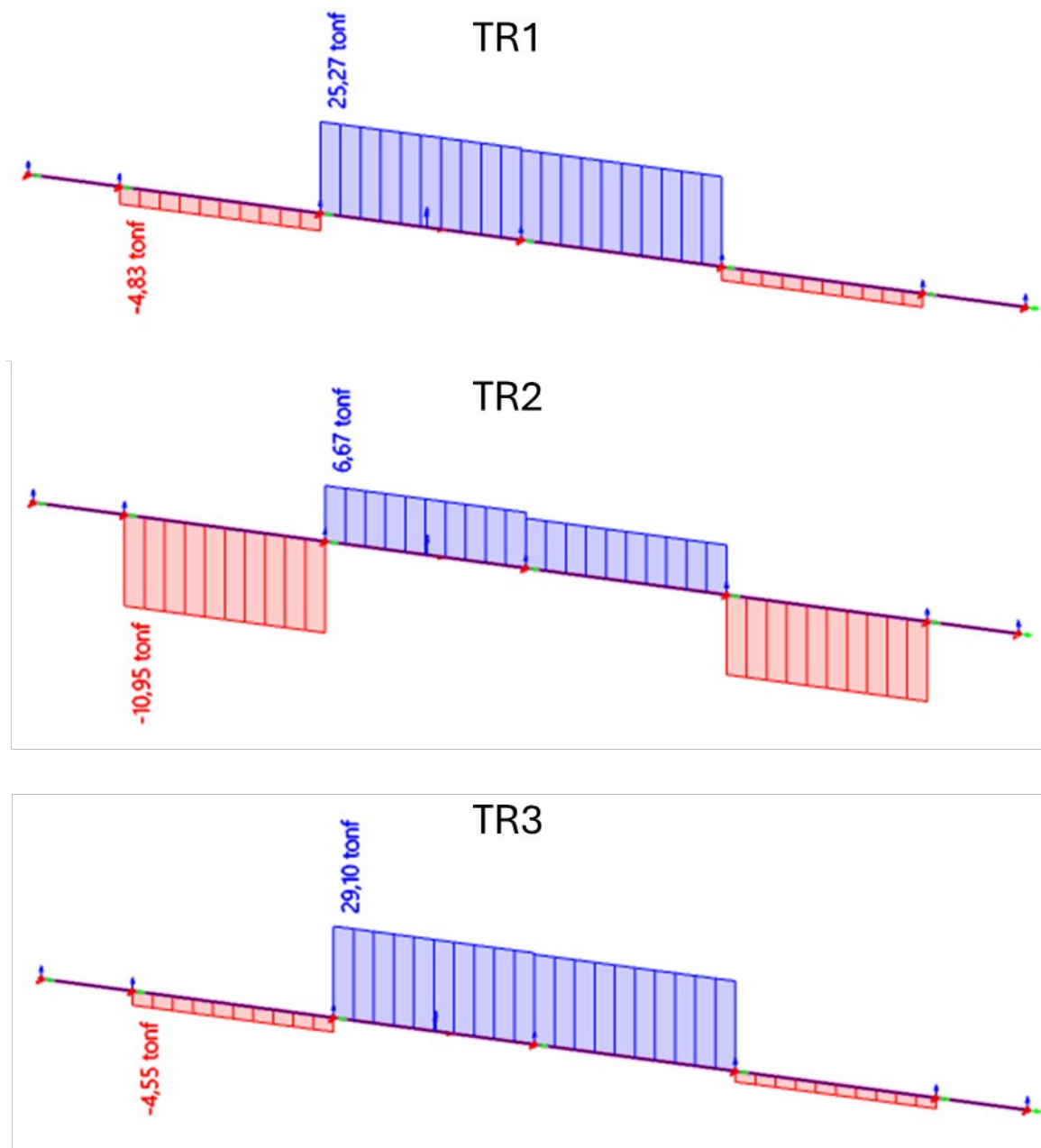


Figura 31: Esforço axial N [tf]

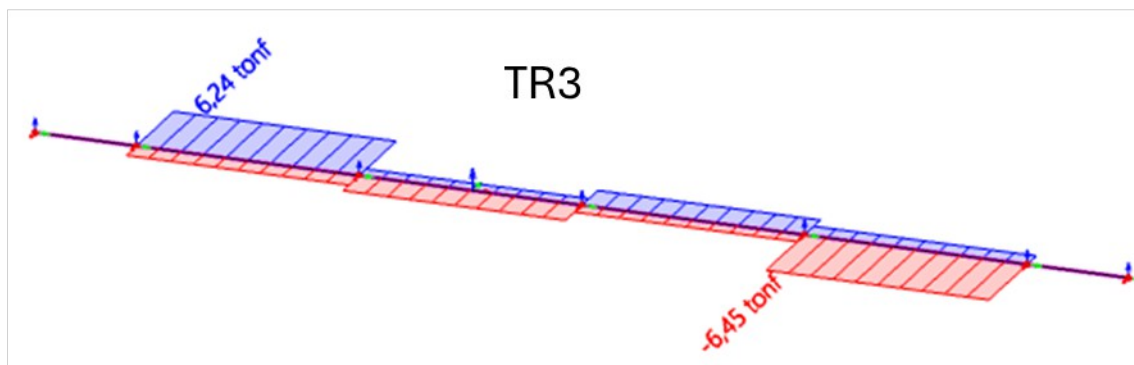
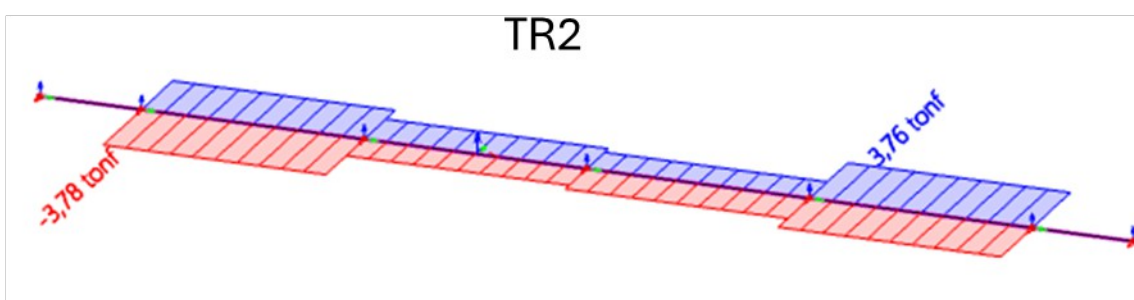
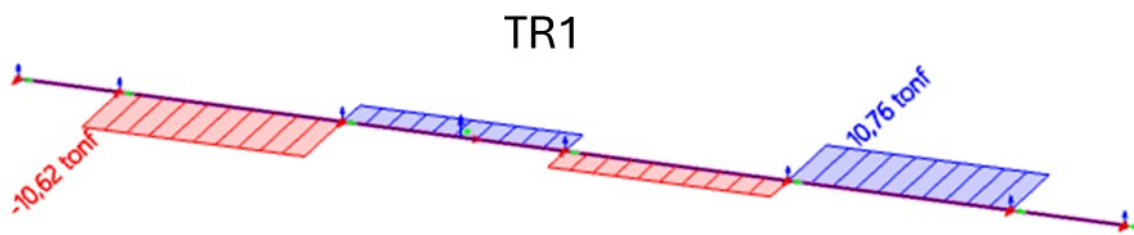


Figura 32: Esforço cortante V_y [tf]

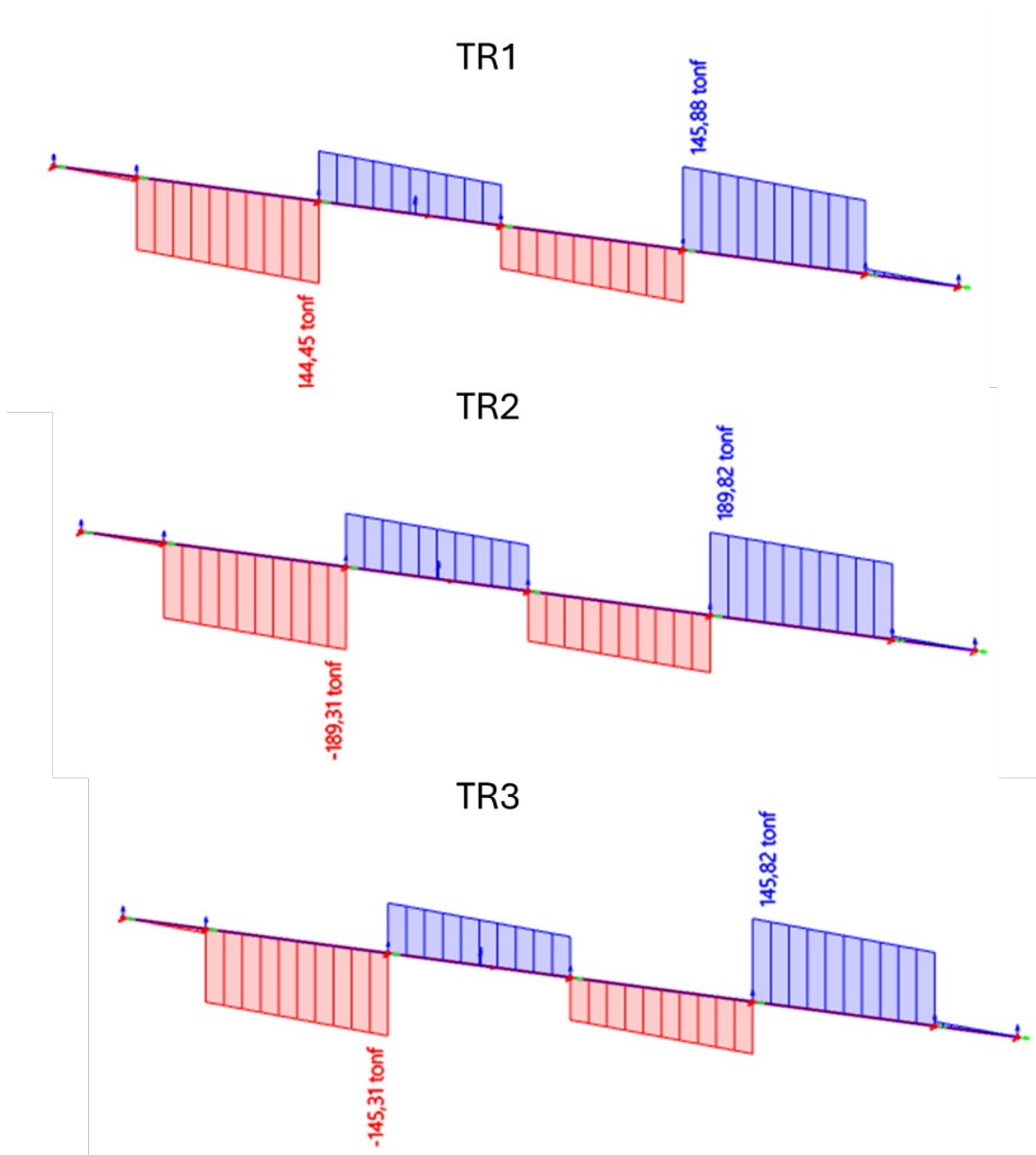


Figura 33: Esforço cortante Vz [tf]

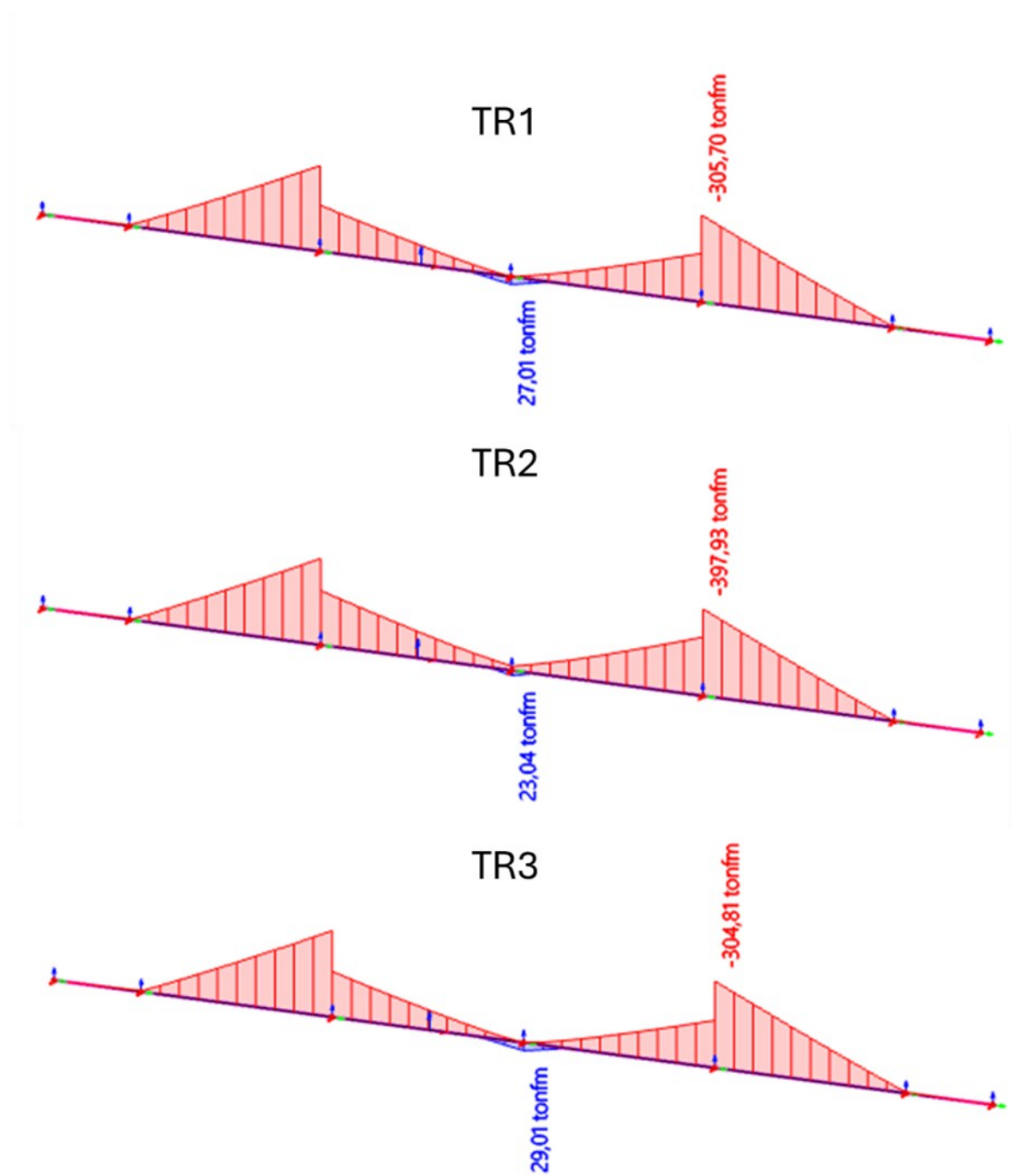


Figura 34: Momento fletor M_y [tfm]

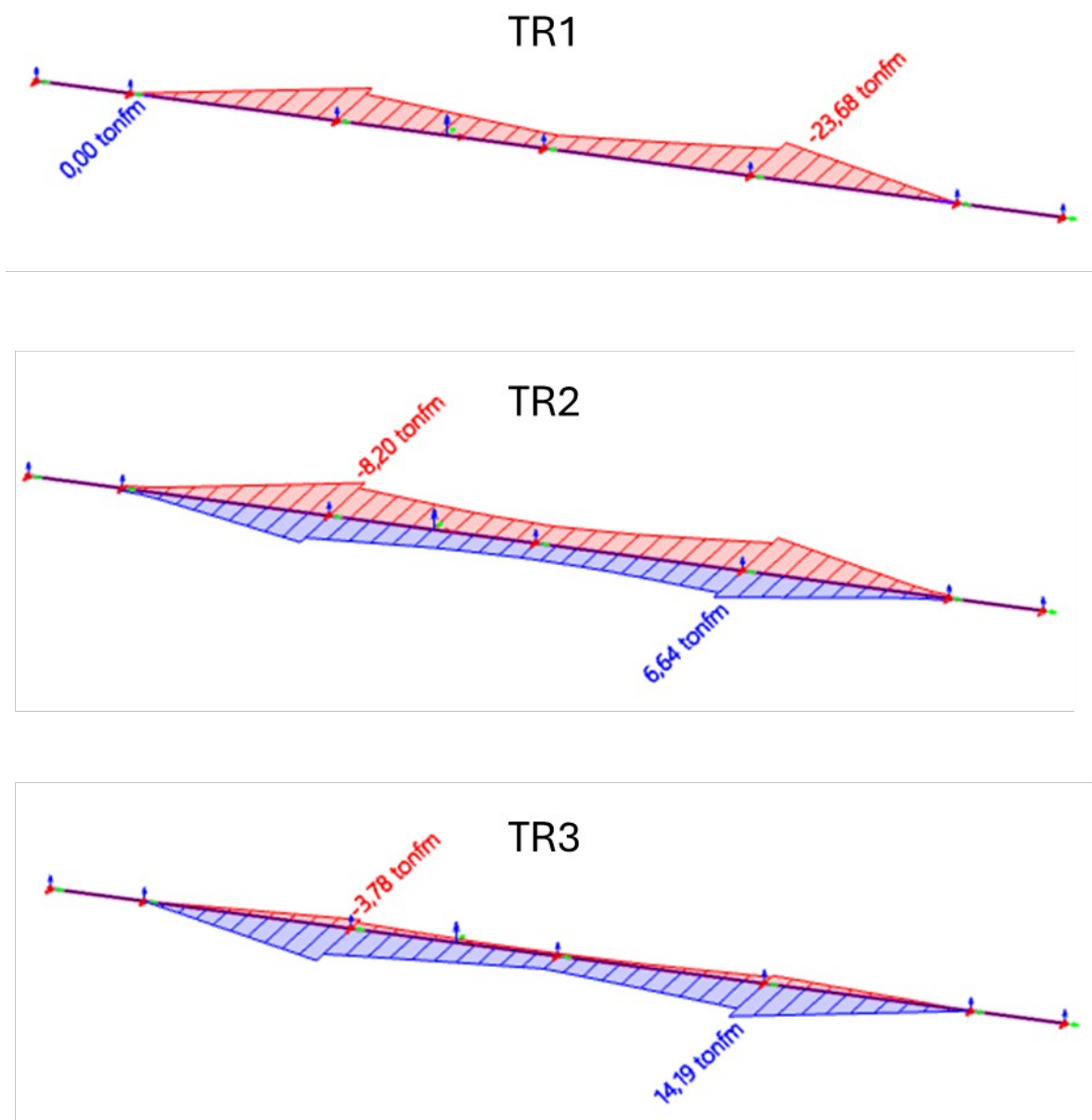


Figura 35: Momento fletor M_z [tfm]

16.1.14.4 Pilares

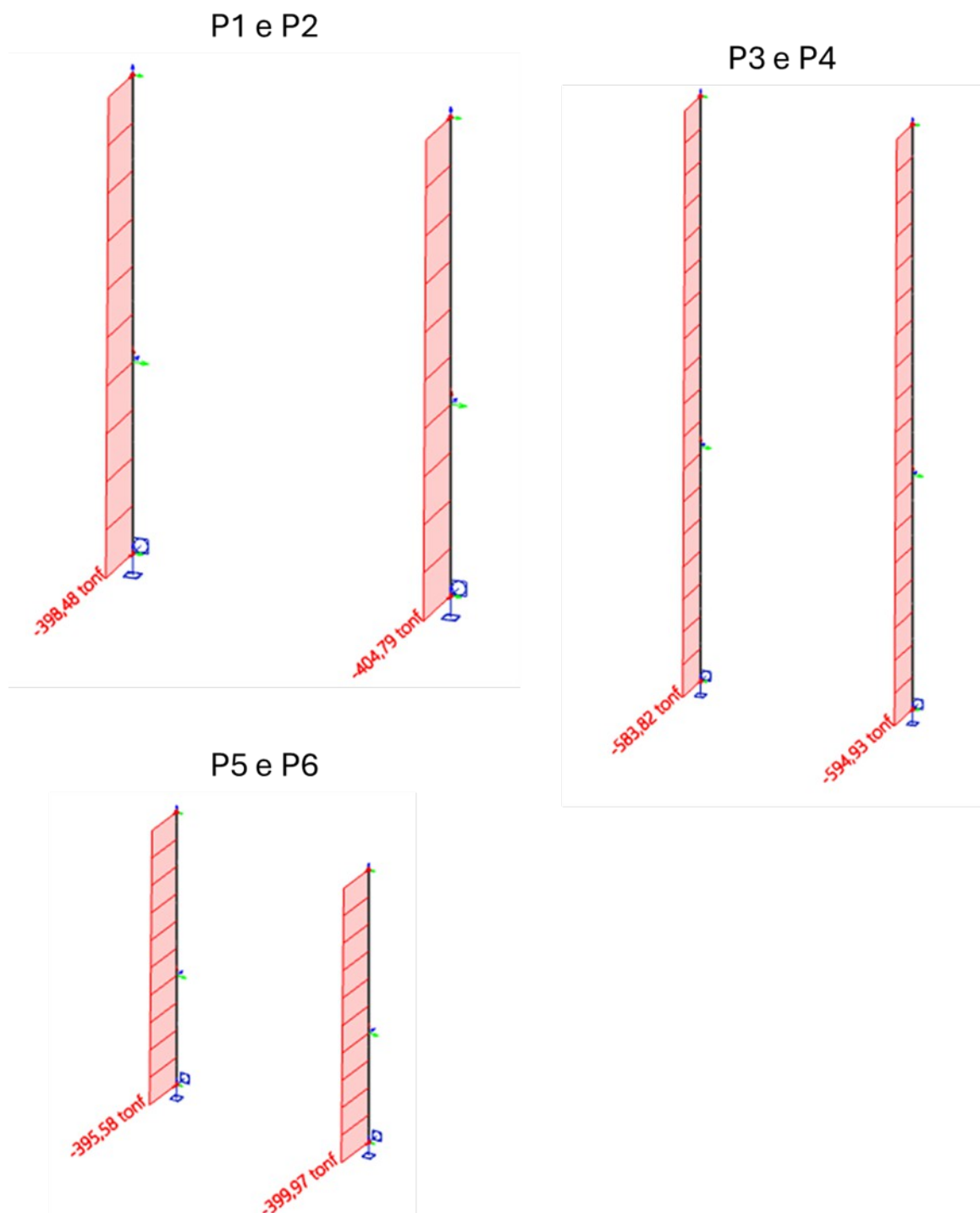


Figura 36: Esforço axial N [tf]

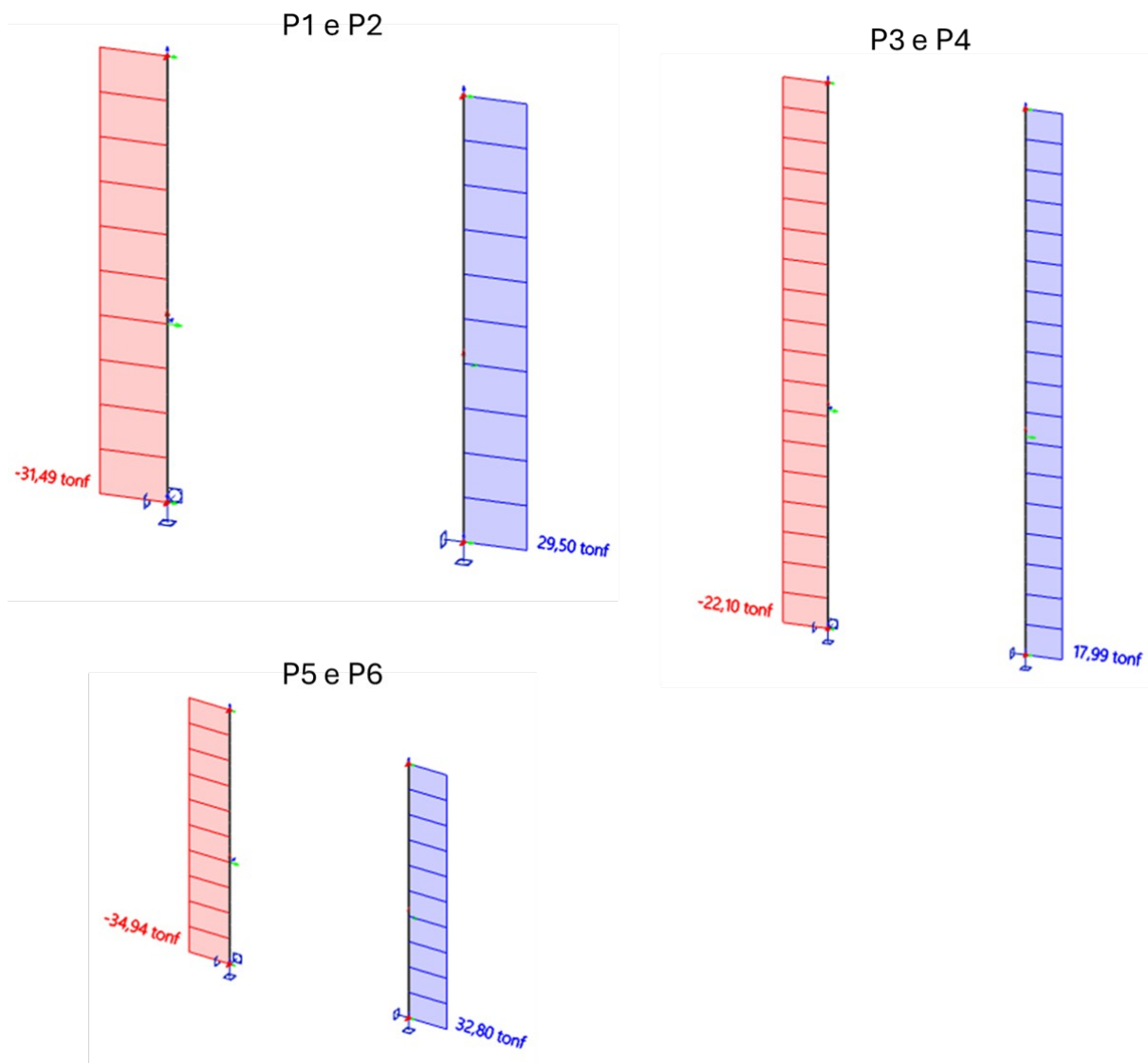


Figura 37: Esforço cortante V_y [tf]

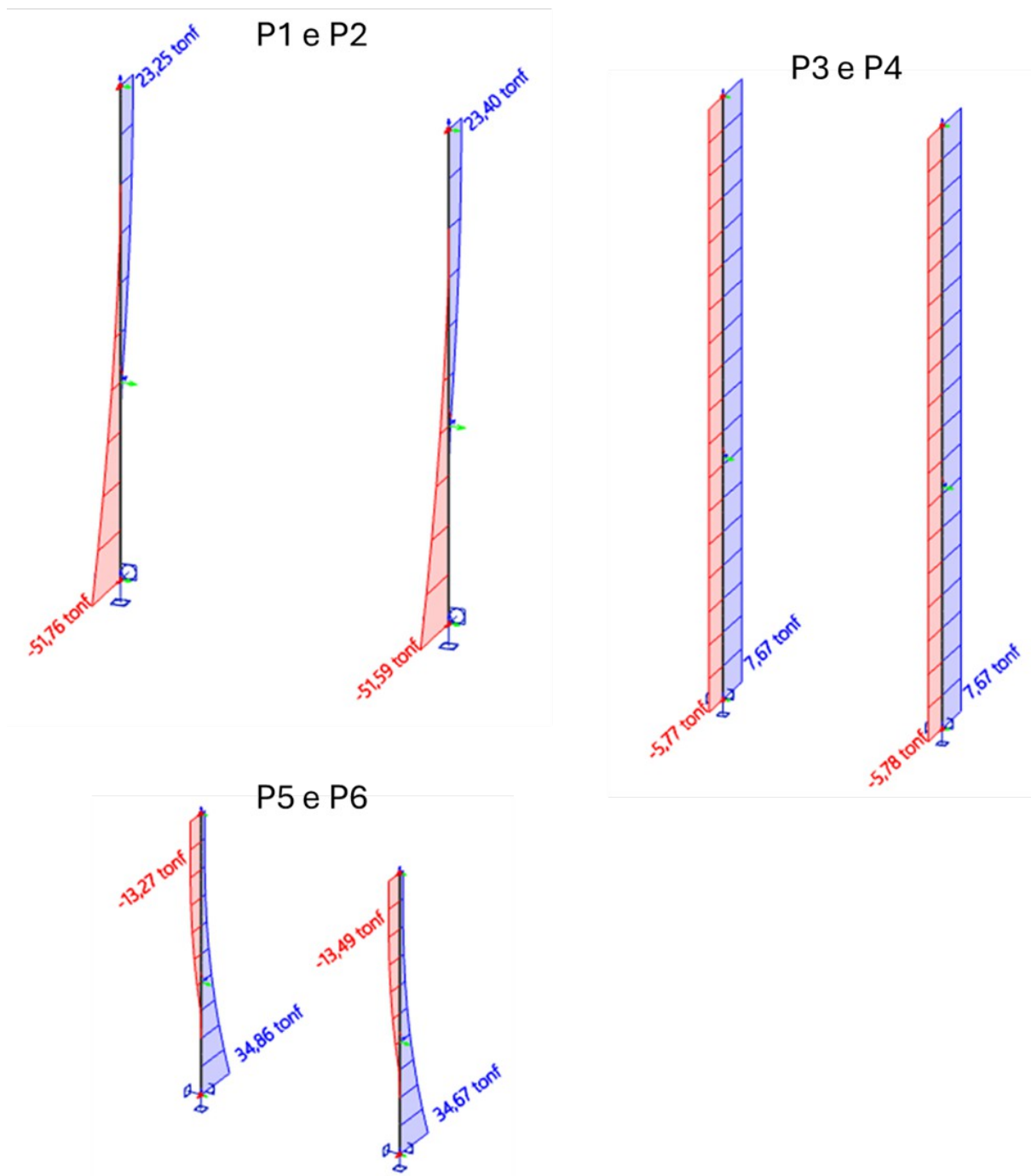


Figura 38: Esforço cortante V_z [tf]

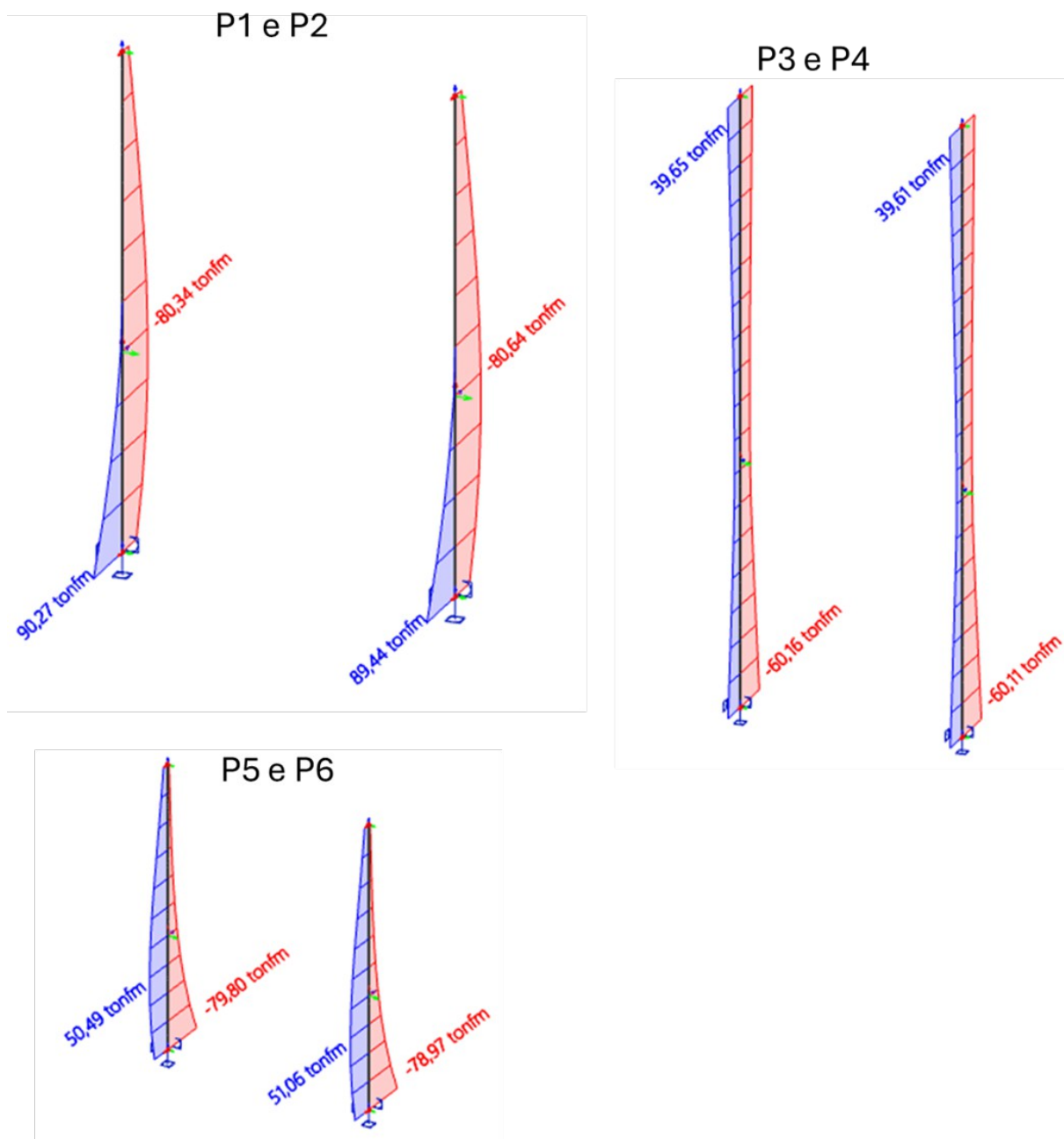


Figura 39: Momento fletor My [tfm]

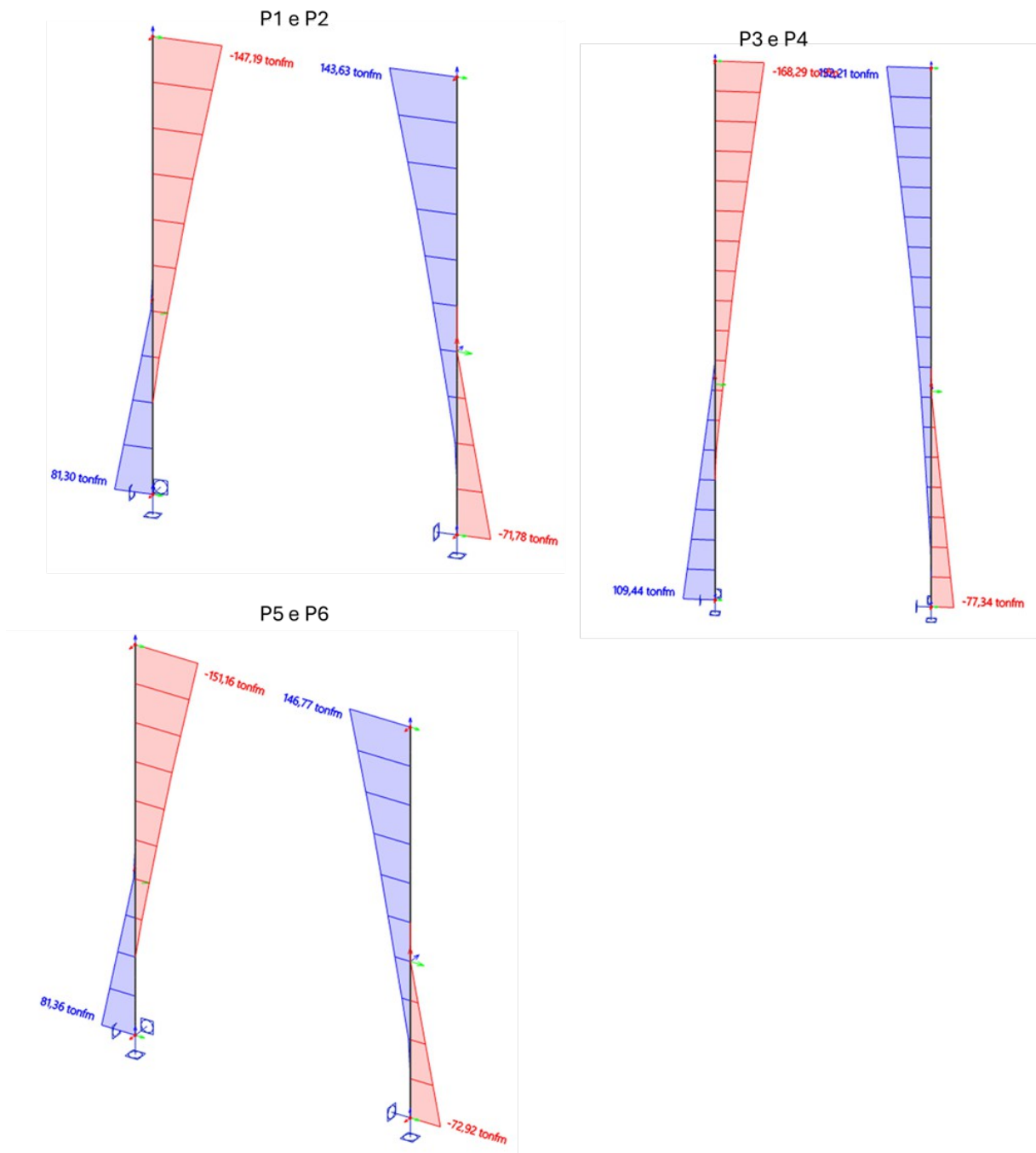
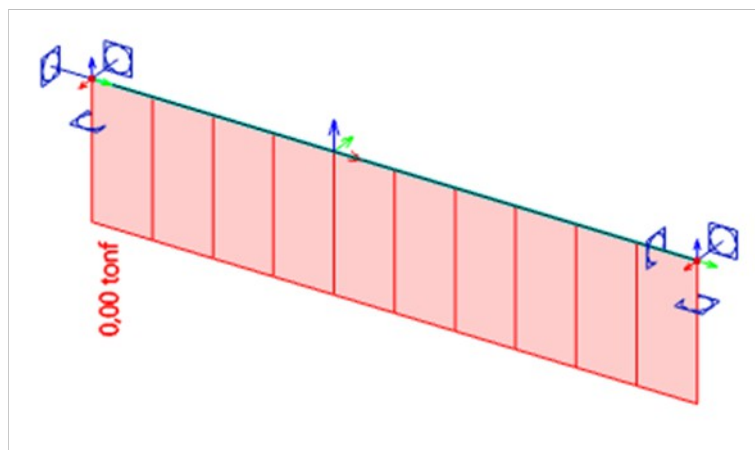
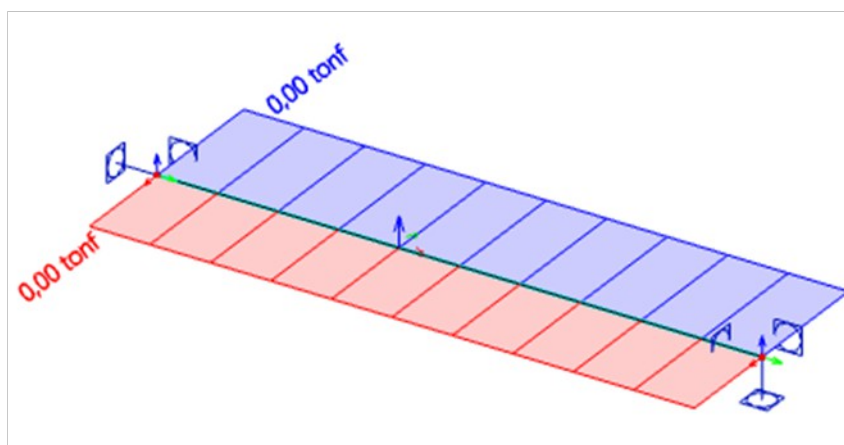


Figura 40: Momento fletor Mz [tfm]

16.1.14.5 Vigas de Travamento**VIGAS DE TRAVAMENTO****Figura 41: Esforço axial N [tf]****VIGAS DE TRAVAMENTO****Figura 42: Esforço cortante Vy [tf]**

VIGAS DE TRAVAMENTO

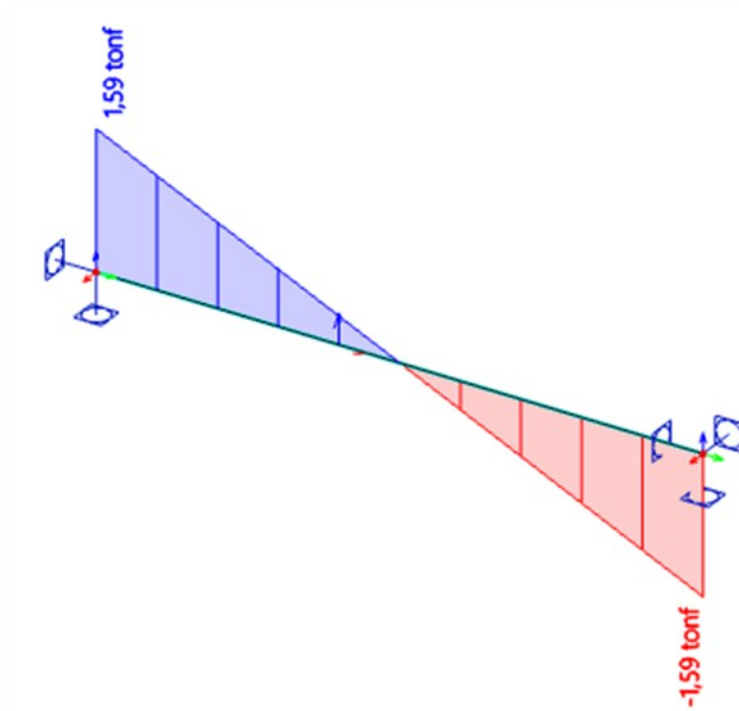


Figura 43: Esforço cortante Vz [tf]

VIGAS DE TRAVAMENTO

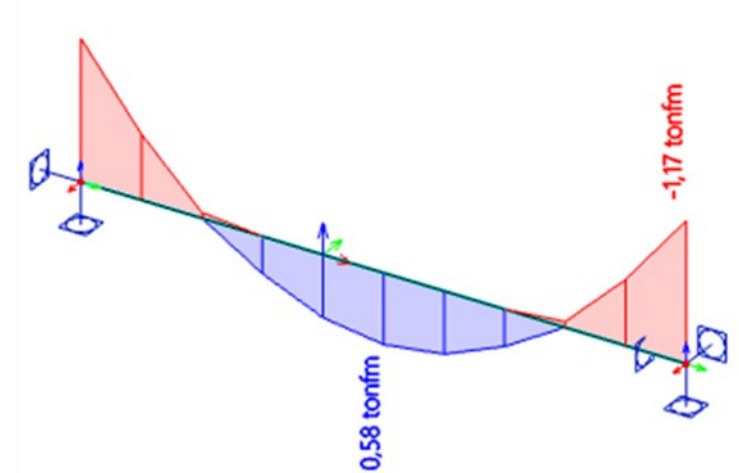


Figura 44: Momento fletor My [tfm]

VIGAS DE TRAVAMENTO

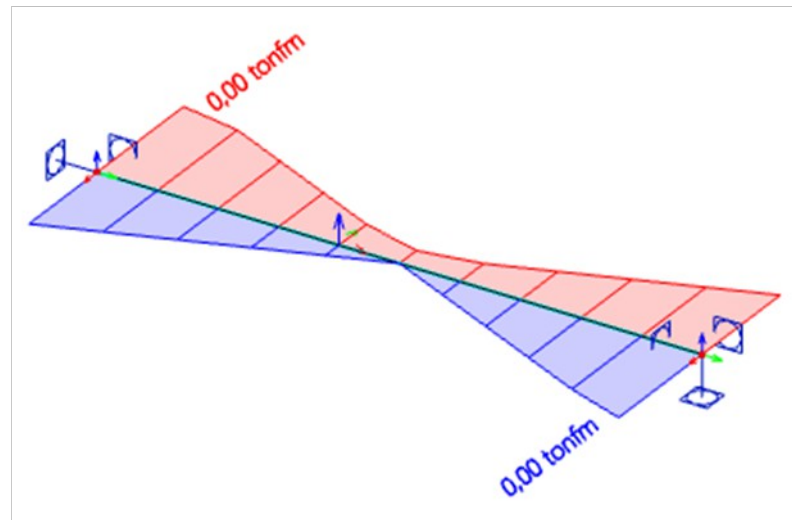


Figura 45: Momento fletor M_z [tfm]

16.1.14.6 Tabuleiro

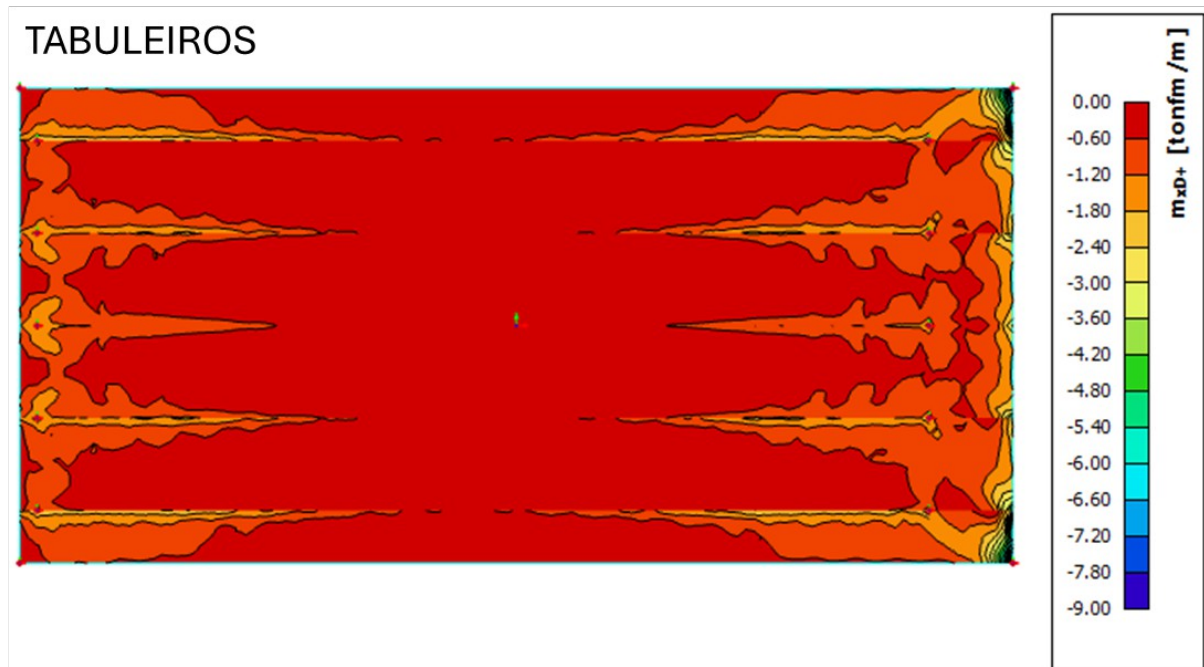


Figura 46: Momento fletor face positiva direção x M_{xd+} [tfm/m]

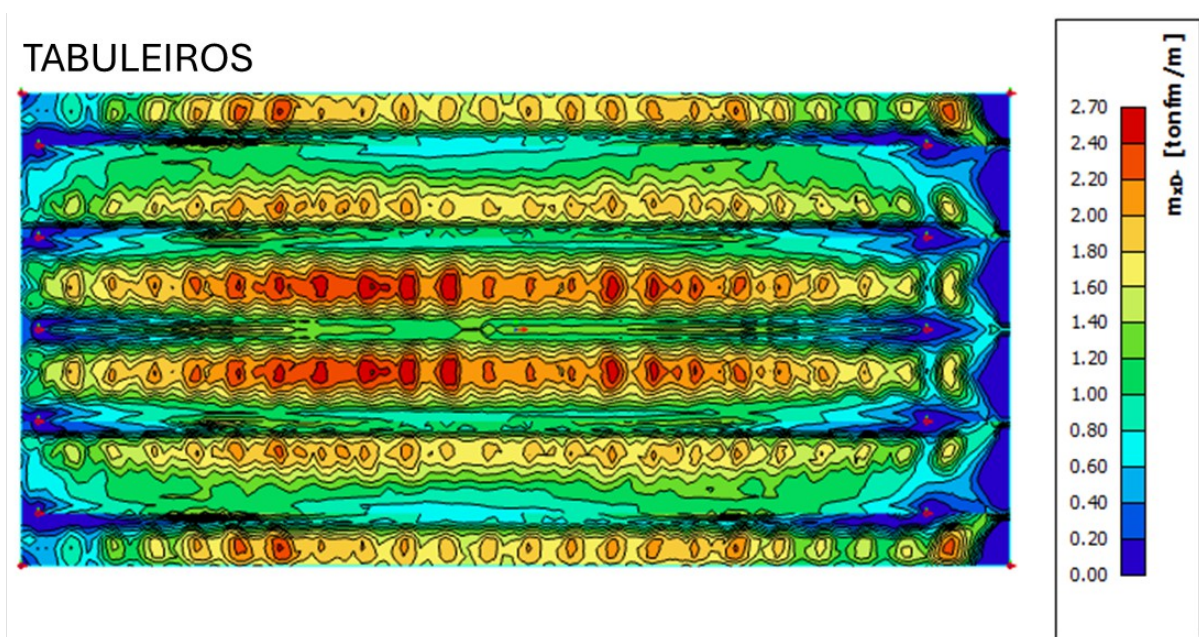


Figura 47: Momento fletor face negativa direção x M_{xd-} [tfm/m]



Figura 48: Momento fletor face positiva direção y M_{yd+} [tfm/m]

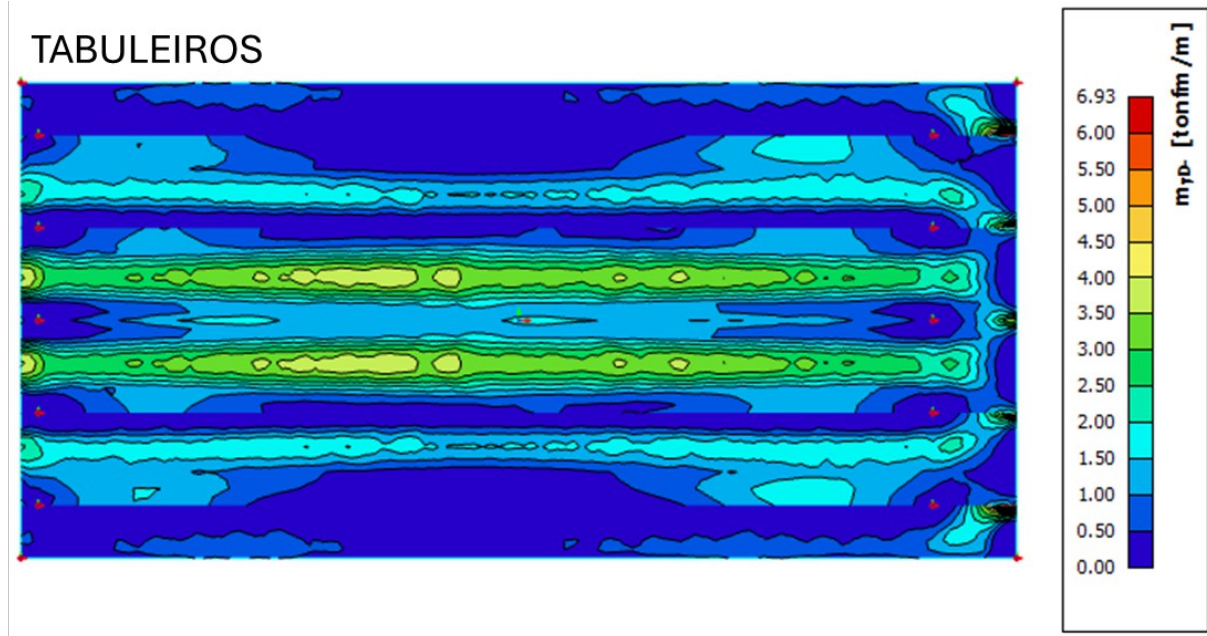


Figura 49: Momento fletor face negativa direção y M_{yd} [tfm/m]

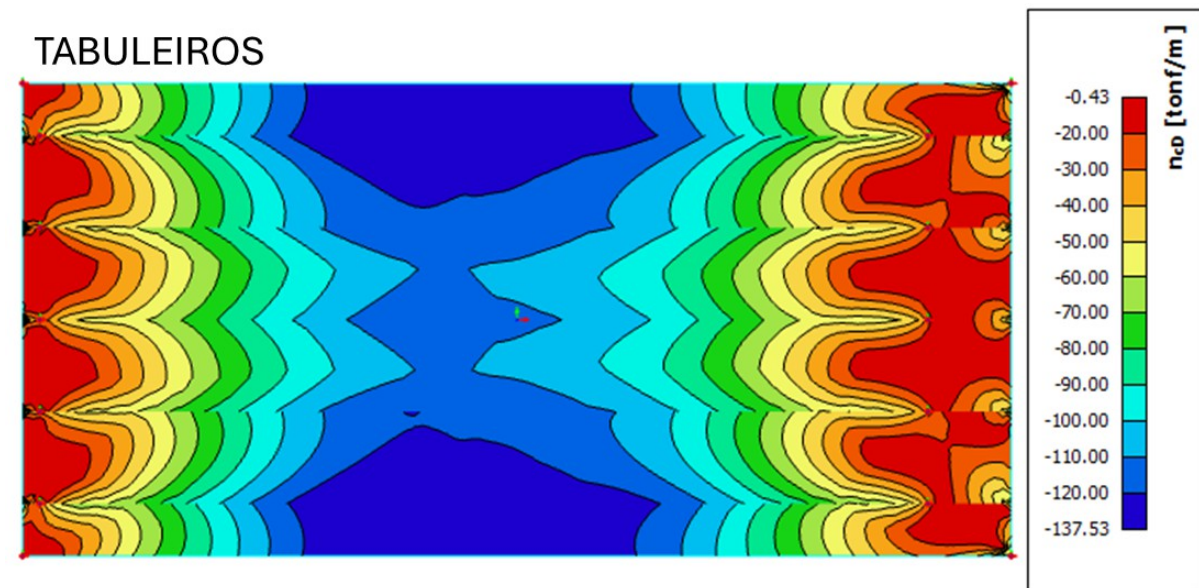


Figura 50: Esforço cortante N_{cd} [tf/m]

16.1.14.7 Encontros

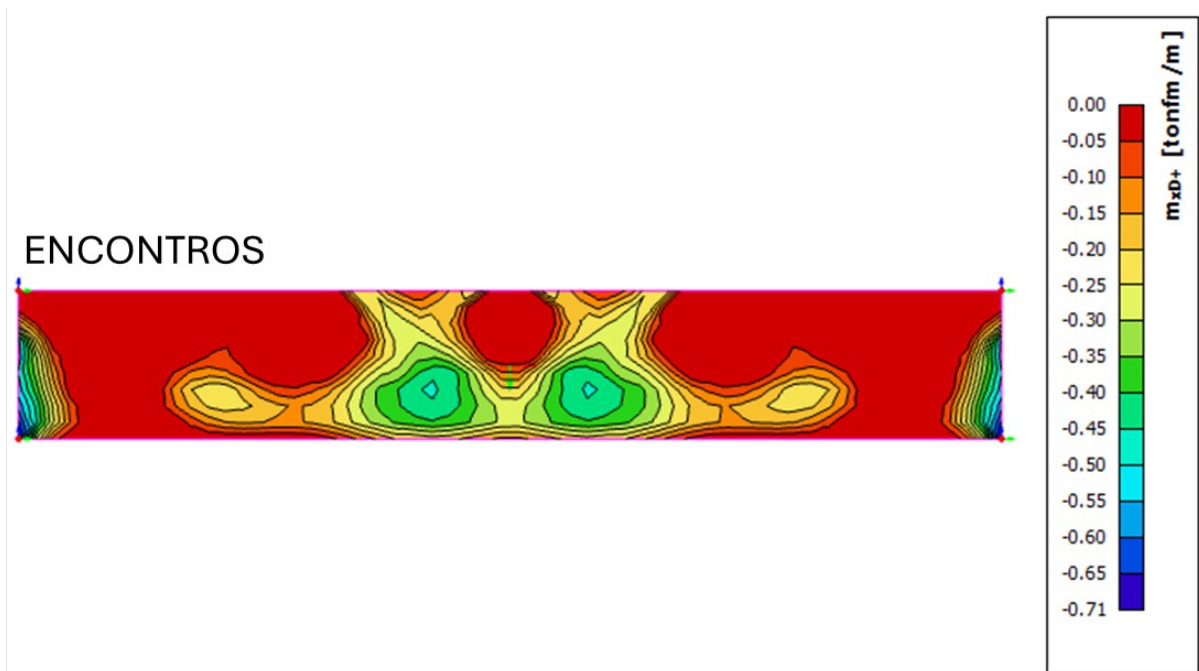


Figura 51: Momento fletor face positiva direção x Mxd+ [tfm/m]

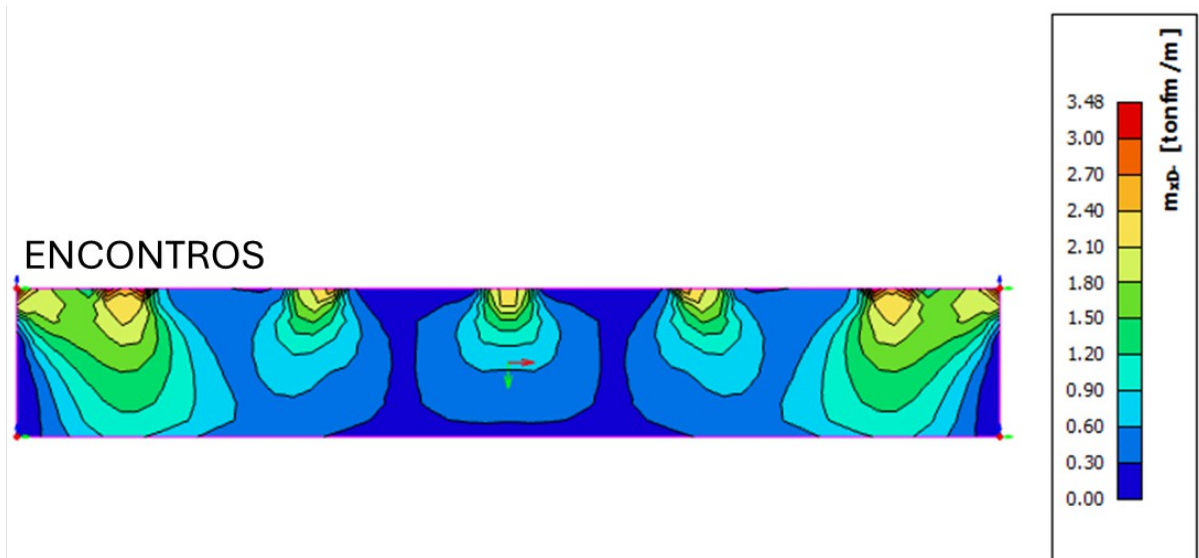


Figura 52: Momento fletor face negativa direção x Mxd- [tfm/m]

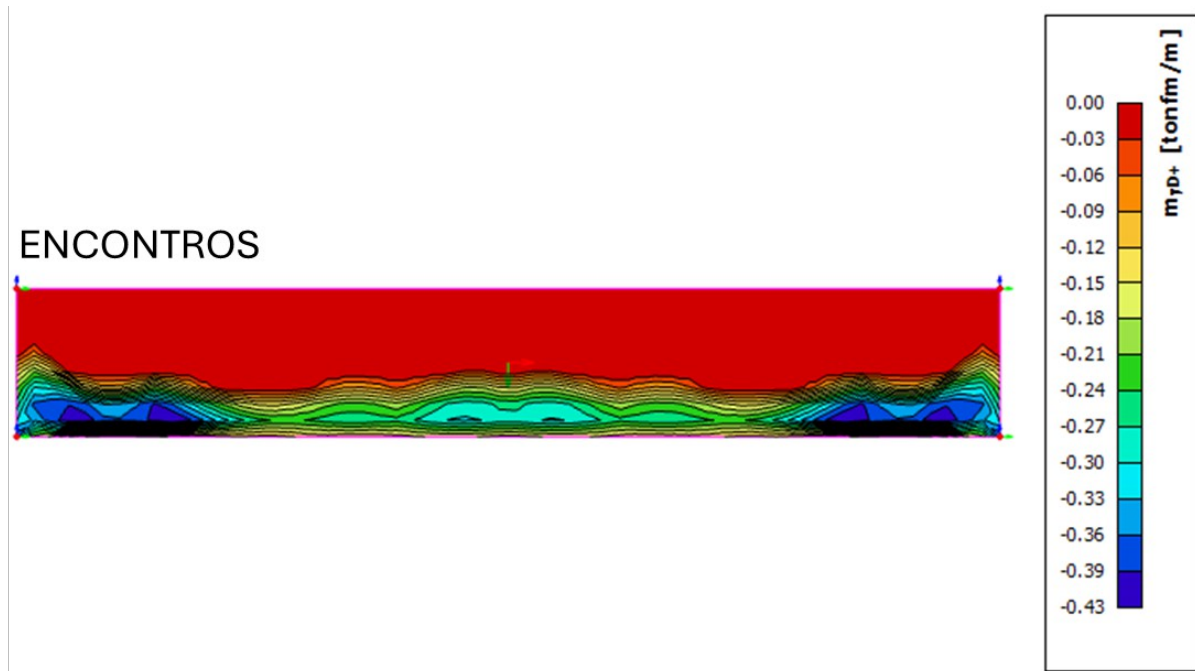


Figura 53: Momento fletor face positiva direção y Myd+ [tfm/m]

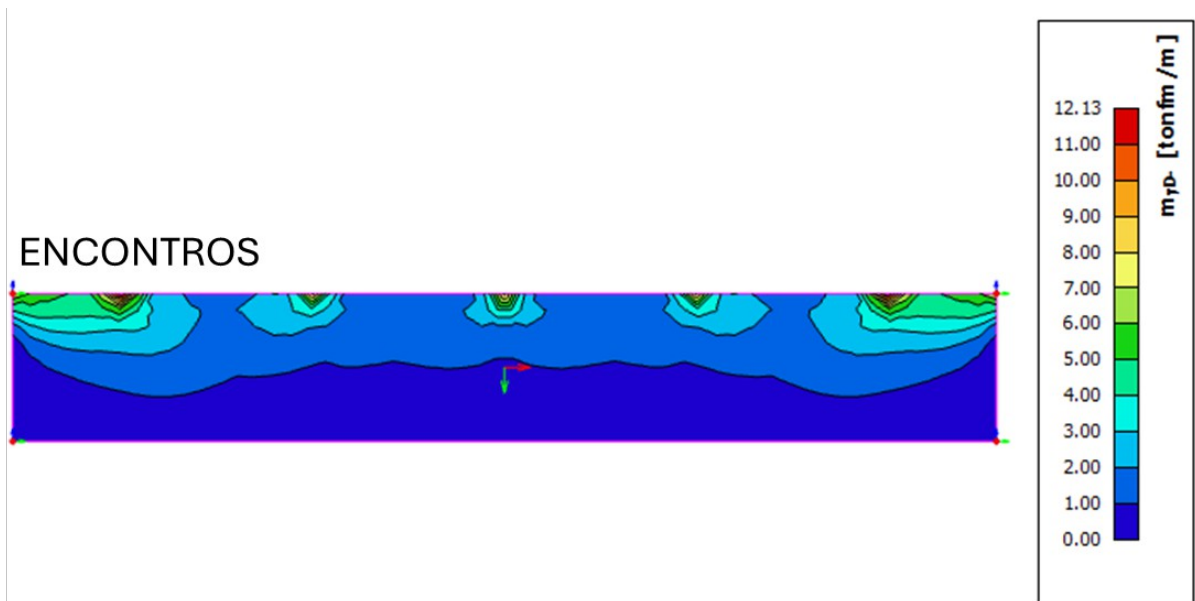
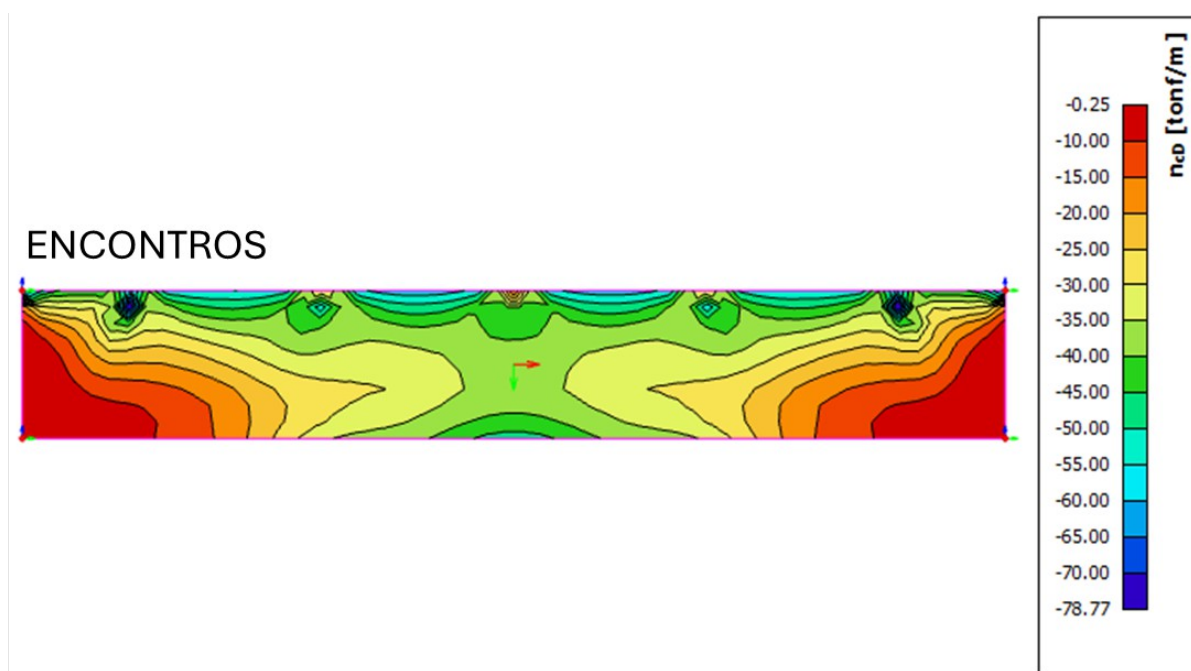
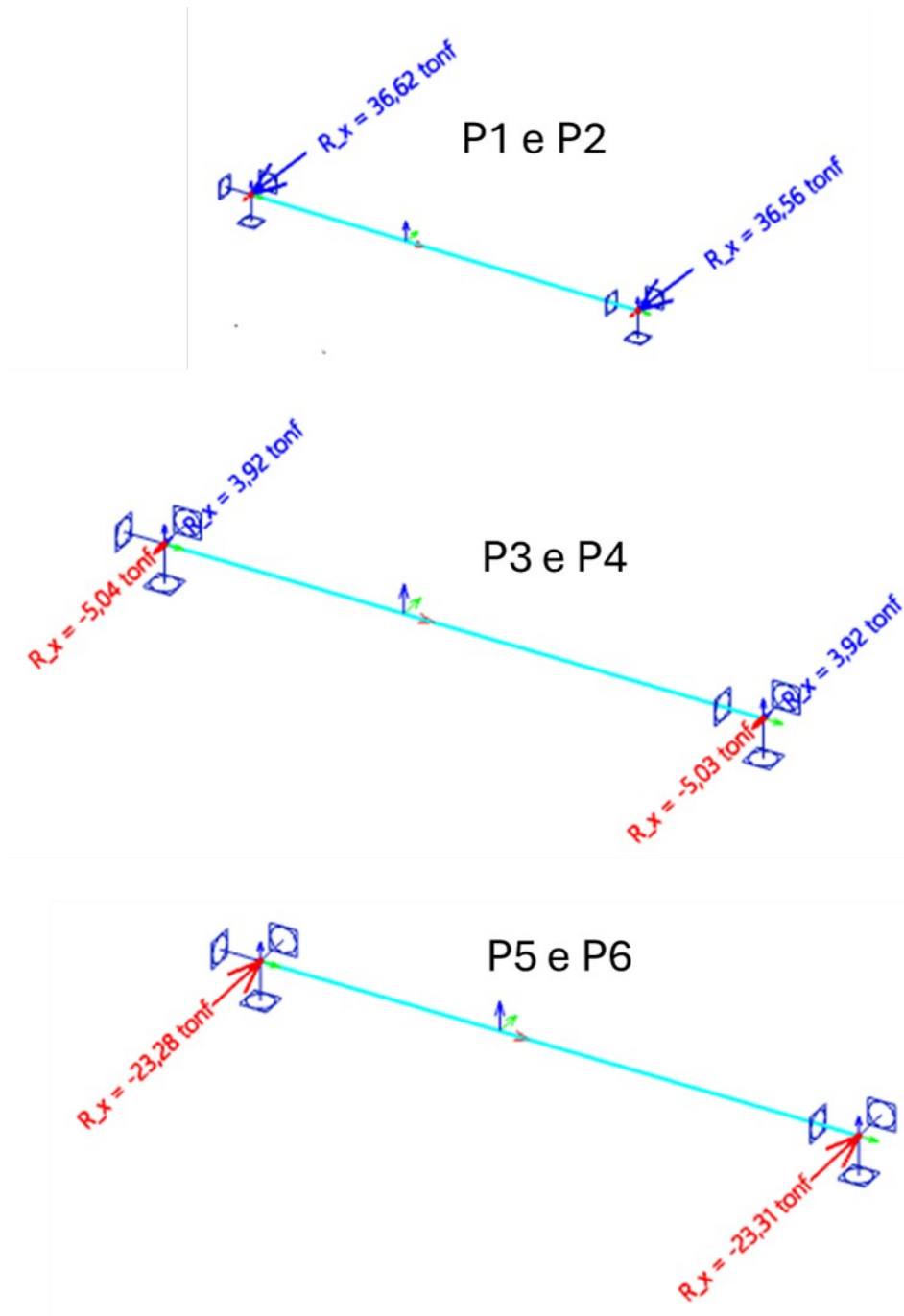
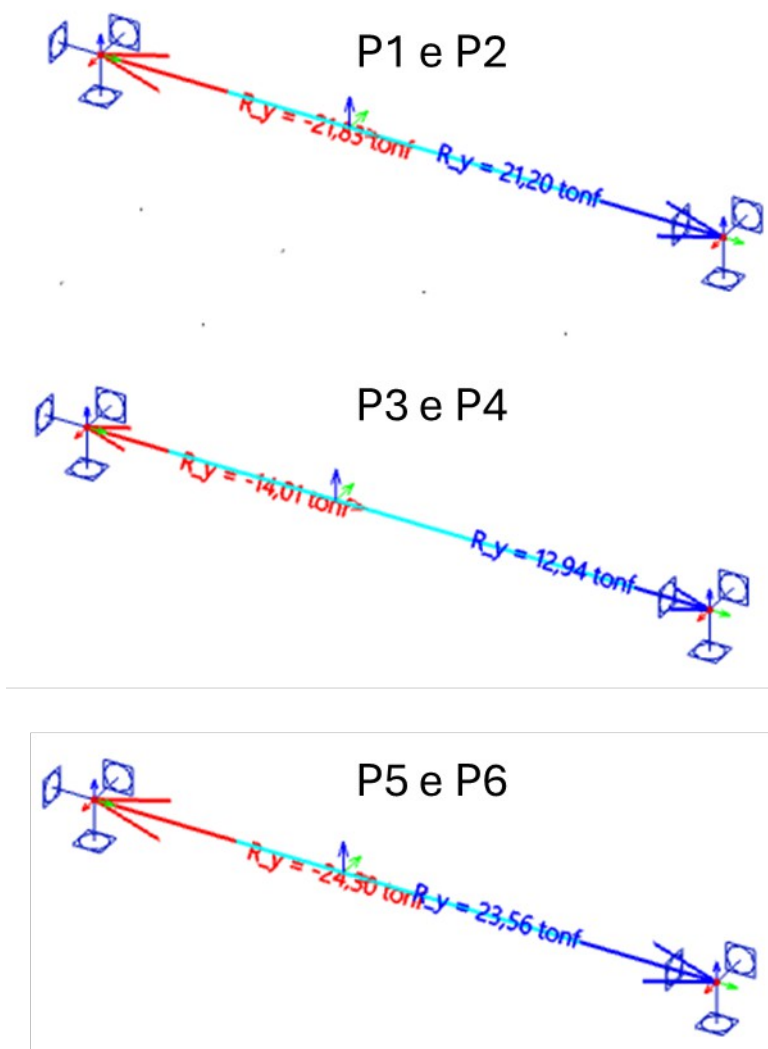


Figura 54: Momento fletor face negativa direção y Myd- [tfm/m]



16.1.14.8 Blocos (esforços nas fundações)

Figura 56: Reação R_x [tf]

Figura 57: Reação R_y [tf]

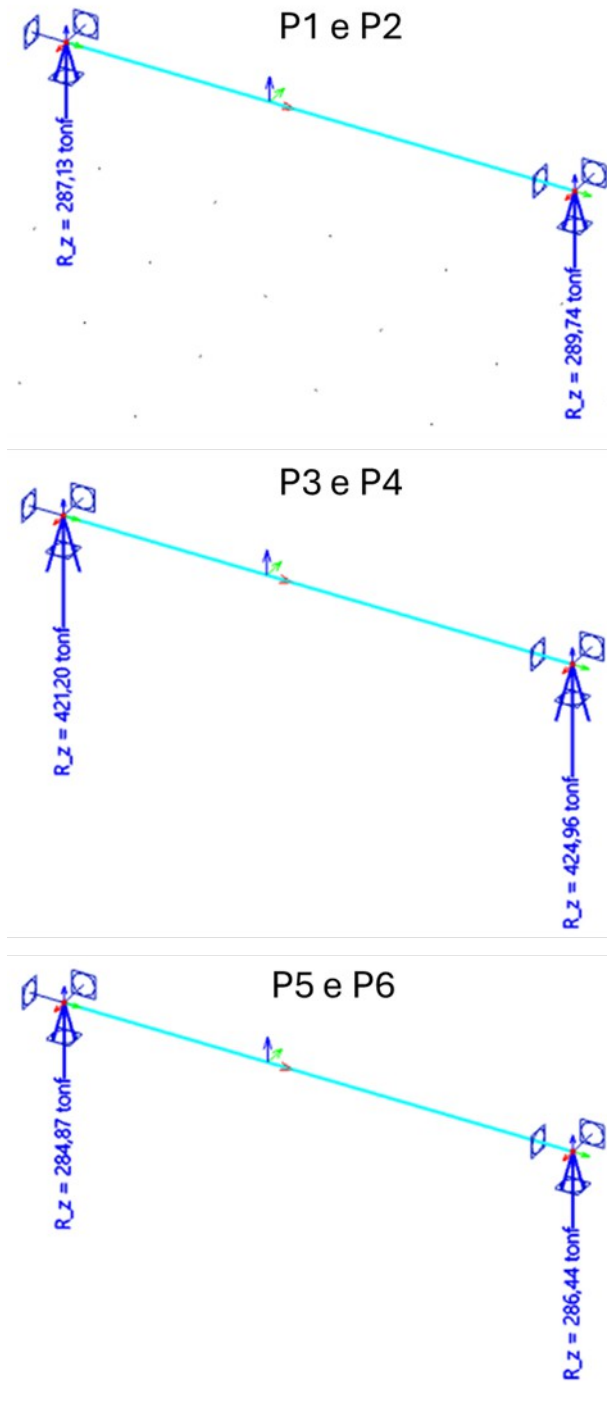
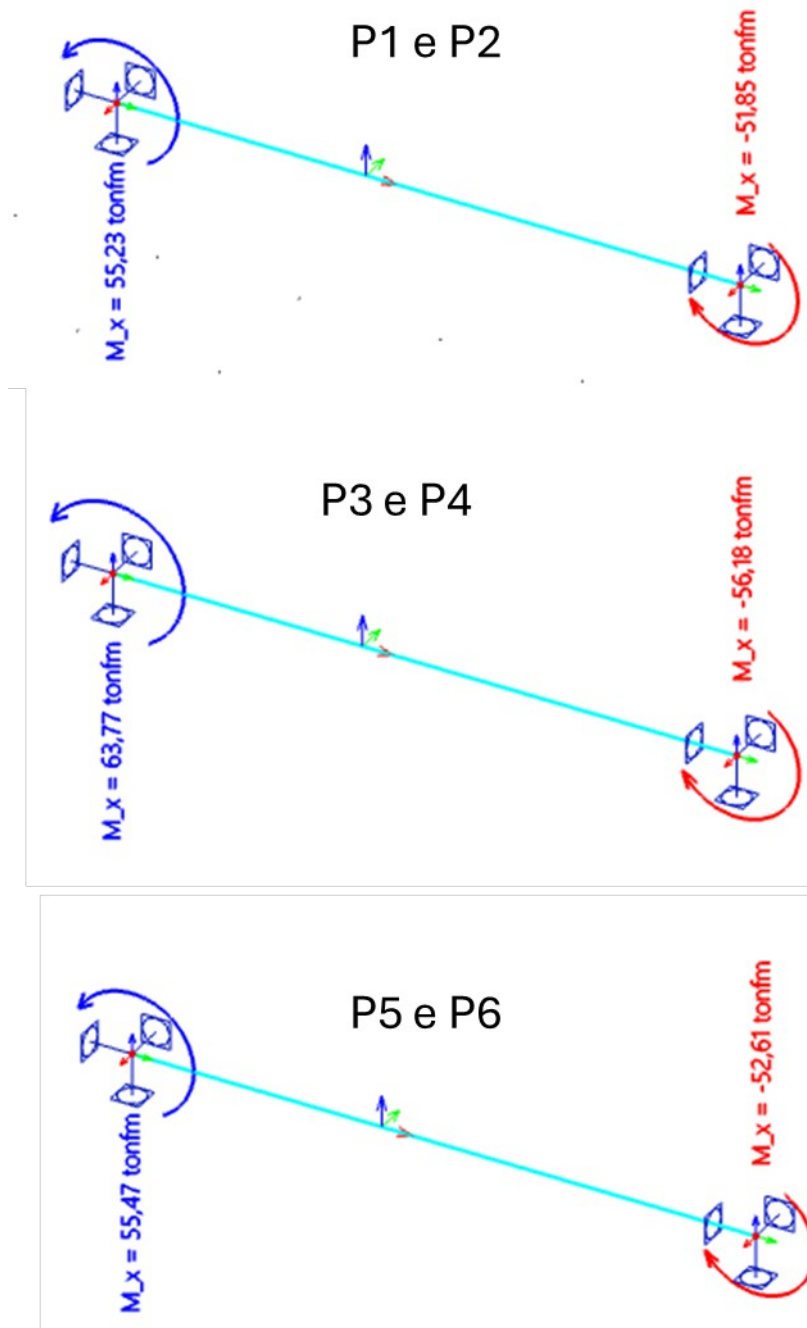


Figura 58: Reação Rz [tf]

Figura 59: Reação M_x [tfm]

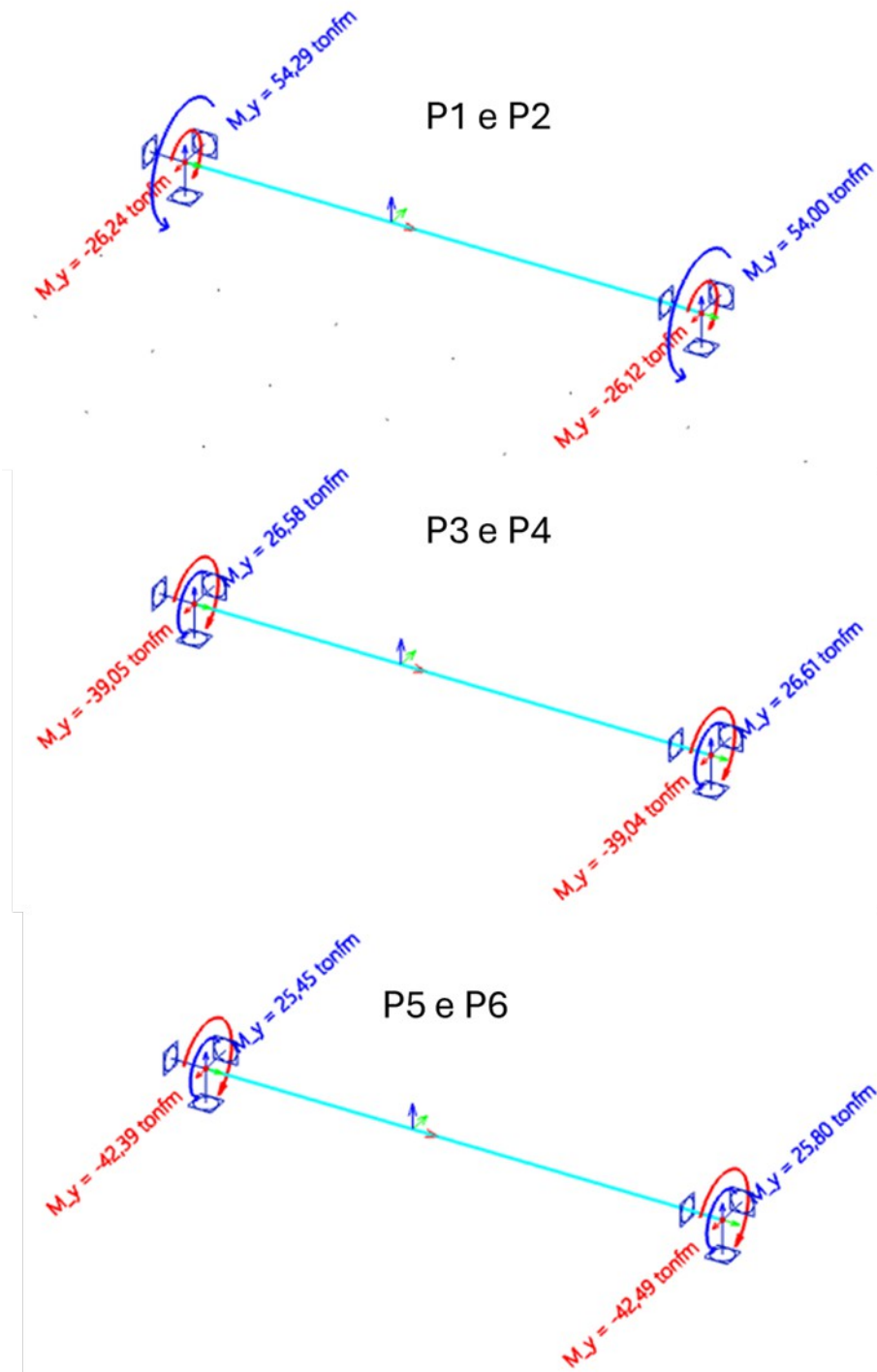


Figura 60: Reação M_y [tfm]

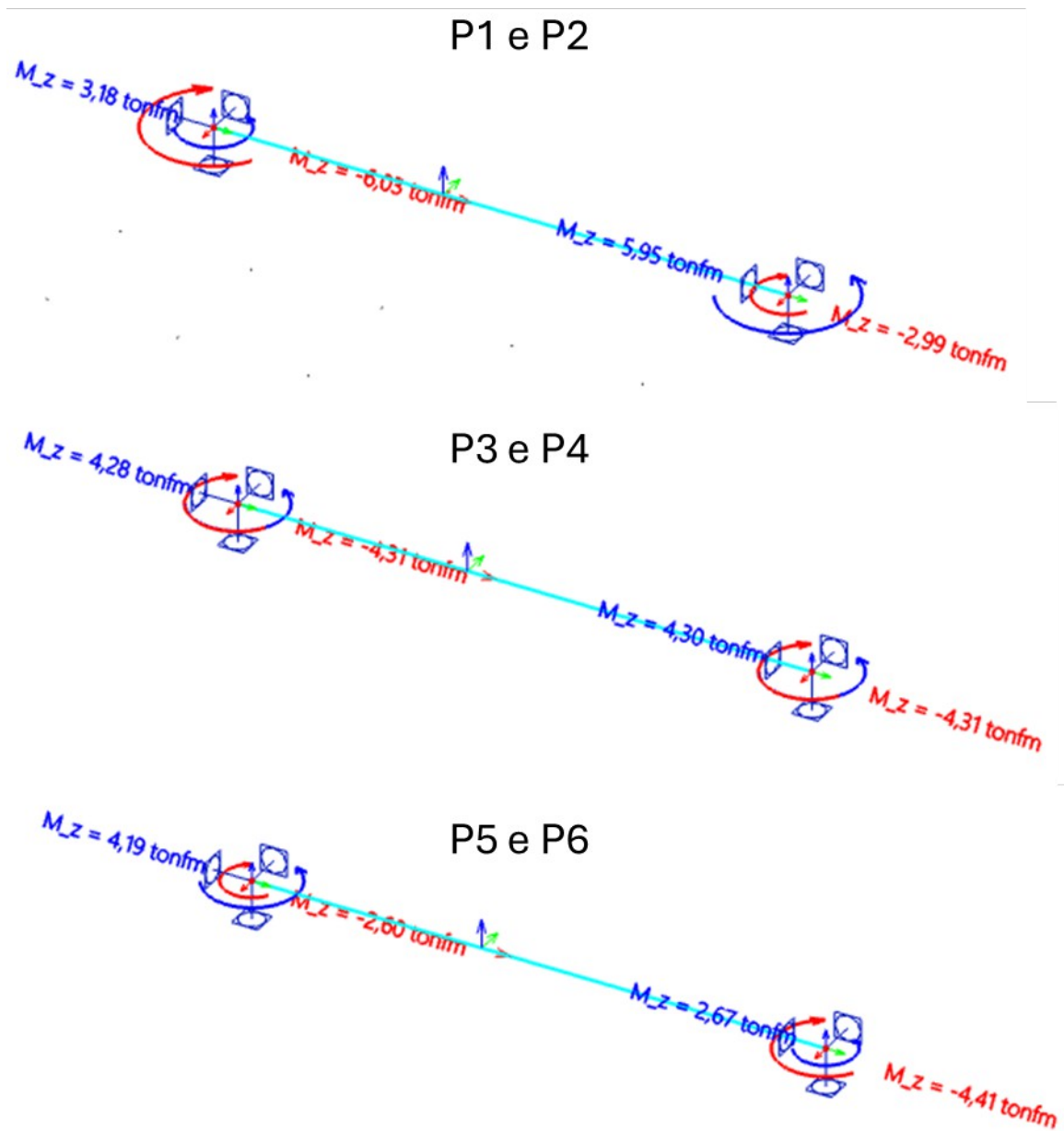


Figura 61: Reação M_z [tfm]

16.1.15 Dimensionamento Longarinas

As longarinas foram dimensionadas com base na envoltória de esforços, considerando a decalagem do diagrama de momentos fletores, de forma a permitir um dimensionamento otimizado e escalonado das armaduras. A figura a seguir apresenta o

resultado do escalonamento das armaduras, bem como o dimensionamento das seções críticas.

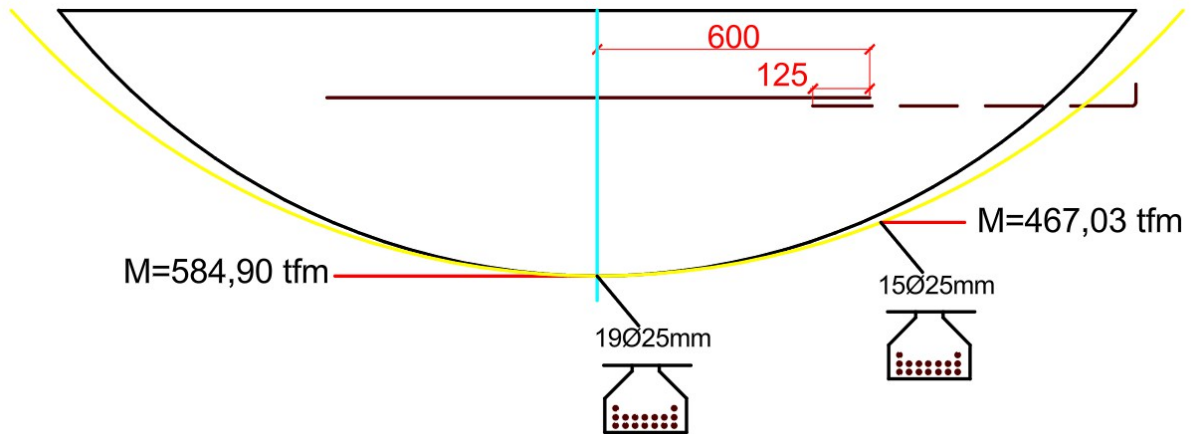


Figura 62: Resultado da decalagem das longarinas

Resumo dimensionamento para a as seções críticas do dimensionamento das longarinas:

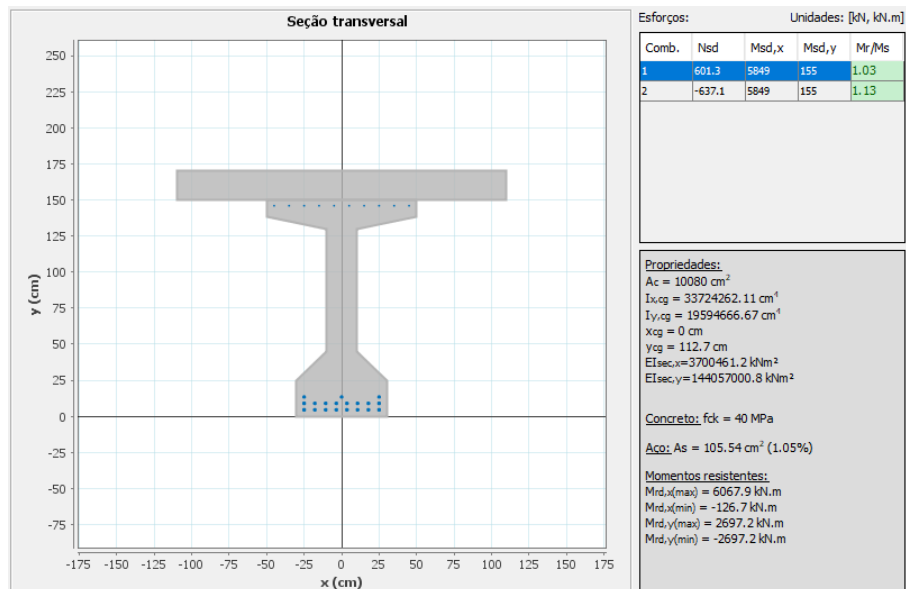


Figura 63: Dimensionamento das longarinas - S1

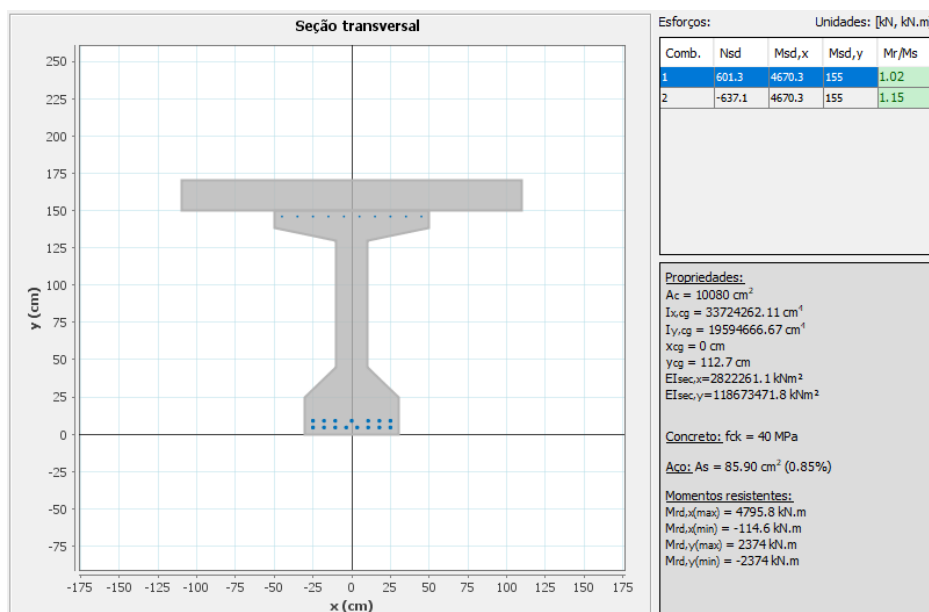


Figura 64: Dimensionamento das longarinas - S2

Área de armadura transversal mínima: $A_{v,min} = 8,42 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armadura adotada: 2x Ø10mm c/10 cm (junto aos apoios).

Resumo dimensionamento para a envoltória apresentada anteriormente:

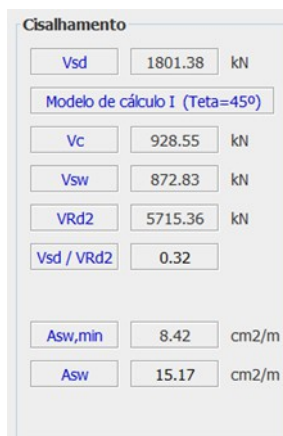


Figura 65: Armadura transversal longarinas

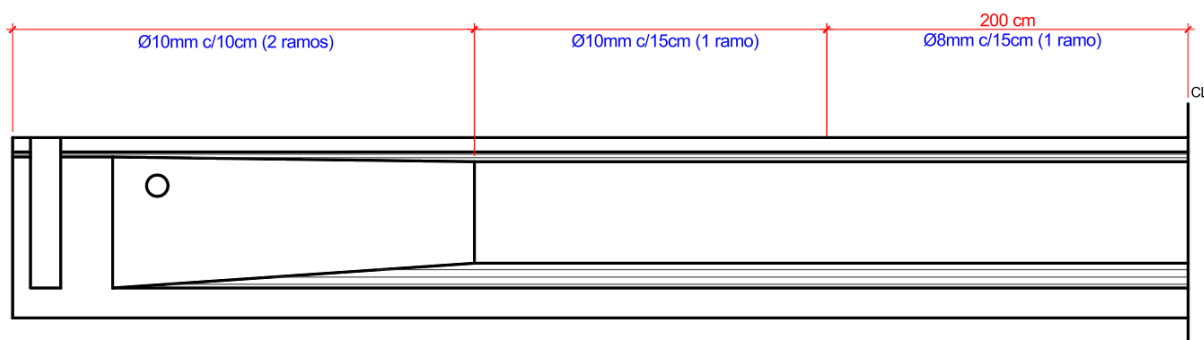


Figura 66: Detalhamento estribos longarinas

16.1.16 Dimensionamento Transversinas

Área de armadura longitudinal mínima: $A_{s,min} = 4,69 \text{ cm}^2$.

Armadura adotada:

- inferior: 3Ø20mm.
- superior: 3Ø20mm.

Resumo dimensionamento para a envoltória apresentada anteriormente:

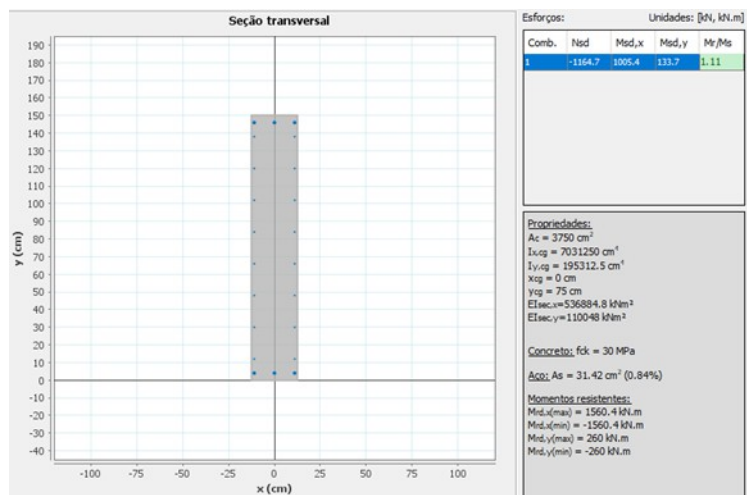


Figura 67: Armadura longitudinal transversina

Área de armadura transversal mínima: $A_{v,min} = 2,90 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armadura adotada: Ø8mm c/10 cm + armadura de pele de 2Ø10mm c/15 cm.

Resumo dimensionamento para a envoltória apresentada anteriormente:

Cisalhamento		
Vsd	530.40	kN
Modelo de cálculo I (Teta=45°)		
Vc	275.92	kN
Vsw	254.48	kN
VRd2	1616.53	kN
Vsd / VRd2	0.33	
Asw,min	2.90	cm ² /m
Asw	5.12	cm ² /m

Figura 68: Armadura de corte transversina

16.1.17 Dimensionamento Lajes Tabuleiro

As armaduras foram dimensionadas diretamente no software Scia Engineer, em conformidade com as prescrições da NBR 6123:2023. Nas figuras a seguir são apresentados os resultados sob a forma de gráficos de isovalores das armaduras de flexão calculadas. O critério de detalhamento adotado consistiu na utilização da armadura mínima em todas regiões onde esta se mostrou suficiente, prevendo-se reforços locais adicionais apenas nos trechos em que a armadura mínima não atende às solicitações.

Nas figuras abaixo são apresentados os resultados das armaduras calculadas para cada uma das lajes do tabuleiro.

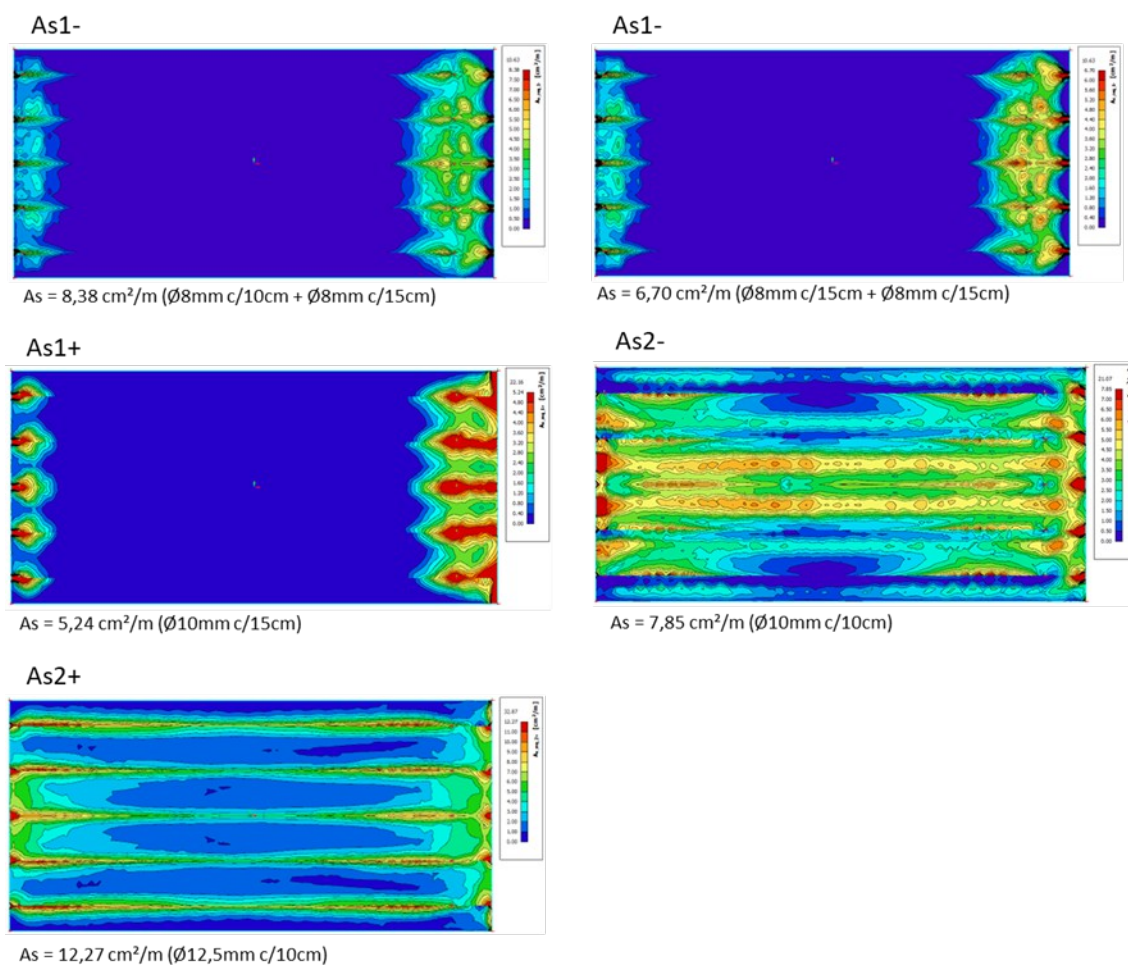


Figura 69: Dimensionamento armaduras – Laje tabuleiro

A armadura detalhada de flexão das lajes do tabuleiro resultou:

- Direção paralela ao tráfego de veículos (direção 1):
 - armadura inferior (As1-):
 - Ø8mm c/10cm na pré-laje;
 - Ø8mm c/15cm na camada inferior da laje (inclusive na região das pré-lajes, a não ser na projeção das longarinas);
 - Ø8mm c/15cm – camada adicional na região dos apoios (projeção das travessas).
 - armadura superior (As1+):
 - Ø10mm c/15cm em toda laje.
- Direção transversal ao tráfego de veículos (direção 2):
 - armadura inferior (As2-):
 - Ø10mm c/10cm na pré-laje;

- $\varnothing 10\text{mm}$ c/10cm na região dos apoios (projeção das travessas).
- armadura superior (As2+):
 - $\varnothing 12,5\text{mm}$ c/10 cm em toda laje.

As armaduras detalhadas desconsideram picos localizados do modelo numérico.

A armadura mínima é igual a $3,00\text{ cm}^2/\text{m}$.

Na figura a abaixo, é apresentado o esforço de corte resistente pelo elemento para dispensar armadura de corte.

c	4 cm	cobrimento de concreto
b	100 cm	largura da seção transversal
h	20 cm	altura da seção transversal
d	15,375 cm	altura útil da seção transversal
$\varnothing t$	0 cm	diâmetro da armadura transversal
$\varnothing l$	1,25 cm	diâmetro da armadura longitudinal
fck	4 kN/cm ²	resistência característica à compressão do concreto
fcd	2,85714 kN/cm ²	resistência cde cálculo do concreto
VSd	kN/m	corte de projeto (já majorado)
fywd	43,4783 kN/cm ²	
k	1,44625	
fctd	0,17544 kN/cm ²	
As1	8,38 cm ² /m	
$\rho 1$	0,002	
Nsd	0	
VRd1	124,836 kN/m	12,4836 tf/m

Figura 70: Esforço resistente de corte para dispensa de armadura de corte

Conforme ilustrado na figura a seguir, o valor máximo do esforço cortante no elemento é inferior à resistência ao corte sem armadura transversal. Ressalta-se que a verificação do esforço cortante deve ser realizada a partir de uma distância d (altura útil) em relação às linhas de apoio. Os valores que se apresentam superiores ao limite correspondem a pontos localizados, associados a regiões de concentração de tensões no modelo numérico. Na região de ligação entre a interface viga/laje há armadura de corte.

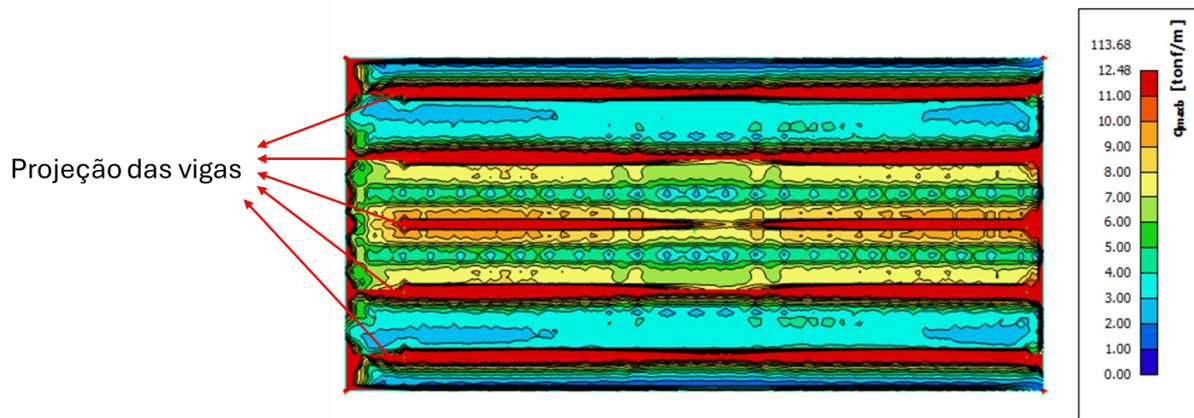


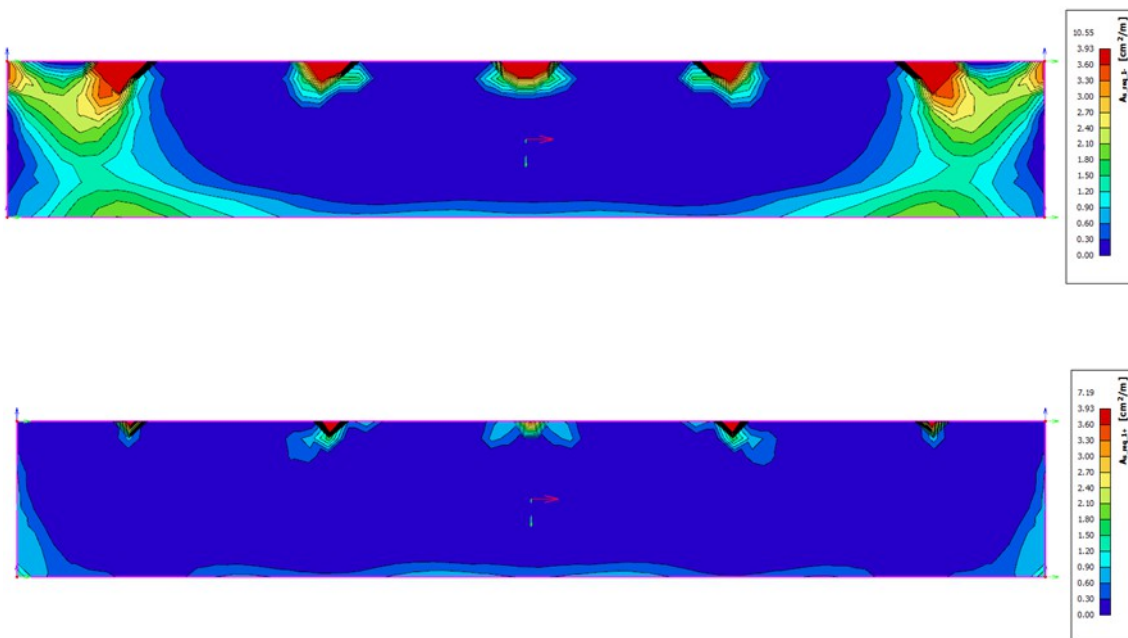
Figura 71: Esforço de corte atuante – tabuleiro

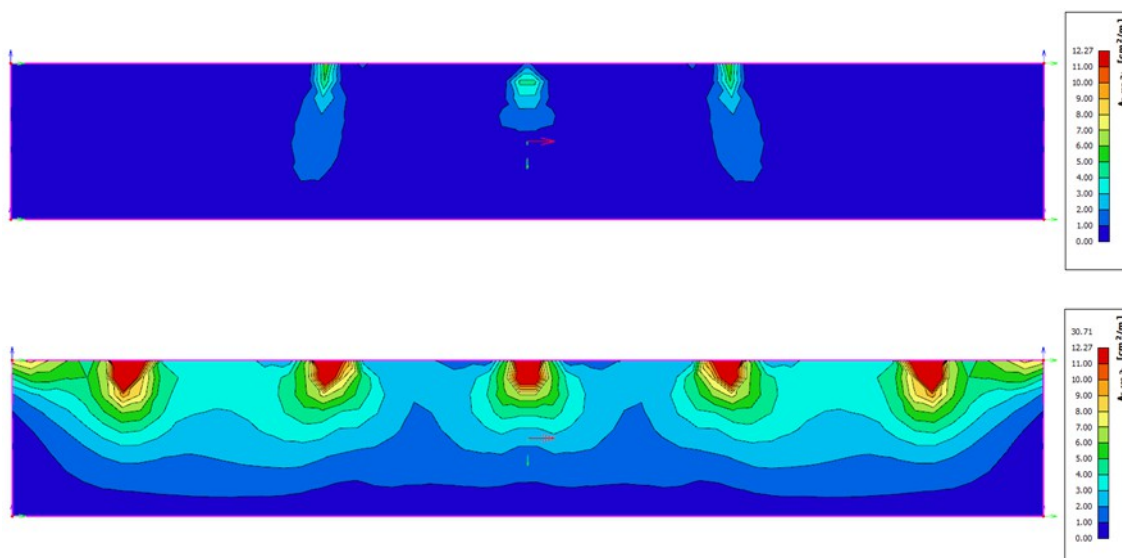
16.1.18 Dimensionamento Vigas de Entrada

Armadura adotada:

- Direção x, duas faces: Ø10mm c/20cm.
- Direção y, duas faces: Ø12,5mm c/10cm.

Resumo dimensionamento para a envoltória apresentada anteriormente:





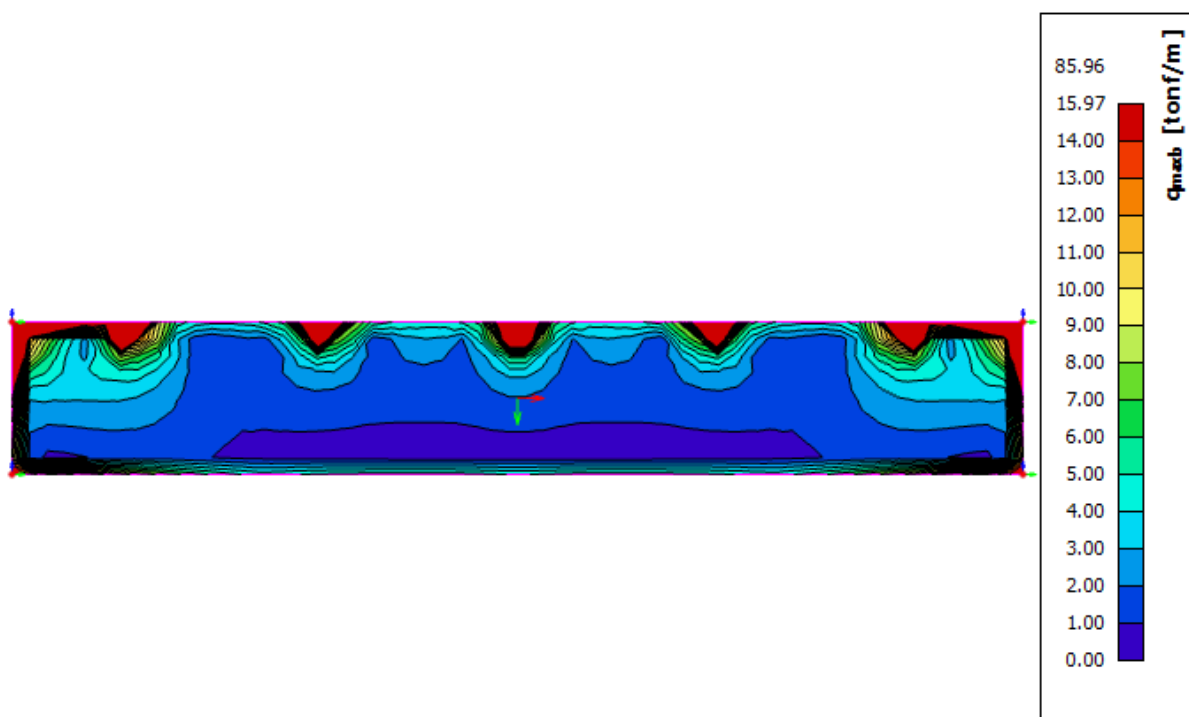
As armaduras detalhadas desconsideram picos localizados do modelo numérico.
A armadura mínima é igual a 4,88 cm²/m.

Na figura a abaixo, é apresentado o esforço de corte resistente pelo elemento para dispensar armadura de corte.

c	4 cm	cobrimento de concreto
b	100 cm	largura da seção transversal
h	25 cm	altura da seção transversal
d	20,375 cm	altura útil da seção transversal
Øt	0 cm	diâmetro da armadura transversal
Øl	1,25 cm	diâmetro da armadura longitudinal
fck	4 kN/cm ²	resistência característica à compressão do concreto
fcd	2,85714 kN/cm ²	resistência cde cálculo do concreto
Vsd	kN/m	corte de projeto (já majorado)
fywd	43,4783 kN/cm ²	
k	1,39625	
fctd	0,17544 kN/cm ²	
As1	8,38 cm ² /m	
ρ1	0,002	
Nsd	0	
VRd1	159,714 kN/m	15,9714 tf/m

Figura 72: Esforço resistente de corte para dispensa de armadura de corte

Conforme ilustrado na figura a seguir, o valor máximo do esforço cortante no elemento é inferior à resistência ao corte sem armadura transversal. Ressalta-se que a verificação do esforço cortante deve ser realizada a partir de uma distância d (altura útil) em relação às linhas de apoio. Os valores que se apresentam superiores ao limite correspondem a pontos localizados, associados a regiões de concentração de tensões no modelo numérico. Na região de ligação entre a interface viga/laje há armadura de corte.

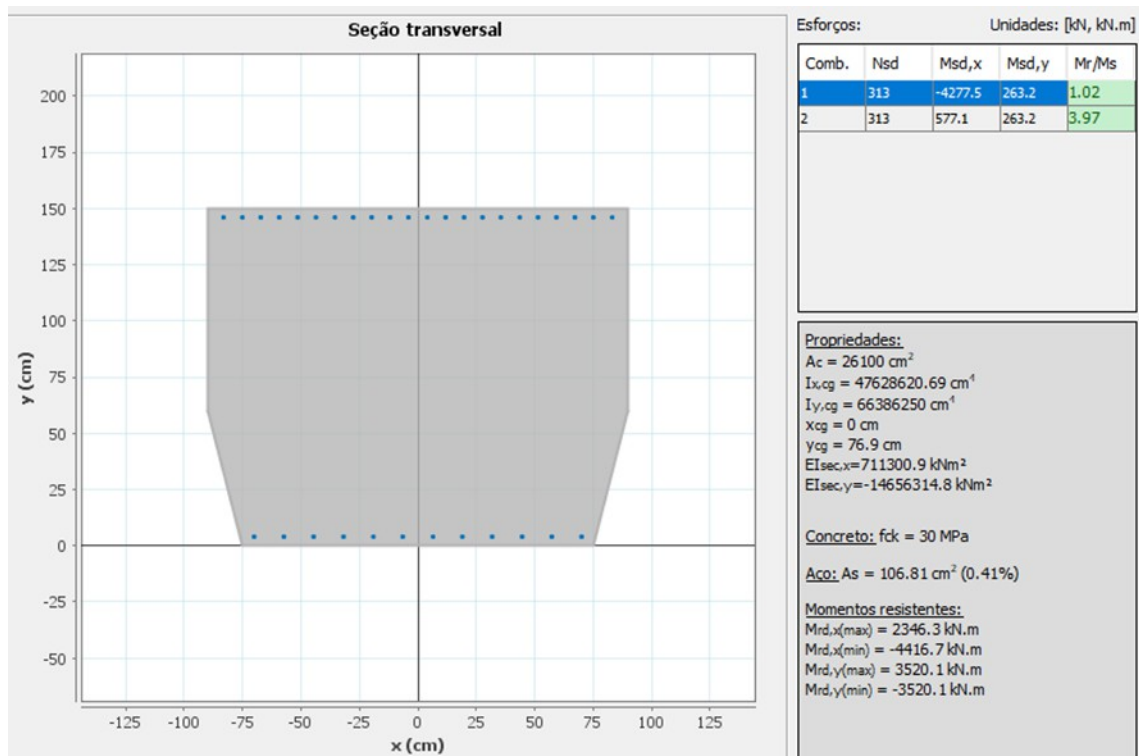
**Figura 73: Esforço de corte atuante**

16.1.19 Dimensionamento Travessas

Armadura adotada:

- inferior: 22Ø20mm.
- superior: 12Ø20mm.

Resumo dimensionamento para a envoltória apresentada anteriormente:



Área de armadura transversal mínima: $A_{v,min} = 20,86 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armadura adotada: $\emptyset 12,5\text{mm c}/15 \text{ cm} + \emptyset 10\text{mm c}/15 \text{ cm}$ (estribo com 2 ramos).

Resumo dimensionamento para a envoltória apresentada anteriormente:

Cisalhamento			Torção		
Vsd	2022.10	kN	Tsd	383.89	kN.m
Modelo de cálculo I (Teta=45°)			Seção Vazada Equivalente...		
Vc	2299.48	kN	TRd2	5852.66	kN.m
Vsw	-277.37	kN	Tsd / TRd2	0.07	
VRd2	13471.92	kN	As,90,min	20.86	cm ² /m
Vsd / VRd2	0.15		As,90	20.86	cm ² /m
Asw,min	20.86	cm ² /m			
Asw	20.86	cm ² /m			

16.1.20 Dimensionamento Blocos de Fundação

Blocos do P1 e P2: 4 estacas

Esforços: x direção da menor dimensão da seção transversal.

Combinação	ELU
N [tf] *	500,99
Fx [tf]	36,62
Fy [tf]	21,83
Mx [tfm]	55,23
My [tfm]	54,29

* reação na fundação somada ao peso próprio do bloco e do solo do aterro acima do bloco
Dimensões do bloco: B=3,50m; H=1,50m.

Resumo dimensionamento:

Blénot-Frémy		Fusco - Godart (0,20 fcd)	
Verificação do Bloco (NBR 6118)		Tensão no Pé do Pilar	Bielas de Compressão
α (entre 45 e 55°) = 55,00°		$\sigma_{1d} = 72,11 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_{biela,pilar} = 84,94 \text{ Kgf/cm}^2$
Junto ao Pilar	Junto à Estaca	$\sigma_{1d,adm} = 42,86 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_{biela,pilar,lim} = 160,29 \text{ Kgf/cm}^2$
$\sigma_{c,biela,p} = 107,47 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_{c,biela,e} = 115,73 \text{ Kgf/cm}^2$	(d) - Espraçamento = 63,43°	$\sigma_{biela,estaca} = 118,40 \text{ Kgf/cm}^2$
$\sigma_{c,limite} = 405,00 \text{ Kgf/cm}^2$		x2 = 37,5cm	$\sigma_{biela,estaca,lim} = 135,77 \text{ Kgf/cm}^2$
Armadura do Tirante		x3 = -240,0cm	Biola da Estaca -Fusco
As na Diagonal = 46,50 cm ²	28,24 cm ²	x = 5,6cm	$\sigma_{biela,estaca} = 55,47 \text{ Kgf/cm}^2$
As em Malha = 65,75 cm ²		d = 159,4cm	$\sigma_{biela,estaca,lim} = 75,00 \text{ Kgf/cm}^2$
Verificação do Bloco (NBR 6118)		B mín (x) = 97,3cm	Armadura Principal
α (entre 45 e 55°) = 45,45°		Ângulo Real da Biela	Asx = 59,9cm ²
Junto ao Pilar	Junto à Estaca	Raio PCAE = 54,9cm	Asy = 59,9cm ²
$\sigma_{c,biela,p} = 142,00 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_{c,biela,e} = 115,73 \text{ Kgf/cm}^2$	$\theta_{biela} = 45,26^\circ$	
$\sigma_{c,limite} = 160,29 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_{c,limite} = 135,77 \text{ Kgf/cm}^2$		
Armadura do Tirante			
As na Diagonal = 46,50 cm ²	28,24 cm ²		
As em Malha = 65,75 cm ²			

Armadura longitudinal adotada: 6Ø25mm sobre as estacas + Ø10mm c/ 10cm (fora da região dos tirantes).

Blocos do P3 e P4: 4 estacas

Esforços: x direção da menor dimensão da seção transversal.

Combinação	ELU
N [tf] *	478,13
Fx [tf]	3,92
Fy [tf]	14,01
Mx [tfm]	63,77
My [tfm]	39,05

* reação na fundação somada ao peso próprio do bloco e do solo do aterro acima do bloco
Dimensões do bloco: B=3,50m; H=1,50m.

Resumo dimensionamento:

Blévoit-Frémy		Fusco - Godart (0,20 fcd)	
Verificação do Bloco (NBR 6118)		Tensão no Pé do Pilar	Bielas de Compressão
α (entre 45 e 55°)= 55,00°		σ_{1d} = 64,14 Kgf/cm ²	$\sigma_{biela,pilar}$ = 85,21 Kgf/cm ²
Junto ao Pilar	Junto à Estaca	$\sigma_{1d,adm}$ = 42,86 Kgf/cm ²	$\sigma_{biela,pilar,lim}$ = 160,29 Kgf/cm ²
$\sigma_{c,biela,p}$ = 95,58 Kgf/cm ²	$\sigma_{c,biela,e}$ = 102,77 Kgf/cm ²	(d) - Espraiamento=63,43°	$\sigma_{biela,estaca}$ = 105,46 Kgf/cm ²
$\sigma_{c,limite}$ = 405,00 Kgf/cm ²		x2= 37,5cm	$\sigma_{biela,estaca,lim}$ = 135,77 Kgf/cm ²
Armadura do Tirante		x3= -174,6cm	Biola da Estaca -Fusco
As na Diagonal= 43,57 cm ²	25,08 cm ²	x= 4,2cm	$\sigma_{biela,estaca}$ = 49,26 Kgf/cm ²
As em Malha= 61,62 cm ²		d= 160,8cm	$\sigma_{biela,estaca,lim}$ = 75,00 Kgf/cm ²
Verificação do Bloco (NBR 6118)		B mín (x)= 91,7cm	Armadura Principal
α (entre 45 e 55°)= 45,45°		Ângulo Real da Biela	Asx= 55,6cm ²
Junto ao Pilar	Junto à Estaca	Raio PCAE= 51,8cm	Asy= 55,6cm ²
$\sigma_{c,biela,p}$ = 126,29 Kgf/cm ²	$\sigma_{c,biela,e}$ = 102,77 Kgf/cm ²	θ_{biela} = 45,17°	
$\sigma_{c,limite}$ = 160,29 Kgf/cm ²	$\sigma_{c,limite}$ = 135,77 Kgf/cm ²		
Armadura do Tirante			
As na Diagonal= 43,57 cm ²	25,08 cm ²		
As em Malha= 61,62 cm ²			

Armadura longitudinal adotada: 6Ø25mm sobre as estacas + Ø10mm c/ 10cm (fora da região dos tirantes).

Blocos do P5 e P6: 4 estacas

Esforços: x direção da menor dimensão da seção transversal.

Combinação	ELU
N [tf] *	355,64
Fx [tf]	24,30
Fy [tf]	18,50
Mx [tfm]	55,47
My [tfm]	42,39

* reação na fundação somada ao peso próprio do bloco e do solo do aterro acima do bloco
Dimensões do bloco: B=3,50m; H=1,50m.

Resumo dimensionamento:

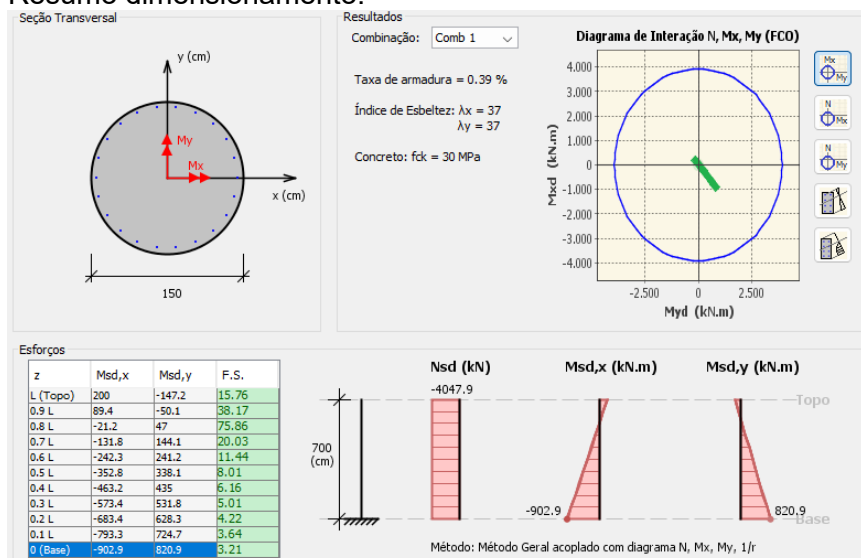
Biénot-Frémy		Fusco - Godart (0,20 fcd)	
Verificação do Bloco (NBR 6118)		Tensão no Pé do Pilar	Bielas de Compressão
α (entre 45 e 55°)= 55,00°		σ_{1d} = 33,65 Kgf/cm ²	$\sigma_{biela,pilar}$ = 86,38 Kgf/cm ²
Junto ao Pilar	Junto à Estaca	$\sigma_{1d,adm}$ = 42,86 Kgf/cm ²	$\sigma_{biela,pilar,lim}$ = 160,29 Kgf/cm ²
$\sigma_{c,biela,P}$ = 50,15 Kgf/cm ²	$\sigma_{c,biela,E}$ = 82,62 Kgf/cm ²	(d) - Espriamento=63,43°	$\sigma_{biela,estaca}$ = 85,95 Kgf/cm ²
$\sigma_{c,limite}$ = 405,00 Kgf/cm ²		x2= 37,5cm	$\sigma_{biela,estaca,lim}$ = 135,77 Kgf/cm ²
Armadura do Tirante		x3= 75,5cm	Biola da Estaca -Fusco
As na Diagonal= 32,41 cm ²	20,16 cm ²	x= -2,1cm	$\sigma_{biela,estaca}$ = 39,60 Kgf/cm ²
As em Malha= 45,84 cm ²		d= 167,1cm	$\sigma_{biela,estaca,lim}$ = 75,00 Kgf/cm ²
Verificação do Bloco (NBR 6118)		B mín (x)= 66,5cm	Armadura Principal
α (entre 45 e 55°)= 45,45°		Ângulo Real da Biela	Asx= 39,8cm ²
Junto ao Pilar	Junto à Estaca	Raio PCAE= 37,5cm	Asy= 39,8cm ²
$\sigma_{c,biela,P}$ = 66,26 Kgf/cm ²	$\sigma_{c,biela,E}$ = 82,62 Kgf/cm ²	θ_{biela} = 44,78°	
$\sigma_{c,limite}$ = 160,29 Kgf/cm ²	$\sigma_{c,limite}$ = 135,77 Kgf/cm ²		
Armadura do Tirante			
As na Diagonal= 32,41 cm ²	20,16 cm ²		
As em Malha= 45,84 cm ²			

Armadura longitudinal adotada: 6Ø25mm sobre as estacas + Ø10mm c/ 10cm (fora da região dos tirantes).

16.1.21 Dimensionamento Pilares

Pilares P1 e P2: circular Ø1,50m

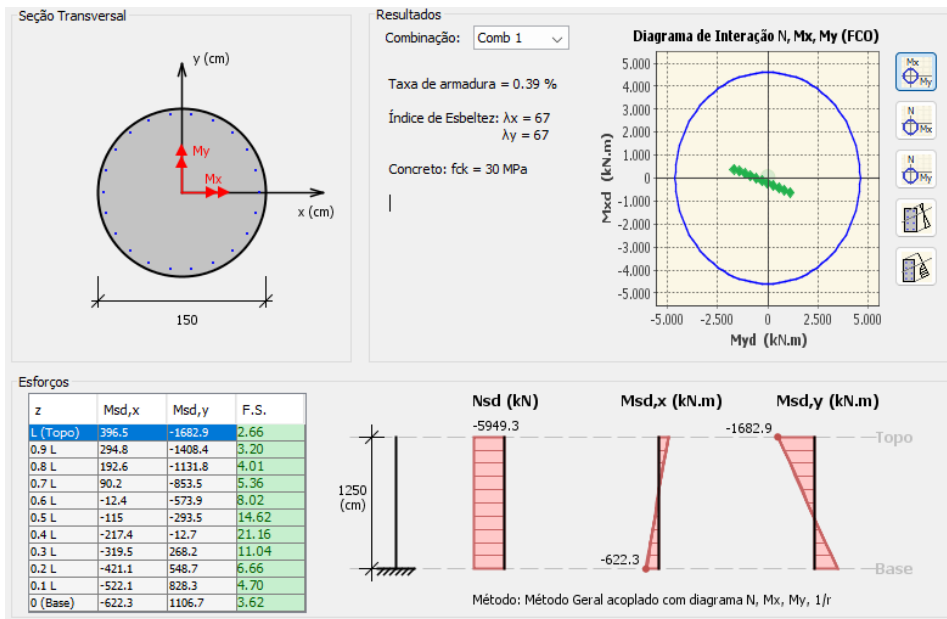
Resumo dimensionamento:



Armadura longitudinal adotada: 22Ø20mm.

Pilares P3 e P4: circular Ø1,50m

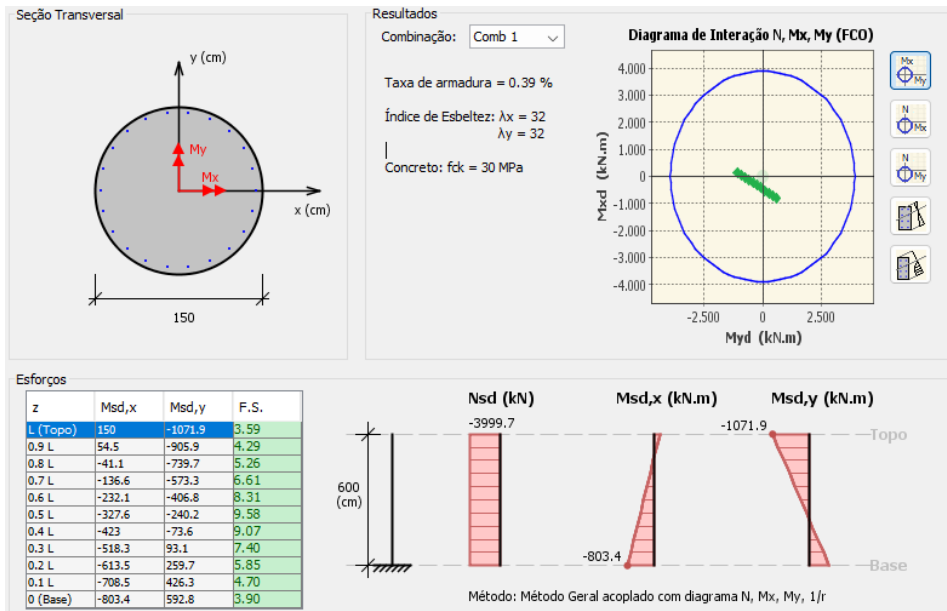
Resumo dimensionamento:



Armadura longitudinal adotada: 22Ø20mm.

Pilares P5 e P6: circular Ø1,50m

Resumo dimensionamento:



Armadura longitudinal adotada: 22Ø20mm.

16.1.22 Dimensionamento Aparelho de Apoio (Neoprene)

< > Tabelas
APARELHO DE APOIO RETANGULAR FRETADO

Dados de entrada

$F_{zd, \text{máx}} = 1273.9 \text{ kN}$ $F_{zd, \text{mín}} = 907.9 \text{ kN}$ $F_{zk} = 909.93 \text{ kN}$
 $\alpha_{x,d} = 0.0067 \text{ rad}$ $F_{xd} = 86.3 \text{ kN}$ $V_{xd} = 26.21 \text{ mm}$
 $\alpha_{y,d} = 0.002 \text{ rad}$ $F_{yd} = 50.9 \text{ kN}$ $V_{yd} = 15.46 \text{ mm}$

Resultados:

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo:	6.25	≤ 7.0	OK
Verificação da espessura das chapas de aço:	4.0	$> 1.5 \text{ mm}$	OK
Estabilidade à rotação:	2.00	> 0	OK
Estabilidade à flambagem:	10.09	≤ 32.6	OK
Estabilidade ao deslizamento:	-	-	OK

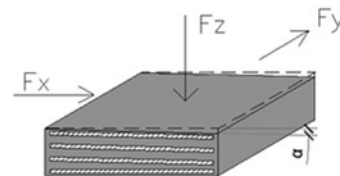
Aparelho nº 44

$a = 300 \text{ mm}$
 $b = 500 \text{ mm}$
 $n = 3 \text{ camadas}$
 $t_i = 12 \text{ mm}$
 $t_s = 4 \text{ mm}$
 $t_b = 57 \text{ mm}$

Variáveis de entrada

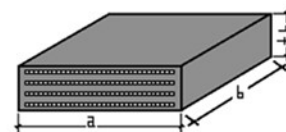
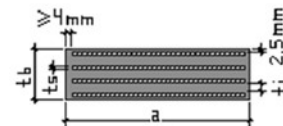
$F_{zk} = 909.93 \text{ kN}$
 $F_{zd} = 1273.9 \text{ kN}$
 $F_{xd} = 86.3 \text{ kN}$
 $v_{xd} = 26.21 \text{ mm}$
 $\alpha_{a,d} = 0.0067 \text{ rad}$

$F_{zd, \text{mín}} = 907.9 \text{ kN}$
 $F_{yd} = 50.9 \text{ kN}$
 $v_{yd} = 15.46 \text{ mm}$
 $\alpha_{b,d} = 0.002 \text{ rad}$



Aparelho de apoio escolhido

$a = 300.0 \text{ mm}$
 $b = 500.0 \text{ mm}$
 $n = 3.0 \text{ camadas}$
 $t_s = 4.0 \text{ mm}$
 $t_i = 12.0 \text{ mm}$
 $t_b = 57.0 \text{ mm}$



Configurações

$*K_f = 0.6$
 $G = 0.9 \text{ MPa}$
 $E_b = 2000.0 \text{ MPa}$
 $f_y = 210.0 \text{ MPa}$
 $ch = 4.0 \text{ mm}$
 $cv = 2.5 \text{ mm}$
 $**K_h = 1.0$

16.1.23 Verificação da Fadiga no Concreto e no Aço das Armaduras

As figuras abaixo apresentam as verificações da fadiga no concreto e no aço das armaduras passivas.

Elemento	h [m]	d [m]	σ_2 (kPa)	σ_1 (kPa)	η_c .grad	η_c .grad $\cdot\gamma^*$ $\sigma_{c,max}$	fcd,fad	Relação	
Longarinas	1,50	1,38	7.600,00	4.100,00	0,81	4.665,67	12.857,14	> 1	atendido
Laje tabuleiro	0,20	0,16	4.300,00	1.500,00	0,75	1.584,21	12.857,14	> 1	atendido
Travessas	1,20	1,14	6.300,00	4.500,00	0,88	5.512,50	9.642,86	> 1	atendido

Figura 74: Verificações à fadiga no concreto

Elemento	h [m]	d [m]	As [cm ²]	$\sigma_{s,max}$ (kPa)	$\sigma_{s,min}$ (kPa)	$\gamma^*\Delta\sigma_s$	$\Delta f_{sd,fad}$	Dano	
Longarinas	1,50	1,38	95,00	296.600,00	154.500,00	163.415,00	175.000,00	7,10E-01	atendido
Laje tabuleiro	0,20	0,16	6,67	145.500,00	50.500,00	109.250,00	190.000,00	6,29E-02	atendido
Travessas	1,20	1,14	69,30	302.400,00	210.700,00	105.455,00	180.000,00	6,90E-02	atendido

Figura 75: Verificações à fadiga nas armaduras passivas

16.1.24 Verificação de Fissuração

As figuras abaixo apresentam as verificações de fissuração nos elementos.

Verificação da abertura de fissuras

Tipo de verificação:

Limite de fissuração:

Wk1 =

Wk2 =

Wk =

Conclusão:

Figura 76: Verificação fissuração Laje tabuleiro

Verificação da abertura de fissuras		
Tipo de verificação:	Conjunto	
Limite de fissuração:	0.30	mm
Wk1 =	0.457	mm
Wk2 =	0.104	mm
Wk =	0.104	mm
Conclusão:	Limite de fissuração atendido	

Figura 77: Verificação fissuração Longarinas

Verificação da abertura de fissuras		
Tipo de verificação:	Conjunto	
Limite de fissuração:	0.30	mm
Wk1 =	0.205	mm
Wk2 =	0.174	mm
Wk =	0.174	mm
Conclusão:	Limite de fissuração atendido	

Figura 78: Verificação fissuração Travessas

16.1.25 Dimensionamento Estacas

A definição da solução de fundação permanece pendente, estando condicionada à conclusão das sondagens. Após sua finalização, esta memória de cálculo será atualizada, de modo a contemplar o dimensionamento estrutural e geotécnico das estacas (ou, alternativamente, bloco de fundação sem estacas, conforme resultados a serem aferidos no relatório de sondagem. Abaixo se apresenta as cargas condicionantes ao dimensionamento:

Estacas mais solicitadas:

- Blocos P1 e P2: 102,71 tf;
- Blocos P3 e P4: 117,50 tf;
- Blocos P5 e P6: 87,64 tf.

17 PROJETO DE DESAPROPRIAÇÃO

17.1 Introdução

A elaboração do projeto de desapropriação tornou-se necessária após a definição da faixa de domínio, ocasião em que foi identificada a existência de imóveis de terceiros inseridos na área de abrangência do projeto geométrico. Tais imóveis deverão ser devidamente indenizados, de modo a assegurar a constituição da área de domínio público e viabilizar a implantação integral do empreendimento.

17.2 Aspectos gerais

17.2.1 Finalidade

O presente trabalho tem como finalidade a elaboração de um projeto de desapropriação como base no Projeto de Engenharia Rodoviária para Implantação e Pavimentação dos Contornos Viários de Joaçaba, Herbal d'Oeste e Luzerna – Lote 02 – Contorno Viário Oeste. Nesse contexto, serão identificadas as propriedades situadas dentro da faixa de domínio projetada, as quais deverão ser objeto de indenização.

17.2.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é identificar e delimitar as áreas atingidas pela faixa de domínio projetada, subsidiando a definição dos procedimentos de desapropriação.

17.3 Elaboração do Projeto

17.3.1 Faixa de Domínio

A Faixa de Domínio tem como finalidade principal delimitar as áreas das propriedades atingidas pelo projeto, viabilizando sua implantação e assegurando condições adequadas de segurança aos usuários da via e aos moradores do entorno.

Neste projeto, foi adotada uma faixa de domínio com largura total de 40 metros, sendo 20 metros para o lado direito e 20 metros para o lado esquerdo do eixo da via. Nos trechos em que o projeto em estudo ultrapassa esses limites, estabeleceu-se uma faixa de domínio adicional de 10 metros além do offset excedente, de modo a garantir a adequada implantação e operação da infraestrutura viária.

17.3.2 Plantas do Projeto

Em função do exposto, elaborou-se mapa geral de desapropriação, em escala 1:2.000 onde serão apresentadas as áreas atingidas.

Tomou-se como base a planta do projeto geométrico associado ao levantamento topográfico e levantamentos dos proprietários.

O mapa geral de desapropriação encontra-se no Volume 2 – Projeto de Execução.

17.4 Resumo das áreas das propriedades e benfeitorias a serem desapropriadas

A seguir será apresentada a tabela 17.1, contendo um resumo do cadastro das áreas atingidas.

17 – PROJETO DE DESAPROPRIAÇÃO

Tabela 17.1 - Resumo dos imóveis a desapropriar

Nº	Nome do Proprietário	CPF/ CNPJ	Matrícula / Transcrição	Área a desapropriar (m²)	
				Terra nua	Edificações
04	MARCOS SCHAZMANN	494.943.259-15	22.871	17.724,84	0,00
05	KATANA PARTICIPAÇÕES LTDA	00.394.460/0001-41	34.340	13.449,94	0,00
06	OSCAR MICHAUT, ELISETE APARECIA E CARLOH MICHAUT	642.333.679-20 029.997.129-73	10.550	21.761,44	0,00
08	JAIR JOSÉ HOFF E GILBERTO CARLOS HOFF	367.098.911.00 006.720.029-06	12.460	8.575,45	0,00
09	CIBELI PILATI DA SILVA, JOICE MARI PILATI E AMANDA PILATI DA SILVA	006.045.589-31 892.239.299-68 065.156.099-30	27.543	13.040,59	0,00
10	ROGÉRIO WISNIEWSKI	439.992.809-30	27.127	9.710,76	0,00
12	HEMINIO HECKLER	347.270.279-68	33.513	5.621,32	0,00
13	OUMAR CASSOL	020.981.929-40	33.512	461,44	0,00
14	CLAUDEMAR BRUNO DE PELEGRIN	707.713.409-15	27.500	3.030,58	0,00
15	RONILSON WISNIEWSKI	008.350.559-81	27.126	3.165,82	0,00
16	RONIE EDUARDO WISNIEWSKI	522.866.309-68	33.950	6.423,76	0,00
17	RUBENS WISNIEWSKI	622.998.249-87	28.360	3.809,63	0,00
19	ROSANGELA WISNIEWSKI DA SILVA E OUTROS	622.993.879-00	34.231	3.688,70	58,52
20	ROBERTO WISNIEWSKI	698.895.389-20	34.883	89,20	0,00
21	ROBERTO WISNIEWSKI	698.895.389-20	34.884	12.191,39	0,00
24	RODOLFO FINK	195.621.529-87	22.872	12.935,00	0,00
25	MIGUEL ANGELO FRANZOI JUNIOR	425.670.099-49	24.048	2.674,15	0,00
26	PAULO ROBERTO FINK	933.951.249-91	24.416	19.749,41	0,00
27	JOVENTINO DE MARCO	199.449.739-68	17.299	476,67	0,00
28	PAULO ROBERTO FINK E JOSÉ AUGUSTO HOFSTATTER	933.951.249-91 088.437.059-38	27.417	7.704,47	0,00
29	GRUBER METALURGICA LTDA	84.590.413/0001-36	19.913	11.168,30	0,00
30	RODOLFO FINK	195.621.529-87	7.940	11.673,57	0,00

17 – PROJETO DE DESAPROPRIAÇÃO

31	NELSON ALVES ANTUNES E PAULO ALVES ANTUNES	400.964.169-04 021.372.919-91	17.298	8.608,91	0,00
32	NELSON ALVES ANTUNES	400.964.169-04	5.821	6.660,54	49,49
33	PREF. MUNICIPAL DE JOAÇABA E PREF. MUNICIPAL DE HERBAL DO OESTE	82.939.380/0001-99 82.939.430/0001-38	10.123	7.118,36	0,00
34	GENTIL CAVALHEIRO E OUTROS	437.061.009-59	25.445	18.476,36	0,00
35	NILTON ROSANELLI E OUTROS	736.542.059-68	3.032	12.784,15	0,00
36	MAURÍCIO	-	-	11.100,01	0,00
37	MAURÍCIO	-	-	5.515,38	0,00
39	EDEGAR ANTONIO CASTEGNARO E LUCIANE TEREZINHA NOGARA CASTERNARO	065.746.029-04 386.950.149-91	1.783	22.063,14	0,00
41	ELISETE GRIGGIO	833.732.849-53	24.983	4.695,47	0,00
42	ARMELINDO SCHNEIDER	076.094.779-15	24.984	6.068,12	0,00
43	DARIO DALLANORA	480.125.309-10	15.390	12.823,85	0,00
44	AMARILDO LUIZ BIANCHI	480.039.999-87	2.033	11.773,23	22,66
45	SIEGRID GULDE E OUTROS	516.528.709-20	34.482	1.700,38	0,00
46	SIEGRID GULDE	516.528.709-20	12.320	4.675,95	0,00
47	LUCIANA BIANCHI	049.170.869-65	31.924	281,30	0,00
48	AYRES GULDE	250.368.079-87	31.925	436,61	0,00
49	HEDI GULDE BEHREND	843.624.809-00	31.926	1.236,88	0,00
50	HALISON BECKERS	050.698.939-98	31.927	1.609,10	0,00
51	AYRES GULDE E OUTROS	250.368.079-87	31.923	1.611,00	0,00
54	ROBERTO DALLANORA	480.125.219-20	37.830	343,14	0,00
55	GGC2 HOLDONG LTDA	52.905.169/0001-94	37.884	800,78	13,47
56	ROBERTO DALLANORA	480.125.219-20	37.829	6.480,15	58,44
57	ROBERTO DALLANORA	480.125.219-20	37.828	11.336,82	0,00
59	GILBERTO BRAGANHOLO E OUTROS	104.693.469-49	25.718	2.684,24	0,00
61	GILBERTO BRAGANHOLO E OUTROS	104.693.469-49	38.214	6.162,40	0,00

17 – PROJETO DE DESAPROPRIAÇÃO

64	GILBERTO BRAGANHOLO E OUTROS	104.693.469-49	38.217	19.076,30	0,00
66	GENESIO DE OLIVEIRA E OUTROS	531.379.069-20	20.515	6.433,20	0,00
67	JULIO HARR E OUTROS	471.858.059-53	38.177	1.956,12	0,00
69	DGIMI PARNO	385.892.819-49	36.755	8.069,61	0,00
70	LUCIANO DI DOMENICO	016.679.059-10	37.215	6.694,44	0,00
72	CRISTIANO E TATIANE CORRETORES DE IMÓVEIS LTDA	12.875.582/0001-39	36.905	2.826,71	0,00
73	SUHNEL EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIOS LTDA	23.363.397/0001-81	15.640	1.973,30	0,00
74	SUHNEL EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIOS LTDA	23.363.397/0001-81	5.797	27.781,26	0,00
TOTAL		-	-	430.983,64	202,58