

PROJETO DE PONTE SOBRE O ARROIO JACUTINGA – IVORÁ, RS
MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL



Eng Civil Thiago Mottecy Piovezan
Especialista em Estruturas de Concreto e Fundações
CREA RS 197.361
Technisan Engenharia LTDA
NOVEMBRO DE 2025

SUMÁRIO

1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	4
1.1	Considerações sobre o estudo hidrológico	5
1.2	estudo geotécnico.....	6
2.	MORFOLOGIA DA NOVA PONTE	8
3.	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	9
4.	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	10
4.2	AÇÕES PERMANENTES.....	10
4.2.1	PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS	10
4.2.2	EMPUXO	10
4.3	AÇÕES VARIÁVEIS	11
4.3.1	AÇÃO MÓVEL DO TREM-TIPO	11
4.3.2	FRENAGEM E ACELERAÇÃO	12
4.3.3	AÇÃO DO VENTO.....	13
4.3.4	RETRAÇÃO E TEMPERATURA	17
5.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	18
6.	MODELO NUMÉRICO DA PONTE	21
7.	DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA.....	22
7.1	LAJES.....	22
7.1.1	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS POSITIVAS	22
7.1.1	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS	33
7.1.2	VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO	36
7.2	INFRAESTRUTURA.....	38
7.2.1	DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS E ALAS	38
7.2.2	DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO	43
7.2.1	DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES	46
	REFERÊNCIAS.....	53

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Trata-se de uma ponte rodoviária a ser implantada sobre o Arroio Jacutinga, classe TB-45 conforme NBR-7188:2024, localizada no perímetro urbano da cidade de Ivorá, no entroncamento das ruas Euclides Londero e General Osório. A classe da ponte foi definida em comum acordo com o proprietário da obra, a Prefeitura Municipal de Santo Cristo.

Figura 1 - Localização da futura ponte



Fonte: Autor.

A nova estrutura permitirá uma passagem segura dos usuários das vias urbanas, tendo em vista a inexistência de qualquer estrutura destinada ao trânsito de

veículos no local, tratando-se apenas de uma passagem de val para os veículos e pedestres.

O projeto da superestrutura foi concebido parcialmente em concreto armado, tratando-se de uma ponte em laje. O projeto da infraestrutura será constituído de encontros em concreto armado, blocos de coroamento e tubulões escavados.

1.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO HIDROLÓGICO

Baseado no estudo hidrológico realizado, o Arroio Jacutinga possui uma pequena lâmina de água, possuindo um grande perímetro e pequena área molhada.

Considerando o tempo de retorno de 100 anos, foi encontrado uma vazão de 5,015m³, para a qual é necessário 12,44m² de área. Iremos utilizar uma ponte com 10m de vão. Para a mesma, seriam necessários pelo menos 1,25m de altura.

Para altura, pelo fato de termos as ruas da cidade próximas, a elevação é limitada em função do encontro da Avenida General Osório e da rua Euclides Londero. Com isso, foi mantida uma altura, do fundo do rio, até o fundo da ponte, de 1,65m, no ponto mais fundo do arroio. Assim, a área molhada atende com folga a área para o tempo de retorno de 100 anos.

Mesmo assim, chuvas elevadas podem eventualmente sobrepor à altura da ponte, ou até mesmo atingir as ruas, bem como ficar acima da cota de topo da ponte. Dessa forma, a ponte concebida em estrutura monolítica, ou seja, a laje em concreto armado ligada com os encontros, sapata e com as fundações, garantem resistência a esforços de água, que porventura possam atingir, ou até sobrepor o tabuleiro da ponte. Porém, como toda estrutura, em caso de grandes troncos de árvore colidirem com a mesma, é natural que nenhuma ponte dimensionada, possa ter resistência garantida.

De toda forma, iremos recomendar e está considerado no orçamento a redução do fundo do arroio em 50cm de profundidade, aumentando para 2m de altura a passagem sob a ponte, permitindo uma maior quantidade de passagem de destroços de árvores e galhos. A manutenção com limpeza da mesma e garantia do desassoreamento do arroio deve ser feita permanentemente de forma a garantir a segurança dessa ponte, bem como das demais que se seguem no curso do arroio, passando pelo centro da cidade.

1.2 ESTUDO GEOTÉCNICO

Os tubulões foram dispostos de maneira a trazer uma maior resistência frente a ações transversais à ponte, tais como a ação da água em futuras cheias do Arroio Jacutinga.

Em visita realizada ao local da implantação da ponte, realizou-se a abertura de uma vala utilizando-se uma retroescavadeira para verificar as condições de solo in loco (Figura 46 e Figura 47). O equipamento não foi capaz de escavar mais do que 1m abaixo da cota do terreno, mostrando que o solo no local tem boa capacidade de suporte.

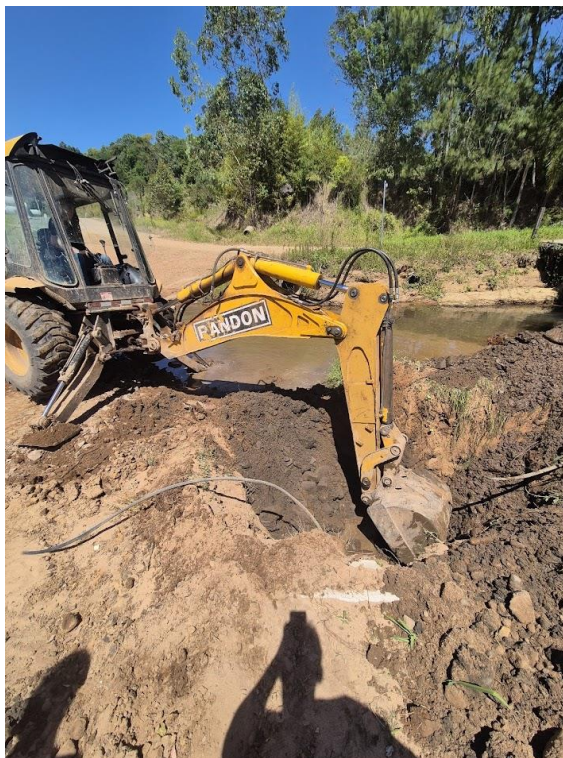
Desta maneira, a base do bloco de fundação funcionará também como uma sapata, dissipando as tensões atuantes na ponte diretamente no solo competente.

Como carga resistente, baseado na inspeção realizada, podemos adotar como resistência máxima do solo 4kgs/cm^2 , o qual equivale a um SPT de 20.

As fundações serão dimensionadas de forma que a carga máxima de resistência vertical do solo, não ultrapasse 4kgs/cm^2 .

Para resistência de esforços horizontais, serão previstas aberturas na rocha, abaixo da sapata, tubulões com diâmetro de 60cm e 2m de profundidade, os quais deverão ser abertos com máquina, ou manualmente como rompedor. Ainda, após atingir a profundidade final, deverá ser feita a limpeza do fundo do tubulação, bem como a realização de furos para inserção de chumbadores na rocha. Dessa forma é garantido a resistência tanto aos esforços verticais quanto a esforços horizontais provenientes por aterro ou empuxo de água do arroio em cheias. O dimensionamento será tratado no item 7.

Figura 2 - Execução de vala de reconhecimento do solo



Fonte: Autor.

Figura 3 - Vala escavada



Fonte: Autor.

2. MORFOLOGIA DA NOVA PONTE

Foi adotada uma solução estrutural formada por uma superestrutura composta de uma laje de concreto armado de 50cm de espessura, vencendo um vão de 10 metros de comprimento. A laje será ligada monoliticamente à dois encontros, também de 50cm de espessura.

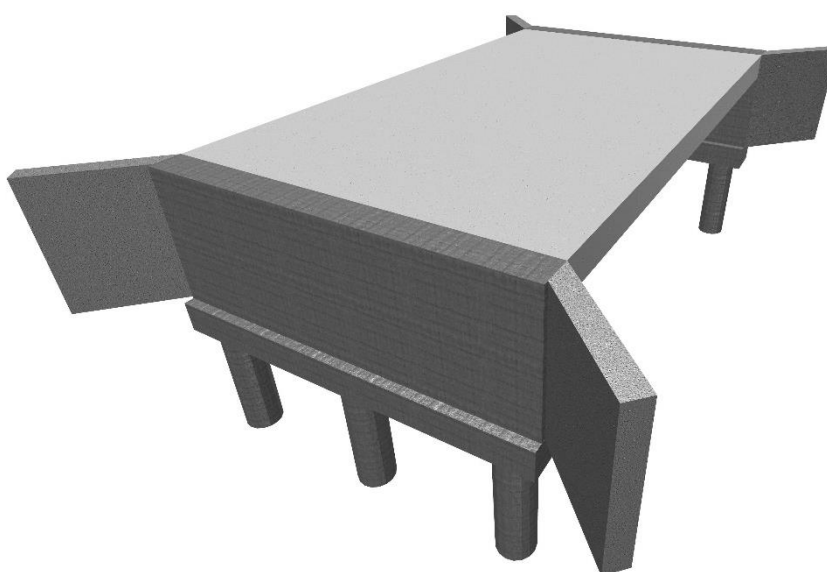
A infraestrutura da ponte, para cada encontro, é constituída de uma sapata corrida, com 3 (três) tubulões distribuídos pela largura da ponte. Estes elementos são ligados monoliticamente aos encontros.

Tal configuração resulta em uma estrutura rígida, permitindo uma maior resistência frente a ações horizontais que o Arroio Jacutinga pode eventualmente exercer sobre a infraestrutura da ponte. Além disso, devido ao solo bastante rijo encontrado no local, o bloco de fundação atua também como sapata corrida, transmitindo esforços diretamente para o solo.

Além disso, ligadas aos encontros, foram projetadas duas alas, para a contenção do aterro de acesso à ponte tanto no sentido longitudinal quanto no sentido transversal. Tais elementos têm 30cm de espessura e totalizam 2,15 metros de altura.

As dimensões totais externamente da nova estrutura são: 11 metros de comprimento e 6 metros de largura. O vão livre interno é de 10m de comprimento.

Figura 4 - Vista isométrica da ponte



Fonte: Autor.

3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

A ponte foi calculada considerando-se os seguintes materiais e propriedades mecânicas:

Para todos os componentes da estrutura (superestrutura, encontros e infraestrutura), deverá ser empregado o concreto classe C30 (resistência característica à compressão de 30MPa), com módulo de elasticidade secante de 26838 MPa, de acordo com a NBR 6118:2023.

O aço a ser empregado para elementos em concreto armado é o CA-50, com módulo de elasticidade de 210GPa, de acordo com o item 8.35 da NBR 6118:2023.

Foi adotada a classe de agressividade ambiental (CAA) II (moderada), conforme Tabela 6.1 da NBR 6118:2023. Para tanto, fixou-se as condições de cobrimento e relação água/cimento, como $a/c \leq 0,55$.

Com relação para os cobrimentos adotados para os elementos em concreto, temos:

Lajes – 3,0cm;

Encontros – 3,0cm;

Elementos em contato com o solo – 4,0cm.

Para um melhor desempenho da estrutura e eventual redução de custos, recomenda-se a avaliação tecnológica do concreto por profissional capacitado, a fim de desenvolver um traço específico a ser empregado em obra, bem como fornecer orientação sobre processos de cura e desforma.

4. AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

4.2 AÇÕES PERMANENTES

4.2.1 PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS

O peso próprio dos elementos estruturais foi considerado através da seção transversal dos mesmos. Considerou-se um peso específico de 2,5tf/m³ para elementos de concreto armado, conforme NBR 6120:2019.

Foi considerada também uma camada de 5cm de concreto a ser aplicada acima da laje da ponte, a fins de acabamento da ponte, resultando em uma carga de 0,125 tf/m².

4.2.2 EMPUXO

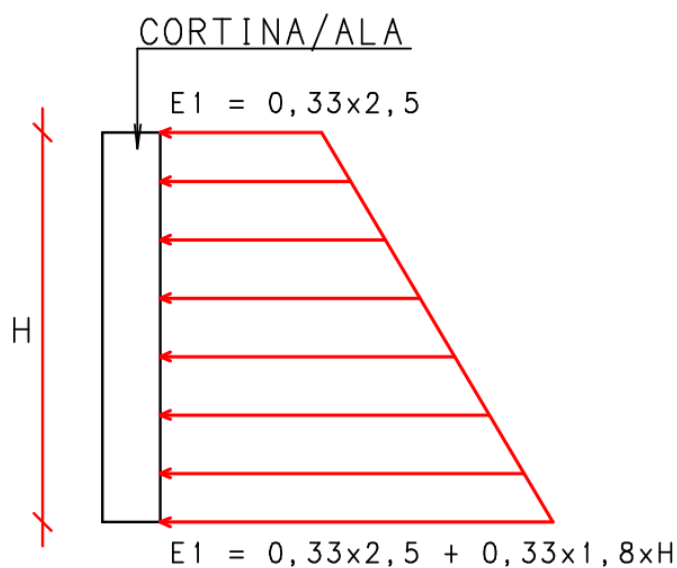
Os esforços de empuxo foram calculados conforme a Teoria de Rankine. O solo foi considerado como tendo um peso específico de 1,8 tf/m³ e ângulo de atrito interno de 30°, conforme item 7.2.5.1 da NBR 7187:2021. Calculando o coeficiente de empuxo horizontal, resulta em um valor de 0,33.

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2(30) = 0,33$$

Para consideração do esforço horizontal da carga acidental sobre a cortina, foram avaliadas duas situações: Carga de multidão de 0,5tf/m² atuando em toda a largura da cortina e carga total do trem-tipo (45tf) atuando na área correspondente à sua projeção (18m²), adotando por estar a favor da segurança a carga no aterro oriunda do trem-tipo, com uma tensão vertical atuante de 2,5 tf/m².

Assim temos a distribuição do aterro atuando na estrutura das cortinas conforme figura abaixo:

Figura 5- Empuxo nas cortinas e alas



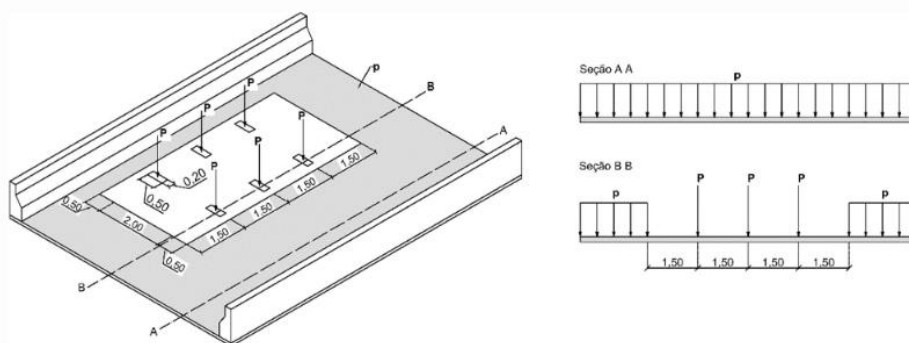
Fonte: Autor.

4.3 AÇÕES VARIÁVEIS

4.3.1 AÇÃO MÓVEL DO TREM-TIPO

Foi utilizado um trem-tipo TB-45, de acordo com o item 5.1.1 da NBR 7188:2024, utilizando-se de um veículo-tipo de 45 toneladas distribuídas em seis rodas e três eixos, com uma carga de 7,5tf cada. Cada eixo é espaçado em 1,5m. Além disso, é considerada uma carga de multidão de 0,5tf/m², distribuída ao redor do veículo padrão, conforme Figura 6.

Figura 6 – Ação do trem-tipo rodoviário



Fonte: NBR 7188:2024.

Conforme item 5.1.3.1 da NBR 7188:2024, deve-se calcular o coeficiente de impacto vertical, o qual amplifica a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico do veículo em movimento e a suspensão dos veículos automotores, sendo calculado a partir da equação:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$$

Para pontes com vãos menores ou iguais a 10m, temos $CIV = 1,35$.

O coeficiente de número de faixas foi tomado como seu valor integral de 1,0, devido ao fato de se tratar de ponte de estrada vicinal e a largura correspondente à hipótese de carga ser indeterminada, conforme preconiza a NBR 7188:2024 em seu item 5.1.3.2.

4.3.2 FRENAGEM E ACELERAÇÃO

De acordo com o item 5.2.1 da NBR 7188:2024, as forças de frenagem ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos, dado por:

$$H_{fr} = 0,25 \cdot p \cdot B \cdot L \cdot CNF \geq 0,3 \cdot (6 \cdot P)$$

Sendo:

p – Valor característico estático da carga móvel uniformemente distribuída;

P – Valor característico estático da carga aplicada por uma roda do trem-tipo;

B – Largura efetiva da ponte, descontadas as barreiras;

L – Comprimento da ponte;

CNF – Coeficiente de número de faixas.

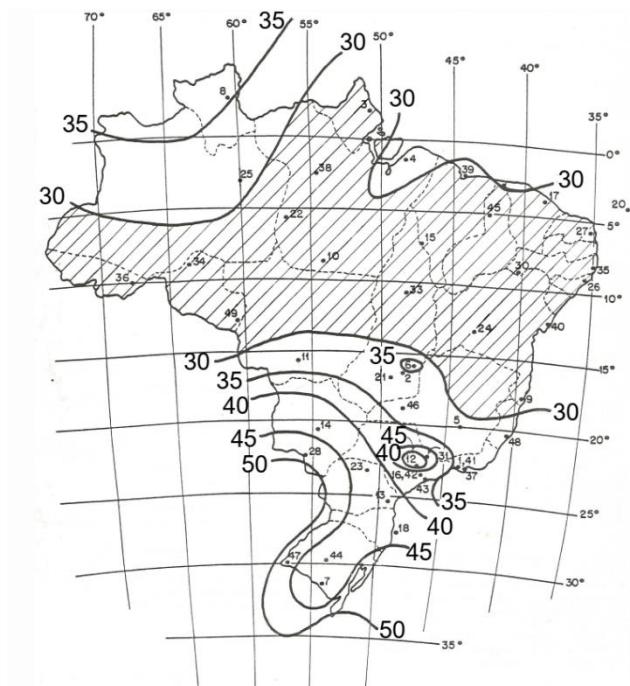
Para a ponte deste projeto, teremos:

$$H_{fr} > \begin{cases} 0,25 \times 0,5tf/m^2 \times 6m \times 10m \times 1 = 7,5tf \\ 0,3 \cdot (6 \times 7,5tf) = 13,5tf \end{cases}$$
$$H_{fr} = 13,5tf$$

4.3.3 AÇÃO DO VENTO

O vento é calculado conforme o indicado nas normas NBR 6123:2023 e NBR 7187:2021. A velocidade básica do vento para a região de implantação da ponte é de 45m/s.

Figura 7 - Isopletas da velocidade básica do vento no Brasil



Fonte: NBR 6123:2023.

Conforme item 5.2 da NBR 6123:2023, o fator S_1 , que considera as condições topográficas do terreno de implantação, pode ser considerado como 1,0, valor este para terrenos planos ou pouco acidentados.

Para o fator S_2 , conforme item 5.3 da supracitada norma, considerando-se uma categoria de rugosidade III e uma classe B para as dimensões da OAE, que terá menos de 10m de altura, temos que $S_2=0,92$.

Por fim, de acordo com a tabela 4 da NBR 6123:2023, temos que o fator estatístico $S_3=1,11$ para o cálculo do vento em pontes.

Figura 8 – Valores para o fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3	T_p (anos)
1	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios de centrais de controle, etc.). Pontes rodoviárias e ferroviárias. Estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas. Vedações das edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens, incluindo, mas não limitado a: • edificações com capacidade de aglomeração de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente, como centros de convenções, ginásios, estádios etc. • creches com capacidade maior do que 150 pessoas; • escolas com capacidade maior do que 250 pessoas; Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno. Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 a 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos). Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,83	15
NOTA Exclusivamente para o projeto das vedações, se permite que a velocidade característica seja calculada com o fator (0,92 x S_3), em vez de S_3			

Fonte: NBR 6123:2023

A partir destes dados, pode-se calcular a velocidade característica do vento a ser aplicado nos carregamentos para o dimensionamento da OAE.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

$$V_k = 45 \times 1 \times 0,92 \times 1,11 = 45,95 \text{ m/s}$$

Conforme o item 11.3.2 da NBR 6123:2023, o componente de força na direção x (convencionado como transversal ao eixo da ponte), conforme Figura 9, é calculado a partir da equação:

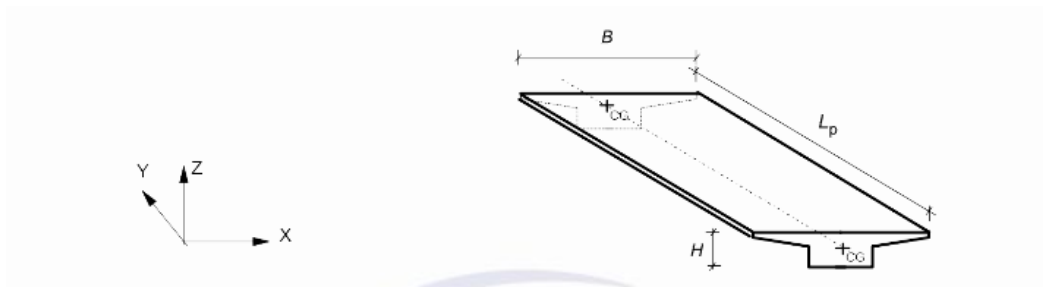
$$C_x = 0,06 + 1,93 \cdot \left(B / H_{eq} \right)^{-1,28}$$

Sendo:

B – Largura do tabuleiro;

H_{eq} – Altura equivalente.

Figura 9 - Convenção de direções para aplicação do vento



Fonte: NBR 6123:2023

A altura equivalente deve ser calculada para duas fases, sendo a primeira delas com a ponte descarregada, situação para a fase construtiva da OAE. Nesta fase, considera-se como altura equivalente apenas a altura da laje.

A segunda fase é com a ponte carregada, em situação de uso. Nesta fase deve incorporado ao cálculo H_{eq} a altura das barreiras de proteção e uma altura adicional de 2m para simular a presença de um veículo rodoviário.

A partir do cálculo do componente C_x , pode-se calcular a componente de força F_x conforme item 11.3.1 da NBR 6123:2023, devendo esta ser aplicada transversalmente ao eixo do tabuleiro, a partir da equação:

$$F_x = 0,5 \times \rho \times V_k^2(\bar{z}) \times B \times C_x$$

Sendo:

$\rho=1,226 \text{ kgf/m}^3$ - massa específica do ar;

$V_k(z)$ – velocidade característica do vento incidente na altura z , média do tabuleiro, medida em relação ao nível da superfície do terreno ou curso d'água.

Parte da expressão $(0,5 \times \rho \times V_k^2)$ pode ser substituída pela dada no item 4.2 da NBR 6123:2023, pois trata-se da pressão dinâmica exercida pelo vento:

$$q = 0,613 V_k^2 \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

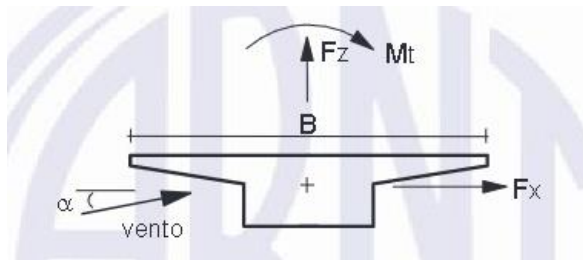
De maneira similar, calcula-se a força F_z , substituindo na equação apenas o componente de força para o componente C_z , dado por:

$$C_z = -0,043 \times \left(\frac{B}{H_{eq}} \right) + 0,75$$

$$C_z = +0,043 \times \left(\frac{B}{H_{eq}} \right) - 0,75$$

Essa força Z, produz um momento torsor equivalente, para o qual deve ser considerada a distância B/4, como o braço de alavanca.

Figura 10 - Aplicação de Esforços de Vento



Fonte: NBR 6123:2023

Para a OAE em questão, temos:

$$B = 6m$$

$$H_{eq} = \begin{cases} 0,5m \\ 0,5m + 0,2m + 2m = 2,7m \end{cases}$$

Resulta que o pior caso se dá na fase operacional da ponte, portanto, a favor da segurança, será calculado o componente de força x para esta fase.

$$C_x = 0,06 + 1,93. \left(\frac{6}{2,7} \right)^{-1,28}$$

$$C_x = 0,75$$

Logo:

$$F_x = \frac{0,613 \times 45,95^2 \times 6 \times 0,75}{10000} = 0,58 \text{ tf/m}$$

Partindo para o cálculo de C_z , temos:

$$C_z = \pm 0,043 \times \left(\frac{6}{2,7} \right) \pm 0,75$$

$$C_z = \pm 0,85$$

Pode-se então calcular a componente F_z :

$$F_z = \pm \frac{0,613 \times 45,95^2 \times 6 \times 0,85}{10000} = 0,66tf/m$$

Assim temos um momento torsor aplicado no eixo do viaduto de:

$$M_t = \pm \frac{0,66.6}{4} = \pm 0,99 tfm/m$$

4.3.4 RETRAÇÃO E TEMPERATURA

A NBR 6118:2023 dispõe que estruturas correntes de concreto podem ser projetadas com um coeficiente de deformação específica causadas por retração ϵ_{cs} de 15×10^{-5} . Na prática, isto corresponde a uma queda de temperatura de 15°C , visto que o coeficiente de dilatação térmica do concreto vale $10^{-5}^\circ\text{C}^{-1}$.

Para as variações por temperatura, considerou-se uma variação de temperatura $\Delta t = -10^\circ\text{C}$.

A combinação das duas ações equivale a um $\Delta t = -25^\circ\text{C}$.

5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

De acordo com a NBR 8681:2004, que trata das ações e segurança em edificações, definem-se as combinações de ações que serão utilizadas para o dimensionamento da estrutura através do Método dos Estados Limites. Tal dimensionamento deve contemplar condições que visam a segurança à ruína, pelas verificações do Estado Limite Último (ELU), e também verificações de conforto e usabilidade, com o Estado Limite de Serviço (ELS).

Para as combinações últimas normais do ELU, teremos:

$$F_d = \gamma_g \Sigma F_{gk} + \gamma_{eg} \Sigma F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \Sigma \psi_0 F_{qjk}) + \gamma_{eq} F_{eqk}$$

Sendo:

F_d – Ação de cálculo da combinação;

γ_g – Coeficiente de majoração para ações permanentes diretas;

F_{gk} – Ações permanentes diretas (peso próprio, pavimentação, empuxo);

γ_{eg} – Coeficiente de majoração para ações permanentes indiretas;

F_{egk} – Ações permanentes indiretas (retração);

γ_q – Coeficiente de majoração para ações variáveis diretas;

F_{q1k} – Ação variável direta principal da combinação;

ψ_0 – Fator de combinação para as ações variáveis secundárias;

F_{qjk} – Ações variáveis secundárias da combinação;

γ_{eq} – Coeficiente de majoração para ações variáveis indiretas;

F_{eqk} – Ações variáveis indiretas (temperatura).

Para as combinações excepcionais do ELU, teremos:

$$F_d = \gamma_g \Sigma F_{gk} + \gamma_q (\Sigma \psi_{0,ef} F_{qjk})$$

Sendo:

$\psi_{0,ef}$ – Coeficiente de combinação efetivo das ações que podem agir concomitantemente à ação transitória principal.

Acerca do coeficiente $\psi_{0,ef}$, a NBR 8681:2004, no item 5.1.3.3, cita que este coeficiente é o mesmo utilizado para as combinações normais, exceto nos casos em que a ação transitória principal tiver tempo de atuação muito curto. Nestes casos, $\psi_{0,ef}$ pode ser tomado como ψ_2 .

Nas tabelas abaixo, listam-se os coeficientes de combinações utilizados para a elaboração deste projeto.

Tabela 1 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes

Ações permanentes diretas	
Desfavorável	Favorável
1,35	1,00
Ações permanentes indiretas	
1,20	0,00

Fonte: NBR 8681:2004

Tabela 2 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis

Ações variáveis consideradas separadamente	
Tipo	Coeficiente
Temperatura	1,2
Vento	1,4
Ações variáveis em geral	1,5

Fonte: NBR 8681:2004

Para os estados limite de serviço, temos três tipos de combinação, estando elas relacionadas à frequência de sua ocorrência durante o tempo de vida da estrutura, sendo elas: Combinação quase permanente, combinação frequente e combinação rara.

Para a combinação quase permanente (CQP), as ações permanentes são tomadas com seu valor característico e as ações variáveis são reduzidas pelo fator ψ_2 , logo temos:

$$F_{d,CQP} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$$

Para a combinação frequente (CF), as ações permanentes são consideradas com seu valor característico e a ação variável principal é reduzida pelo fator ψ_1 , enquanto as demais ações variáveis são reduzidas por ψ_2 .

$$F_{d,CF} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$$

Por fim, para a combinação rara (CR), tanto as ações permanentes quanto a ação variável tomada como principal assumem seu valor característico, enquanto as ações variáveis secundárias são reduzidas por ψ_1 .

$$F_{d,CR} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$$

Abaixo, listam-se os coeficientes de combinação e redução utilizados para a elaboração deste projeto.

Tabela 3 - Coeficientes de combinação e redução para ações variáveis

Tipo de ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vento	0,6	0,3	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,3
Carga móvel	0,7	0,5	0,3

Fonte: NBR 8681:2004

Ressalta-se que para as verificações de fadiga nos elementos estruturais de pontes, utiliza-se um coeficiente de combinação ψ_1 diferente das combinações normais, sendo eles dados na tabela abaixo.

Tabela 4 - Coeficientes de redução para verificação de fadiga

Carga móvel e seus efeitos dinâmicos	$\Psi_{1,fad}$	N
Lajes do tabuleiro	0,8	2×10^6
Transversinas	0,7	2×10^6
Longarinas (<100m)	0,5	2×10^6
Meso e infraestrutura	0	2×10^6

Fonte: NBR 8681:2004

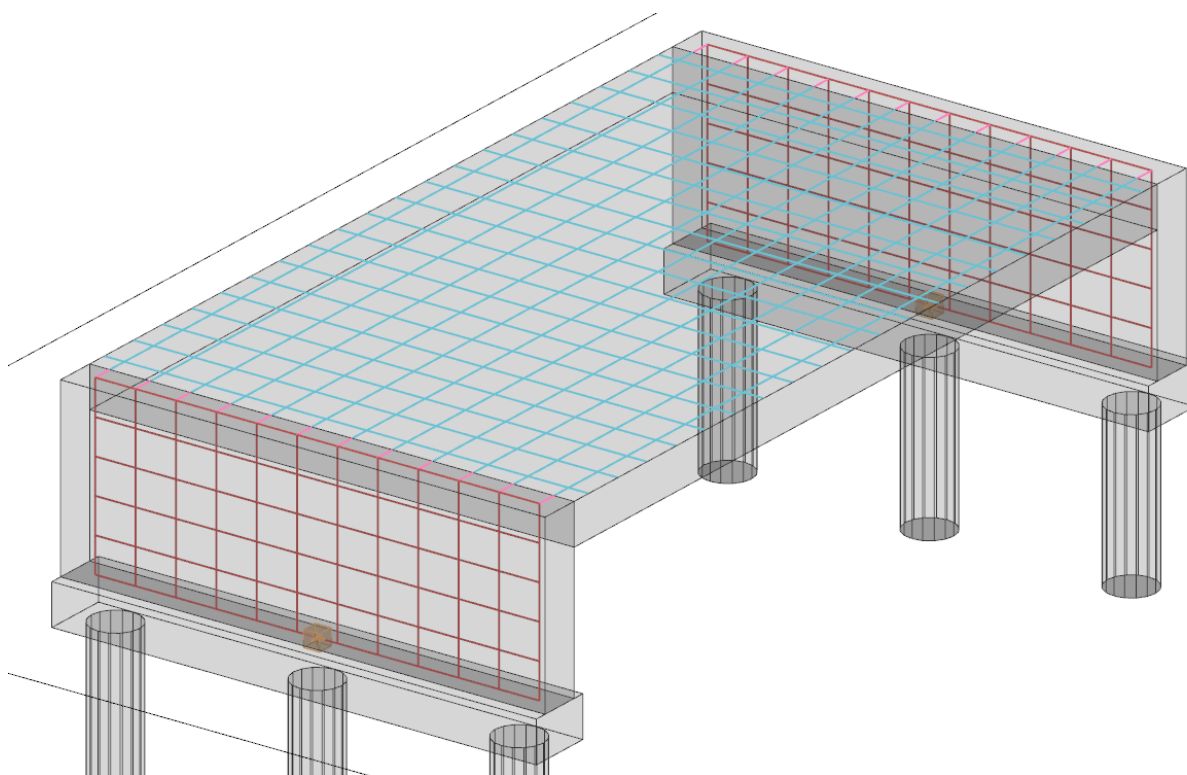
6. MODELO NUMÉRICO DA PONTE

Construiu-se um modelo numérico de nós e barras para a obtenção dos esforços atuantes nos elementos estruturais da ponte. O modelo foi realizado utilizando o software TQS, com a laje discretizada em barras a cada 50cm, e os demais elementos estruturais em barras lineares. Foram inseridos os módulos de elasticidade e inércias respectivos de cada elemento, de forma a permitir a correta transferência dos esforços solicitantes.

Foi aplicado o peso próprio das estruturas conforme cada material e geometria. As cargas externas foram aplicadas como cargas lineares na laje (quando submetidas na superestrutura).

A carga móvel foi posicionada de maneira a provocar os máximos esforços na estrutura.

Figura 11 - Modelo estrutural no software TQS



Fonte: Autor.

7. DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

7.1 LAJES

Os esforços para as lajes foram obtidos diretamente através do modelo de elementos finitos idealizado no software TQS. Foi realizado o dimensionamento à flexão, verificação à fadiga e cisalhamento, sempre considerando a pior situação em que a estrutura estará submetida.

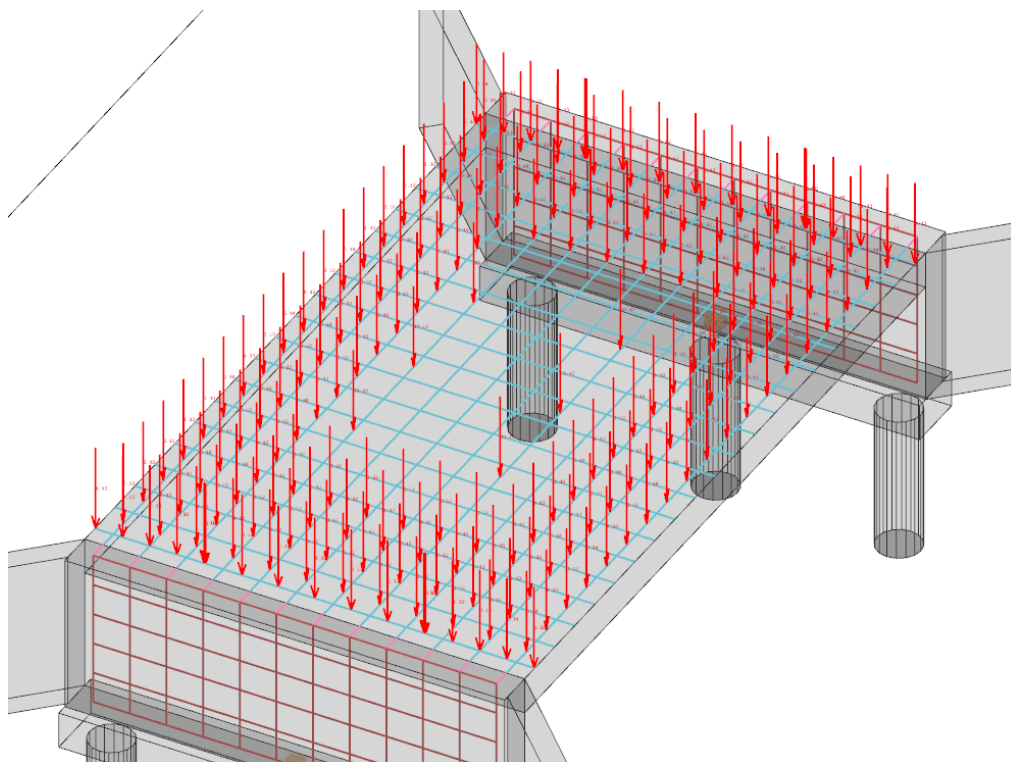
7.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS POSITIVAS

7.1.1.1 *Dimensionamento à flexão*

Para o dimensionamento das armaduras positivas da laje, foram considerados dois carregamentos distintos atuando na laje. O primeiro considerou o trem-tipo posicionado na posição central do vão, alinhado com o eixo da ponte, conforme Figura 12. A segunda situação considerou a atuação excêntrica do trem-tipo, com o mesmo atuando posicionado no centro do vão, mas de maneira que uma linha de rodas esteja na borda da laje. Esta situação pode ser vista na Figura 13.

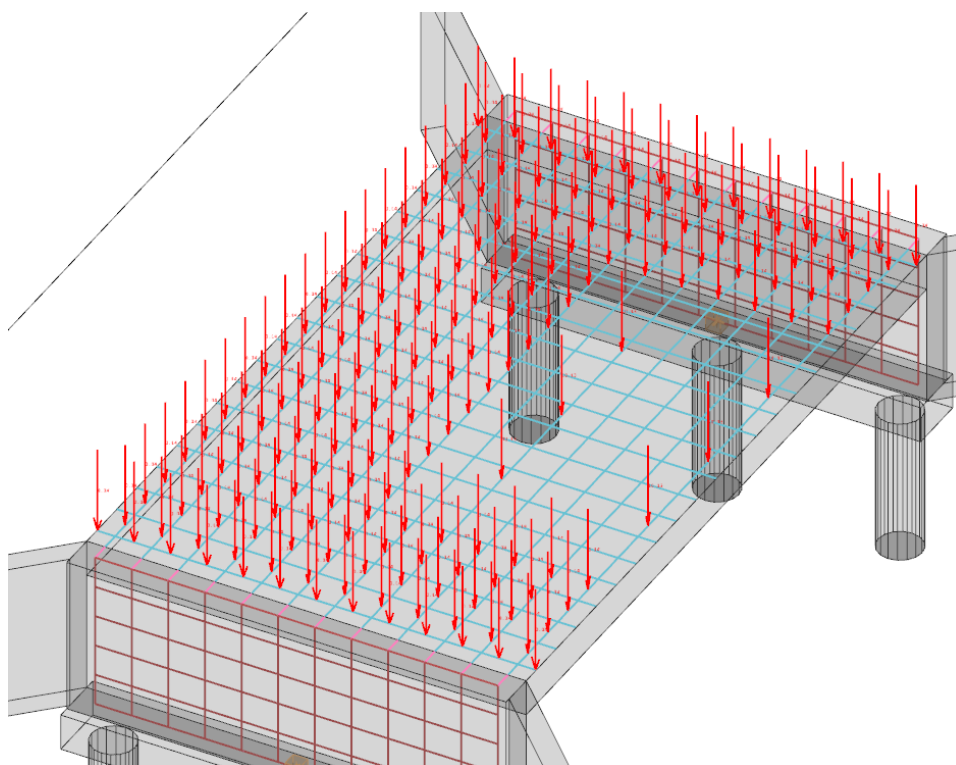
Os esforços apresentados na Figura 13 e Figura 14 são de cálculo, já ponderados pelos respectivos coeficientes de combinação para cada tipo de ação atuante. Portanto, já estão majorados para a realização do dimensionamento das armaduras.

Figura 12 - Carregamento móvel centrado no eixo da ponte



Fonte: Autor.

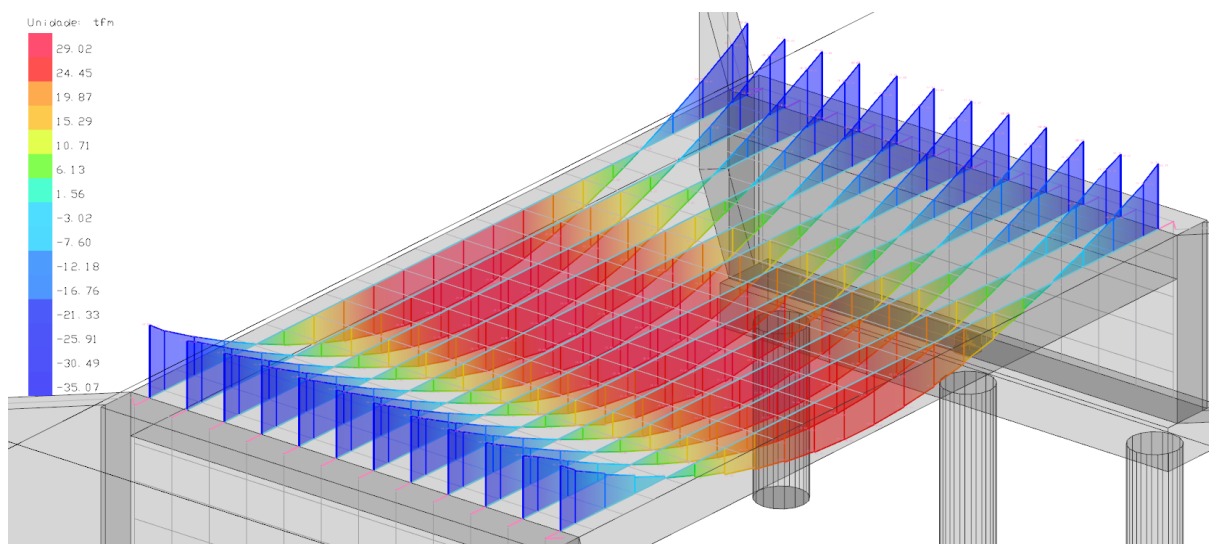
Figura 13 - Carga móvel excêntrica



Fonte: Autor.

O máximo esforço positivo encontrado no centro do vão, oriundo da situação de carga móvel centrada (Figura 12) é de 29,02 tf.m/m, conforme Figura 14.

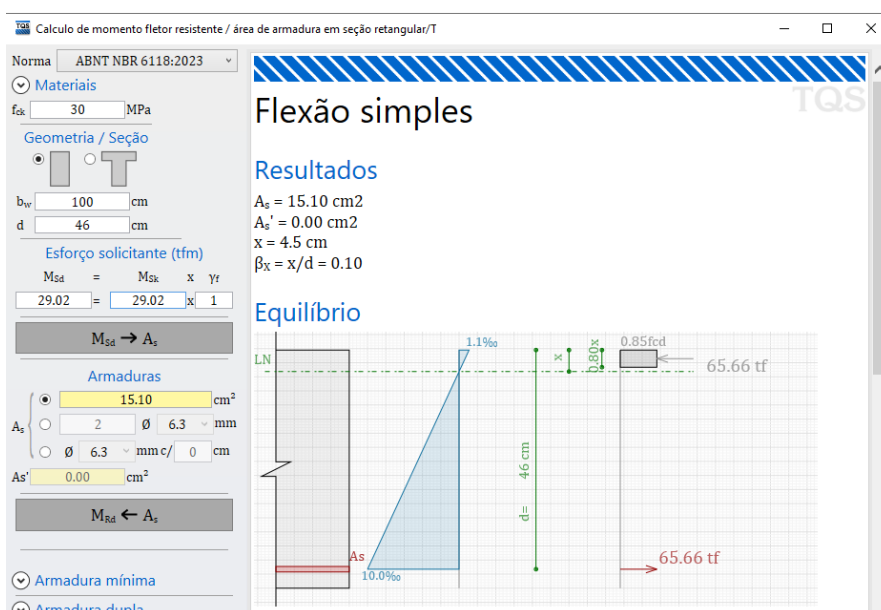
Figura 14 - Momentos fletores na laje - Carga móvel centrada



Fonte: Autor.

Dimensionando a armadura para este momento, resulta em uma área de aço necessária de 15,10cm². Tal armadura é atendida por barras de 20mm ($A_s=3,14\text{cm}^2$) posicionadas a cada 20cm ($A_{\text{stotal}}= 100/20 \times 3,14 = 15,70\text{cm}^2$). Para este cálculo utilizou-se calculadora de flexão da TQS Informática LTDA, considerando-se uma faixa de 100cm de laje, altura total de 50cm e altura útil de 46cm.

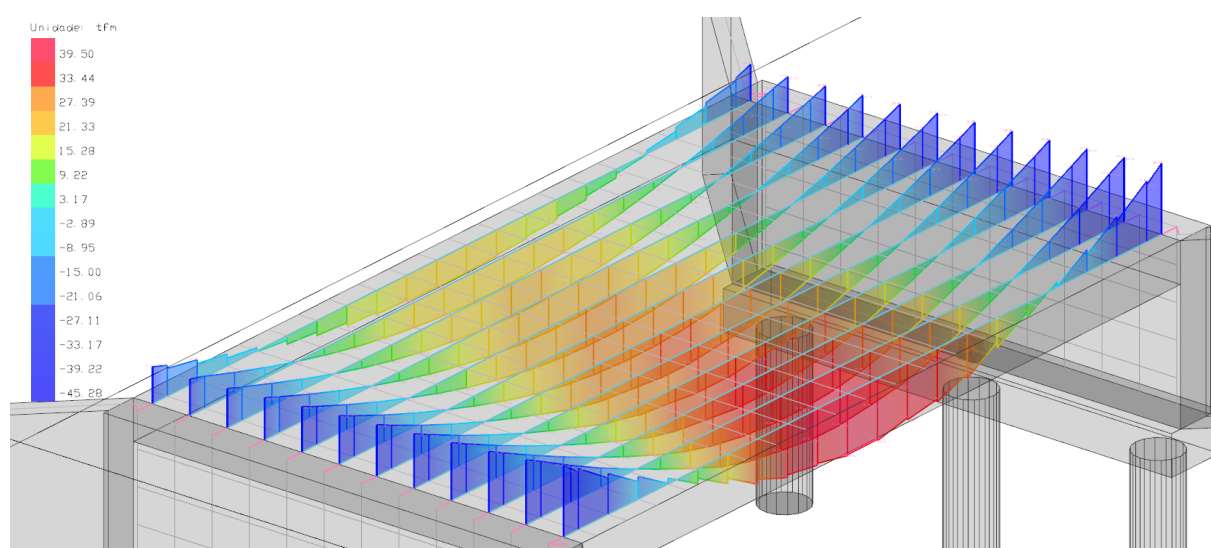
Figura 15 - Dimensionamento do momento positivo – Carga móvel no eixo da ponte



Fonte: Autor.

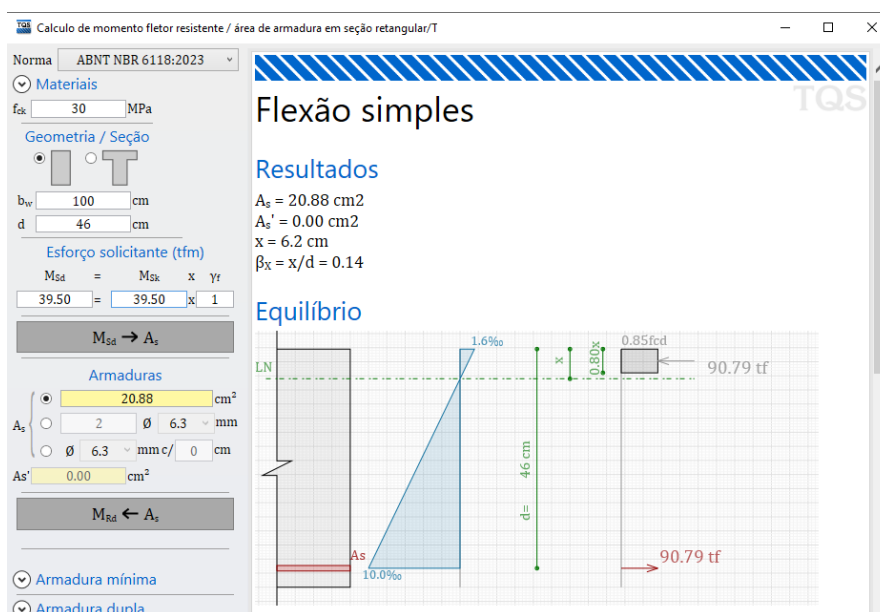
Analisando os momentos obtidos na situação em que a carga móvel está excêntrica no tabuleiro (Figura 13), temos um momento positivo máximo de 39,50 tf.m/m. Para tal esforço, calculou-se uma área de aço necessária de 20,88cm² (Figura 17).

Figura 16 - Momentos fletores na laje - Carga móvel excêntrica



Fonte: Autor.

Figura 17 - Dimensionamento do momento positivo – Carga móvel excêntrica



Fonte: Autor.

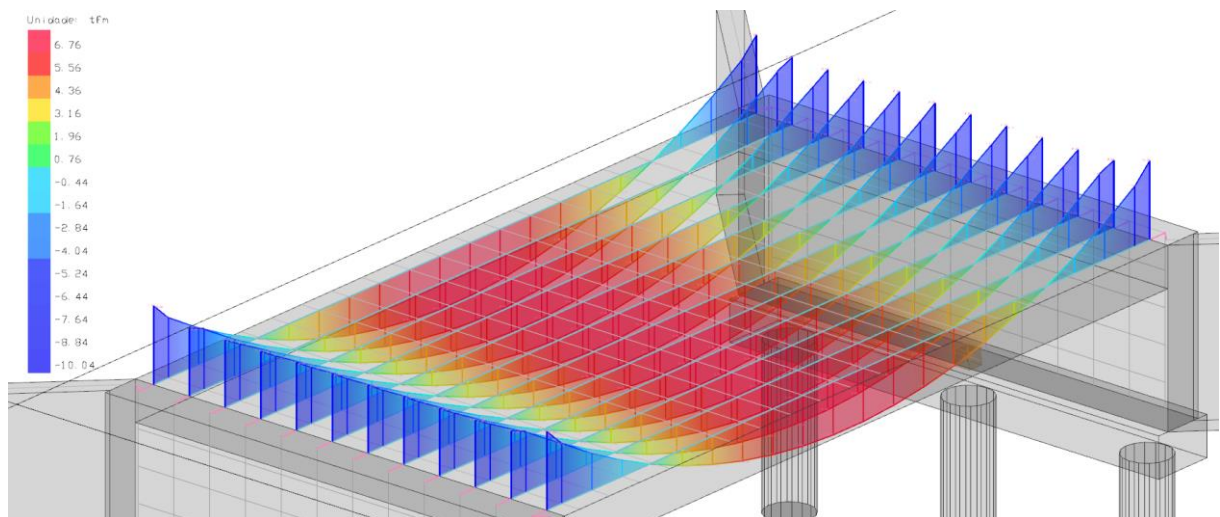
Para combater o acréscimo de esforços verificado nas bordas laterais da ponte, calculou-se um reforço de armadura a ser adicionada nessas regiões. A armadura principal calculada anteriormente é de $\varnothing 20 \text{ c/ } 20\text{cm}$, resultando em uma área de aço de $15,70 \text{ cm}^2$ por metro.

A diferença a ser acrescida pela armadura adicional é uma área de aço de $5,18 \text{ cm}^2$. Tal armadura é satisfeita por barras de $12,5\text{mm}$ ($A_s = 1,25 \text{ cm}^2$) a cada 20cm . As armaduras de reforço deverão ser posicionadas em faixas de 2m de largura, medidas a partir de cada borda lateral da ponte.

7.1.1.2 Verificação da fadiga

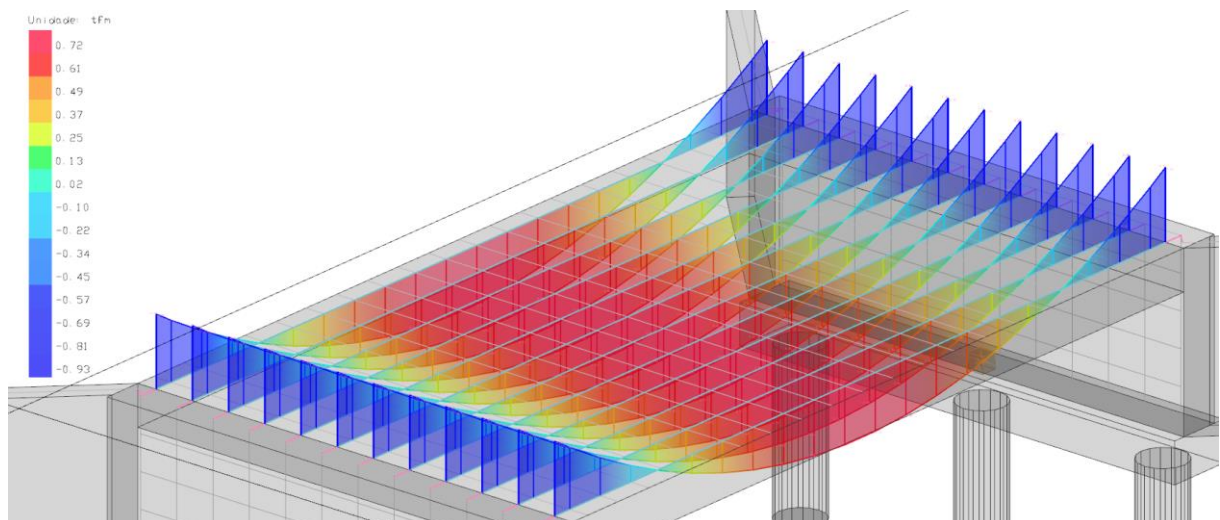
Para a verificação da fadiga, foram tomados os valores característicos dos esforços oriundos dos casos de peso próprio, cargas permanentes e cargas móveis, verificando-se a fadiga a partir de uma combinação frequente de ações e considerando a estrutura atuando no Estádio II, ou seja, fissurada. Utilizou-se calculadora própria para a verificação.

Figura 18 - Momento característico - Peso próprio



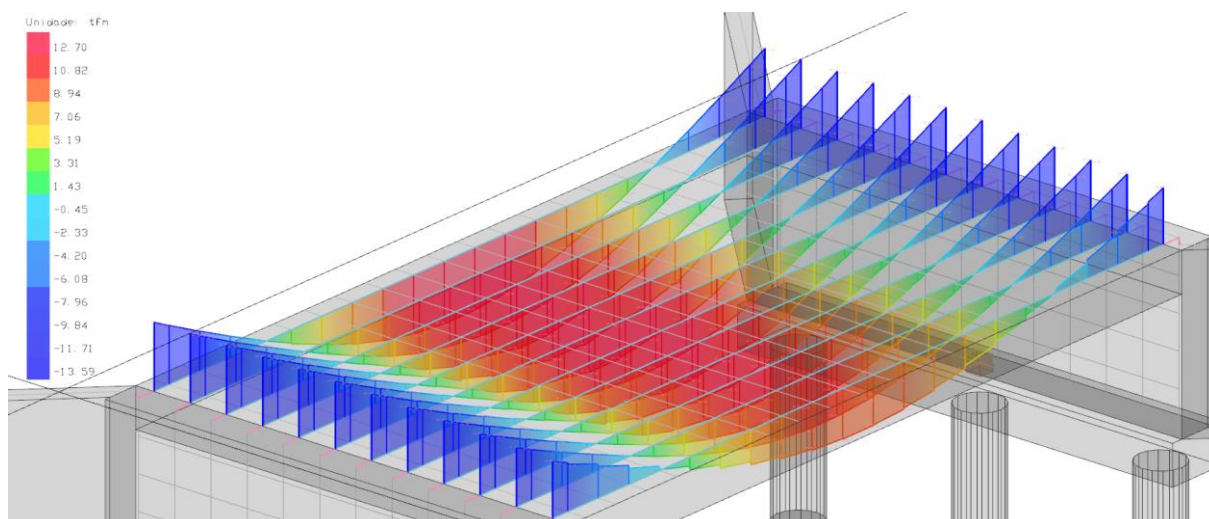
Fonte: Autor.

Figura 19 - Momento característico - Cargas de pavimentação



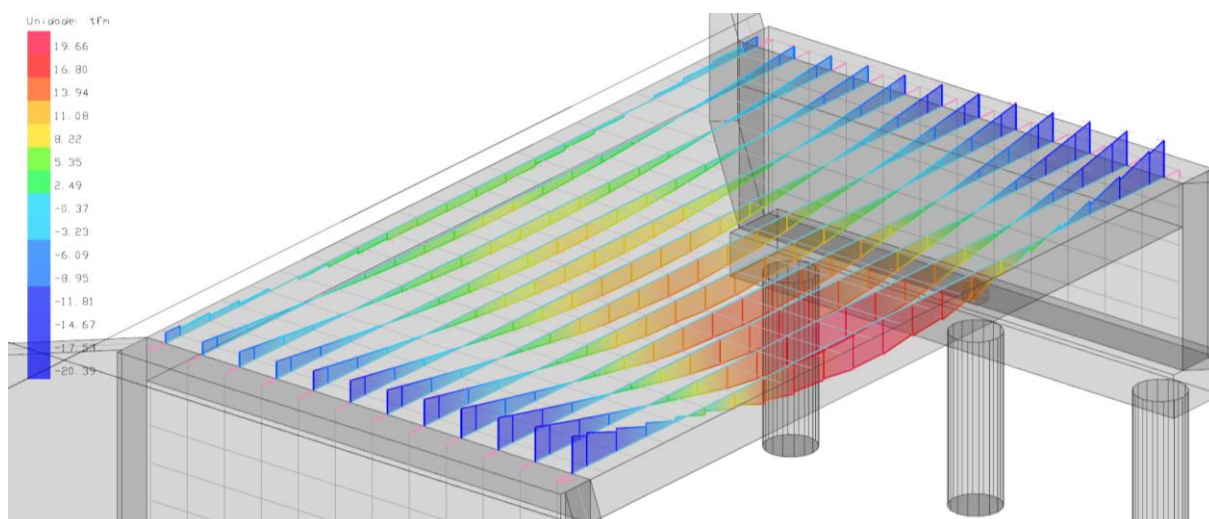
Fonte: Autor.

Figura 20 - Momento característico - Carga móvel centrada



Fonte: Autor.

Figura 21 - Momento característico - Carga móvel excêntrica



Fonte: Autor.

De acordo com o item 23.5.2 da NBR 6118:2023, deve-se adotar um coeficiente $\psi_1 = 0,8$ (coeficiente minorador de ações variáveis para a verificação da fadiga em lajes de pontes rodoviárias), logo temos, para a situação de carga móvel centrada:

$$M_{q,fad} = \psi_1 \cdot M_q = 0,8 \times 12,70 = 10,16 \text{ tf.m/m}$$

O momento total atuante, com uma combinação frequente de ações é:

$$M_{T,fad} = Mg + \Psi_1 \cdot Mq = (6,76 + 0,72) + 10,16 = 17,64 \text{ tf.m/m}$$

Calculando as propriedades da seção transversal no Estádio II, considerando a seção real de armadura ($\phi 20$ c/ 20cm, $A_s=15,70\text{cm}^2$), temos, conforme Figura 22:

Figura 22 – Verificação da fadiga do concreto – Centro laje

Variáveis	Unidades
fck	30 MPa
Es	210000 MPa
Ec	30672 MPa
h	50 cm
d	46 cm
b	100 cm
ϕ	20 c/ 20,0
A_s	15,70 cm^2
A_s'	cm^2
t	cm
n	6,85
x	8,93 cm
J	171449,29 cm^4
M	17640 Kgf.m
$\bar{\sigma}_c$	91,85 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

Encontra-se o momento de inércia fissurado $I_{II} = 171449,29 \text{ cm}^4$, profundidade da linha neutra $x = 8,93\text{cm}$. $\eta_c = 0,66$.

Calculando a tensão máxima de compressão no concreto e $f_{cd,fad}$, temos:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{T,fad} \cdot y}{I_{II}} = \frac{1764000 \cdot 8,93}{171449,29} = 91,85 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd} = 0,45 \times \frac{30}{1,4} = 9,64 \text{ MPa} = 96,4 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão que causa a fadiga no concreto é dada por:

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} = 0,66 \times 91,85 = 60,62 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} < f_{cd,fad} = 60,62 < 96,4$$

Portanto, está verificada a fadiga do concreto para os momentos positivos.

Realizando a verificação da fadiga para as armaduras, temos um limite Δf_{sd} de 185 MPa (1850 kgf/cm²).

A tensão encontrada nas armaduras, σ_s foi de 1504 kgf/cm², para uma variação de momentos Δ_M de 10,16 tf.m/m, conforme Figura 23. Portanto, está atendida a verificação à fadiga das armaduras positivas.

Figura 23 - Verificação da tensão na armadura – Centro laje

Variáveis	Unidades
fck	30 MPa
E _s	210000 MPa
E _c	30672 MPa
h	50 cm
d	46 cm
b	100 cm
φ	20 c/ 20,0
A _s	15,70 cm ²
A _{s'}	cm ²
t	cm
n	6,85
x	8,93 cm
J	171449,29 cm ⁴
M	10160 Kgf.m
σ _s	1504 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

Verificando para a carga móvel excêntrica, com a adição das armaduras de reforço das bordas laterais da laje (ø20 c/ 20cm + ø12,5 c/ 20cm, A_s=21,95cm²), temos:

$$M_{q,fad} = \Psi_1 \cdot M_q = 0,8 \times 19,66 = 15,73 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{T,fad} = M_g + \Psi_1 \cdot M_q = (6,76 + 0,72) + 15,73 = 23,21 \text{ tf.m/m}$$

Encontra-se uma tensão máxima no concreto de 105,39 kgf/cm² (Figura 24). Com $\eta_c = 0,66$, temos:

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} = 0,66 \times 105,39 = 69,56 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} < f_{cd,fad} = 69,56 < 96,4$$

Portanto está verificada a fadiga para o concreto na região das bordas da laje. Verificando-se a tensão nas armaduras, encontra-se uma tensão de 1684 kgf/cm² (Figura 25) para uma variação de momento de 15,73 tf.m/m, abaixo do limite de 1850 kgf/cm², satisfazendo a verificação.

Figura 24 - Verificação da fadiga do concreto – Bordas laje

Variáveis	Unidades
fck	30 MPa
Es	210000 MPa
Ec	30672 MPa
h	50 cm
d	46 cm
b	100 cm
As	21,95 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,85
x	10,35 cm
J	227953,24 cm ⁴
M	23210 Kgf.m
$\bar{\sigma}_c$	105,39 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

Figura 25 - Verificação da tensão na armadura – Bordas laje

Variáveis	Unidades
fck	30 MPa
Es	210000 MPa
Ec	30672 MPa
h	50 cm
d	46 cm
b	100 cm
As	21,95 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,85
x	10,35 cm
J	227953,24 cm ⁴
M	15730 Kgf.m
$\bar{\sigma}_s$	1684 Kgf/cm ²

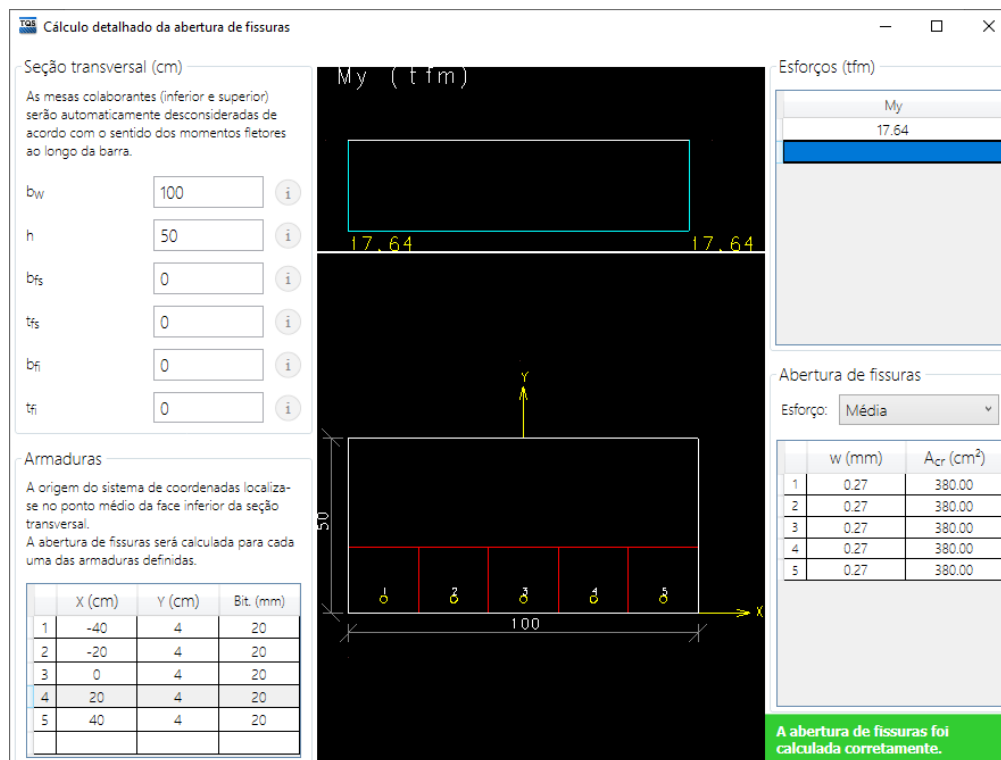
Fonte: Autor.

7.1.1.3 Verificação da abertura de fissuras

A verificação do estado limite de serviço de abertura de fissuras (ELS-W) é feita considerando-se uma combinação frequente de ações. Desta forma, são válidos os mesmos valores de esforços obtidos para a verificação da fadiga. Utilizou-se calculadora específica, desenvolvida pela TQS Informática LTDA para esta verificação.

Para a seção central do vão, temos $M_{T,fad} = 17,64 \text{ tf.m/m}$. Considerando a disposição real de armaduras da seção, ou seja, $\varnothing 20 \text{ c/ } 20\text{cm}$, temos, conforme Figura 26, uma abertura de fissuras de 0,27mm, inferior ao limite normativo de 0,3mm.

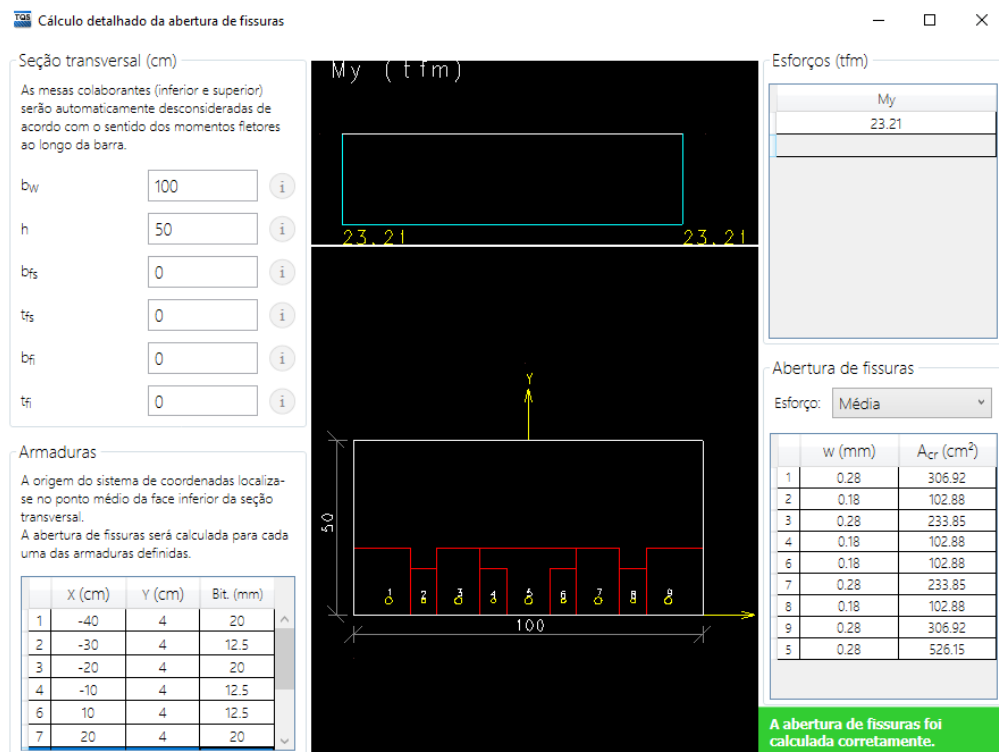
Figura 26 - Verificação da abertura de fissuras para a seção central



Fonte: Autor.

Verificando o ELS-W para a seção das bordas laterais da laje, onde há o reforço da armadura, com a complementação de barras de 12,5mm a cada 20cm, com um esforço atuante de $M_{T,fad} = 23,21 \text{ tf.m/m}$, obteve-se uma abertura de fissuras máxima de 0,28 mm, satisfazendo a verificação.

Figura 27 - Verificação da abertura de fissuras para a seção das bordas



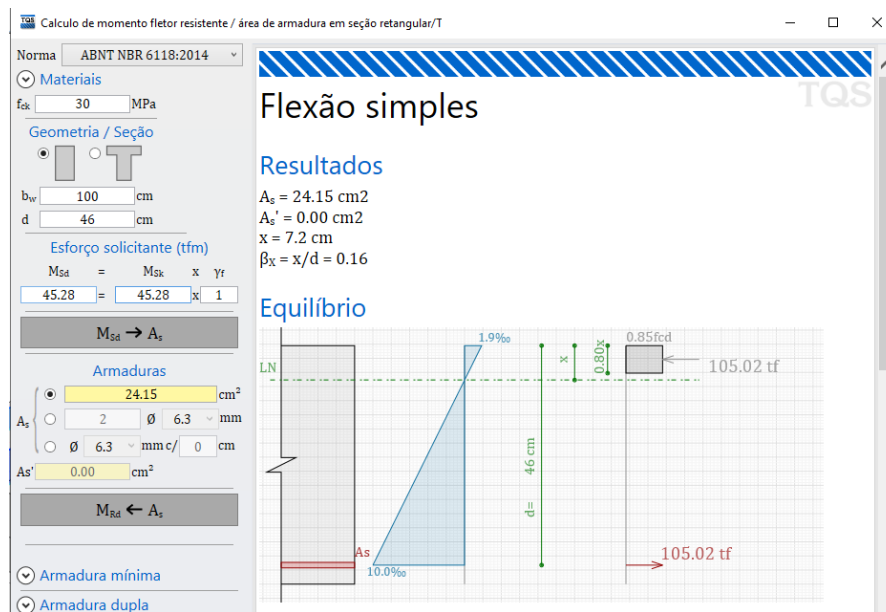
Fonte: Autor.

7.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS

7.1.1.1 Dimensionamento à flexão

As armaduras negativas foram dimensionadas para um momento fletor de 45,28 tf.m/m (Figura 16). Resulta em uma área de aço necessária de 24,15 cm²/m. Foi projetada uma armadura composta por barras de 20mm a cada 20cm ($A_s=15,7\text{cm}^2$) e barras de 16mm a cada 20cm ($A_s=10\text{cm}^2$), dispostas alternadamente. Tal solução foi adotada tendo para manter o alinhamento entre as barras positivas e negativas, permitindo assim o posicionamento de armaduras transversais para combater os esforços cisalhantes na região dos encontros, cujo cálculo será pormenorizado mais a frente neste memorial.

Figura 28 - Dimensionamento das armaduras negativas



Fonte: Autor.

7.1.1.1 Verificação da fadiga

A partir da Figura 18, Figura 19 e Figura 21, obtiveram-se os esforços para o cálculo da fadiga para as seções submetidas a momentos negativos, resultando em:

$$M_{q,fad} = \Psi_1 \cdot M_q = 0,8 \times 20,39 = 16,31 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{T,fad} = M_g + \Psi_1 \cdot M_q = (10,04 + 0,93) + 15,73 = 27,28 \text{ tf.m/m}$$

Calculou-se uma tensão máxima no concreto de 119,24 kgf/cm² (Figura 29Figura 24). Com $\eta_c = 0,66$, temos:

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} = 0,66 \times 119,24 = 78,70 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} < fcd_{fad} = 78,70 < 96,4$$

Logo, não há fadiga do concreto para os momentos negativos.

Figura 29 - Verificação da fadiga do concreto - Momentos negativos

Variáveis	Unidades
fck	30 MPa
Es	210000 MPa
Ec	30672 MPa
h	50 cm
d	46 cm
b	100 cm
ϕ	20 c/ 13,0
As	24,15 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,85
x	10,79 cm
J	246890,45 cm ⁴
M	27280 Kgf.m
$\bar{\sigma}_c$	119,24 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

Verificando-se a tensão nas armaduras, conforme Figura 30, para uma variação de momentos de 16,31 tf.m/m, encontra-se uma tensão de 1592 kgf/cm², abaixo do limite de 1850 kgf/cm².

Figura 30 - Verificação da tensão na armadura - Momentos negativos

Variáveis	Unidades
fck	30 MPa
Es	210000 MPa
Ec	30672 MPa
h	50 cm
d	46 cm
b	100 cm
ϕ	20 c/ 13,0
As	24,15 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,85
x	10,79 cm
J	246890,45 cm ⁴
M	16310 Kgf.m
$\bar{\sigma}_s$	1592 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

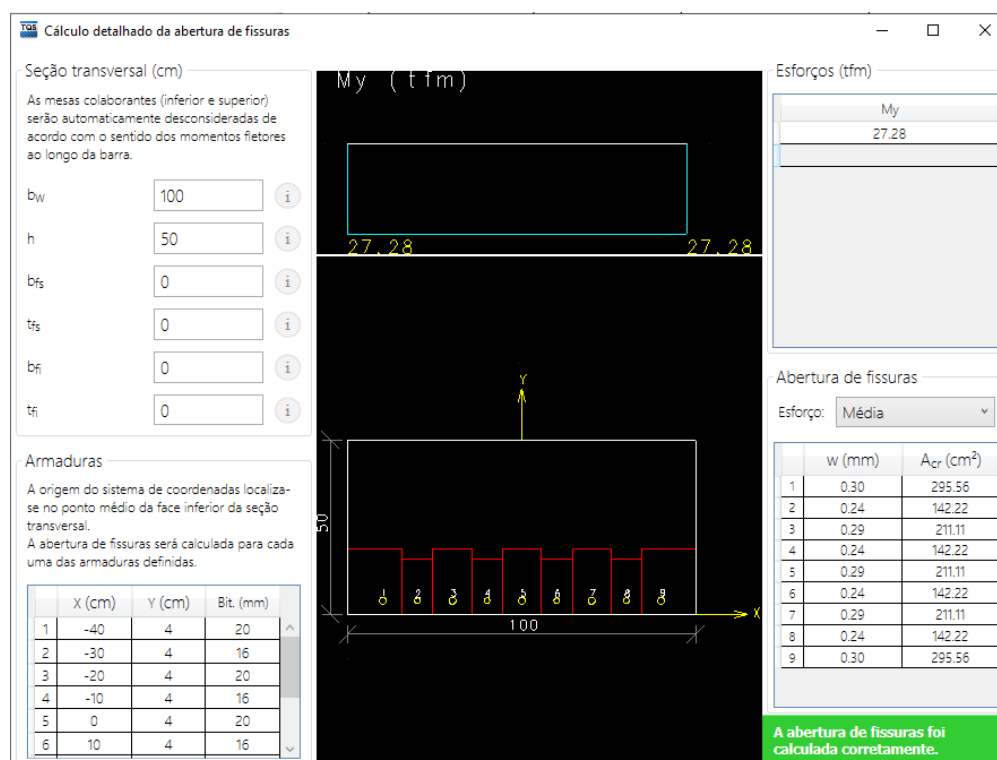
7.1.1.1 Verificação da abertura de fissuras

A partir da combinação frequente de ações oriunda do item anterior, na qual verificou-se a fadiga, temos:

$$M_{T,fad} = 27,28 \text{ tf.m/m}$$

Utilizando este esforço para verificar a abertura de fissuras, considerando a disposição real de armaduras, barras de 16mm e 20mm dispostas alternadamente a cada 20cm, verificou-se uma fissura máxima de 0,3mm, satisfazendo a verificação do item 13.4.2 da NBR 6118:2023.

Figura 31 - Verificação da abertura de fissuras para os momentos negativos



Fonte: Autor.

7.1.2 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

Verificou-se a necessidade de dispor armaduras transversais à laje para combater os esforços de cisalhamento que ocorrem na interface entre superestrutura e encontros. Utilizou-se calculadora desenvolvida pela TQS Informática LTDA.

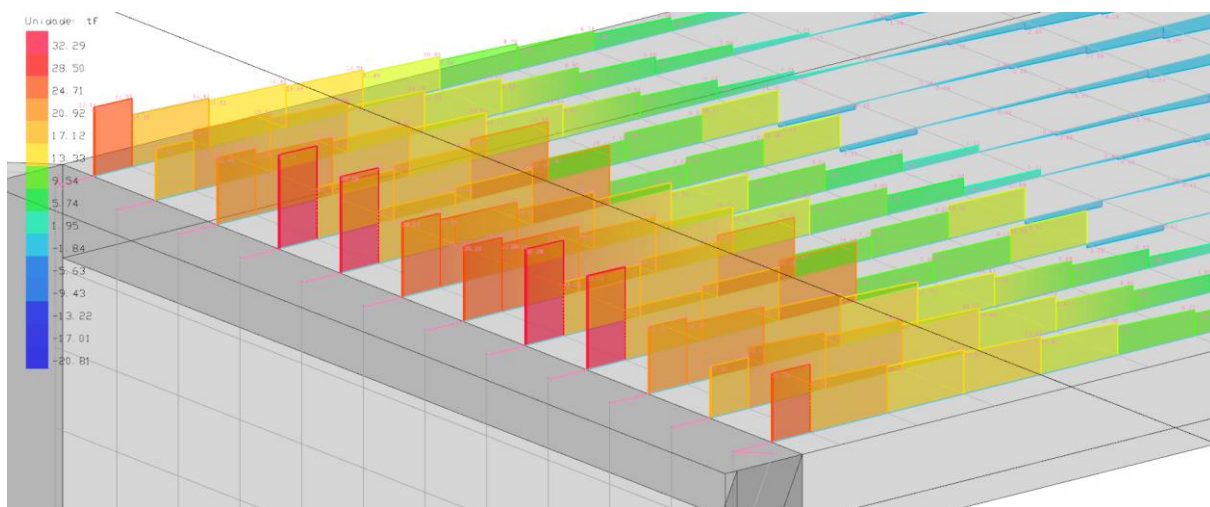
Para a seção transversal da laje da ponte, temos que o concreto resiste até um esforço de 24tf (V_{RD1}) sem a necessidade de dispor de estribos na laje. Para um esforço máximo de 32,29tf, é necessária uma área de aço de 11,59cm² (a cada metro no sentido da largura da ponte).

$$A_{swl} = \frac{A_{swt}}{s_t} = \frac{11,59}{100/20} = 2,32 \text{ cm}^2$$

Dispondo armações a cada 20cm, para acompanhar as armaduras longitudinais, temos que são necessários 2,32cm² (a cada metro no sentido do comprimento da ponte). Isto resulta em estribos de $\varnothing 6,3$ c/ 13cm a serem dispostos na zona de regularização de tensões próximas aos encontros.

$$\frac{1}{s} = \frac{A_{swl}}{A_{barra}} = \frac{2,32}{0,312} = 7,43 \text{ m}^{-1} \rightarrow s = 13 \text{ cm}$$

Figura 32 – Máximos esforços de cisalhamento



Fonte: Autor.

Figura 33 - Armadura transversal calculada

Projeto Ponte Arroio Ivorá - Ivorá - 0001 - Cálculo de área de armadura transversal em seção retangular

Seção Largura: 100 cm Largura p/calc VRd1: 100 cm Altura ÚTIL: 46 cm ☒ Calcular como laje		Força cortante na seção Valor: 32.29 tf GamaF: 1	
Aço Tipo de aço: 50A GamaS: 1.15		Resultado do cálculo VRd1: 24.00 tf VRd2: 234.21 tf VRd3: 32.29 tf Armadura transversal: 11.59 cm2 Modelo de cálculo: 1	
Concreto Concreto Fck: 30 MPa GamaC: 1.4			

Valor da força cortante. Valor de cálculo se GamaF=1 ou característico se GamaF=1.4.

Calcular Fechar

Fonte: Autor.

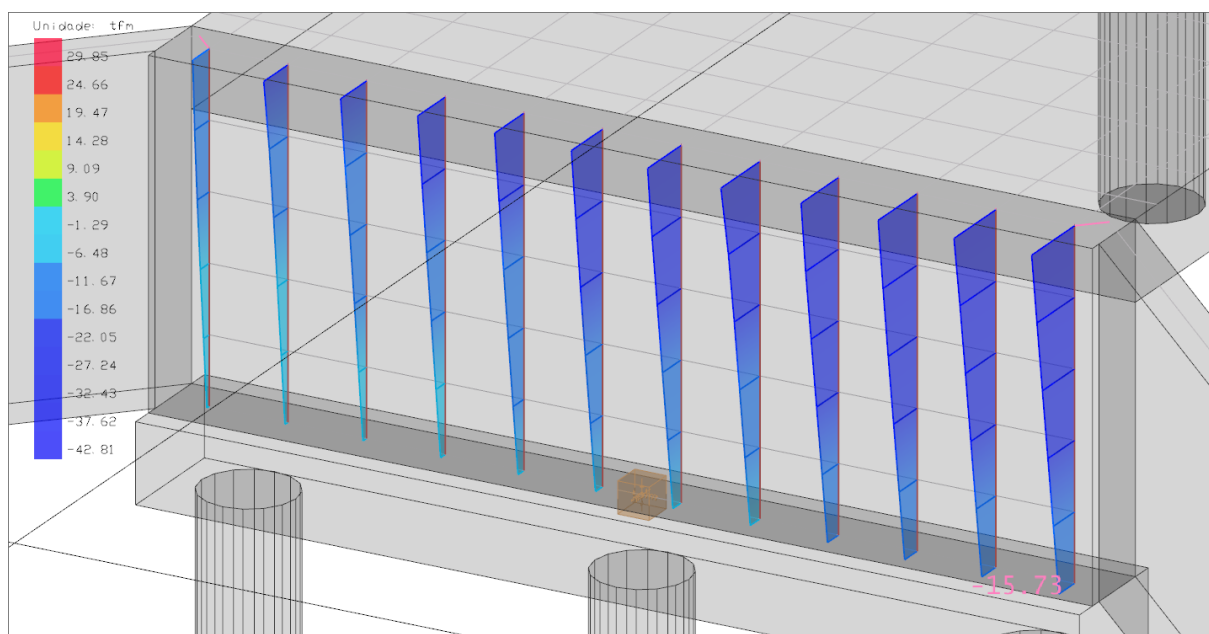
7.2 INFRAESTRUTURA

7.2.1 DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS E ALAS

Devido à ligação monolítica entre a laje e encontros, a armadura a ser adotada no topo dos mesmos é idêntica à armadura negativa das lajes, com uma armação composta por barras de 20mm a cada 20cm e barras de 16mm a cada 20cm, dispostas alternadamente.

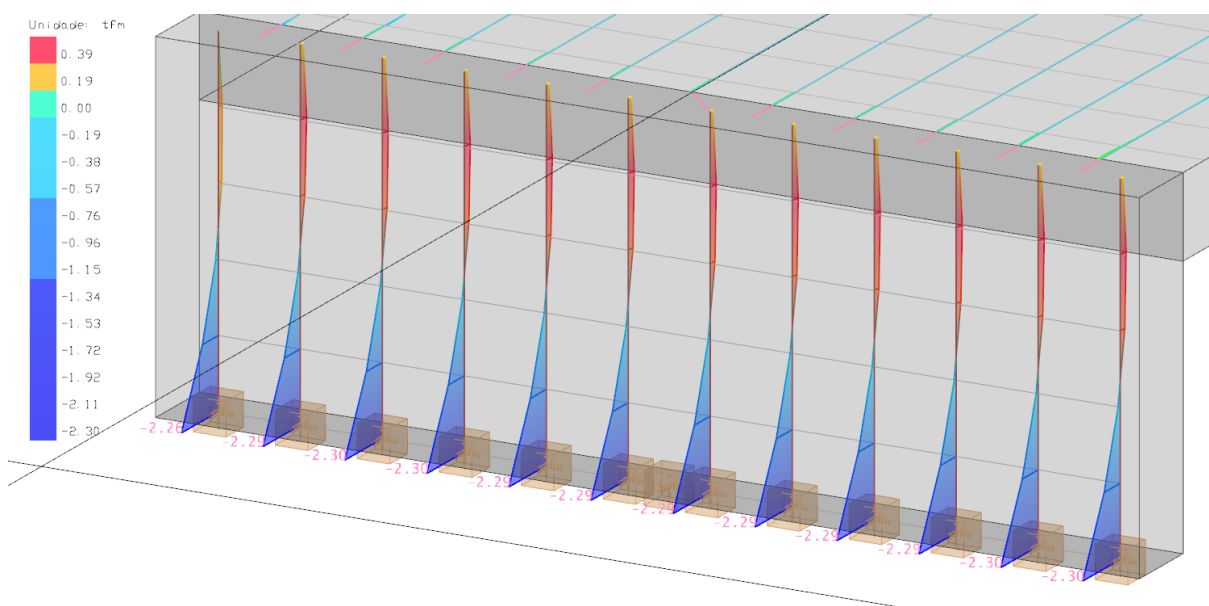
Portanto, somente foi necessário realizar a verificação da área de aço necessária na base dos encontros, com a atuação simultânea da carga mais desfavorável do trem-tipo atuando sobre a ponte e a carga de empuxo gerada pelo aterro dos encontros, mostradas na Figura 34 e Figura 35.

Figura 34 - Momento máximo encontrado na base dos encontros



Fonte: Autor.

Figura 35 – Momentos oriundos da carga de empuxo no encontro

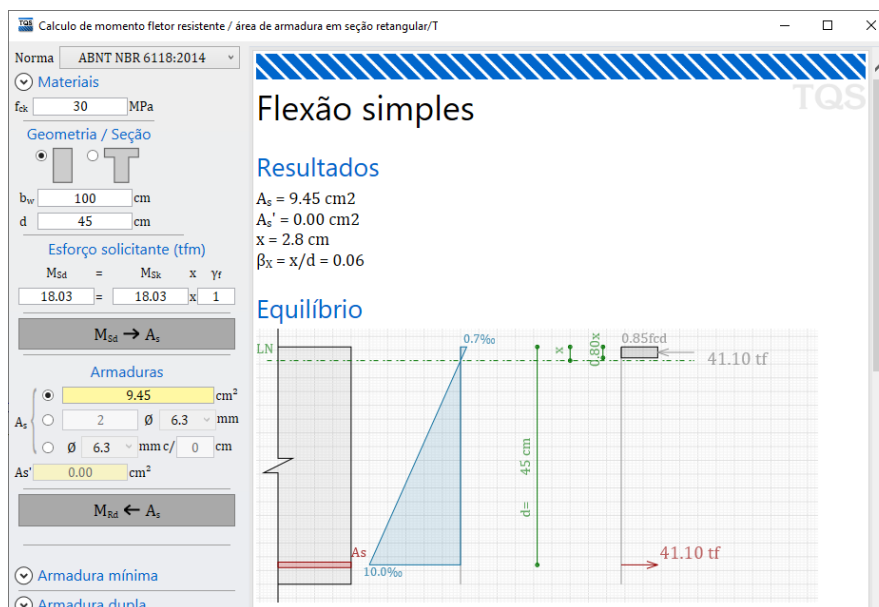


Fonte: Autor.

O somatório das duas ações atuando concomitantemente é de 18,03 tf.m/m, valor este já de cálculo. Verificando a armadura necessária para resistir a esse esforço, temos, conforme Figura 36, $A_s=9,45\text{cm}^2/\text{m}$. Portanto, a armadura de $\varnothing 16$ c/

20cm ($A_s=10\text{cm}^2/\text{m}$) já é suficiente na base do encontro, devendo esta armadura ser ancorada desde o bloco de fundação.

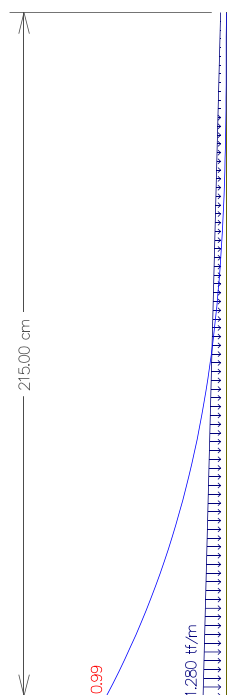
Figura 36 - Armadura necessária na base do encontro



Fonte: Autor.

Para o cálculo da armadura necessária nas alas, criou-se um modelo bidimensional no software FTool. As alas foram consideradas engastadas nas paredes dos encontros. Considerou-se uma carga linear distribuída equivalente ao momento fletor que o carregamento de empuxo gera na base da estrutura, conforme Figura 37.

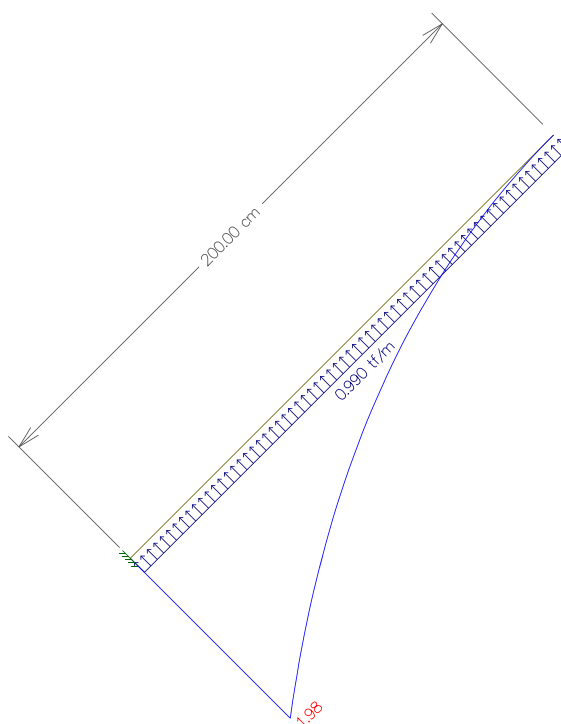
Figura 37 - Empuxo atuante nas alas



Fonte: Autor.

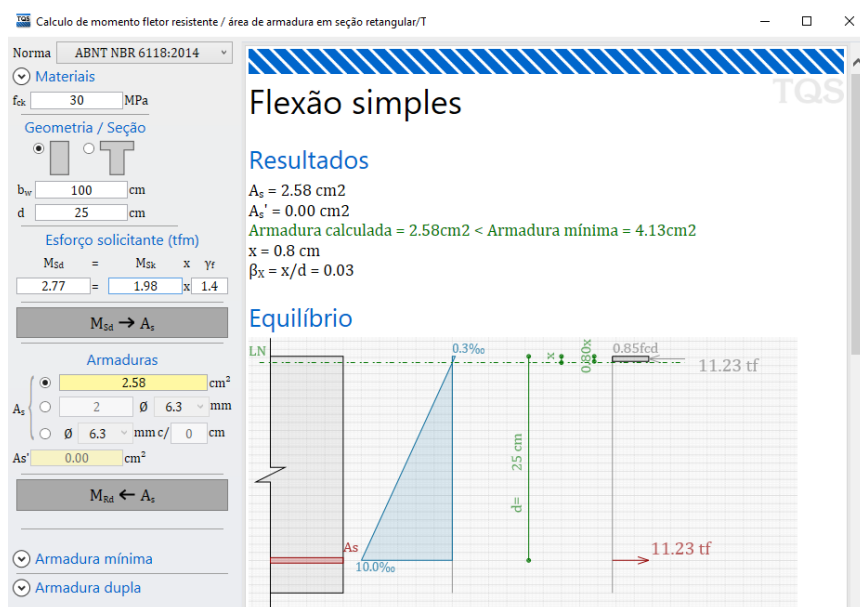
O modelo simulando o engastamento da ala na parede dos encontros é mostrado na Figura 39. Considerando-se uma seção transversal com largura de 100cm, altura útil de 25cm e concreto C30, resulta em armadura mínima, de 4,13cm²/m, sendo atendida por barras de 12,5mm a cada 20cm, como visto na Figura 38 e Figura 39.

Figura 38 – Momento fletor atuante nas alas



Fonte: Autor.

Figura 39 - Armaduras calculadas para as alas



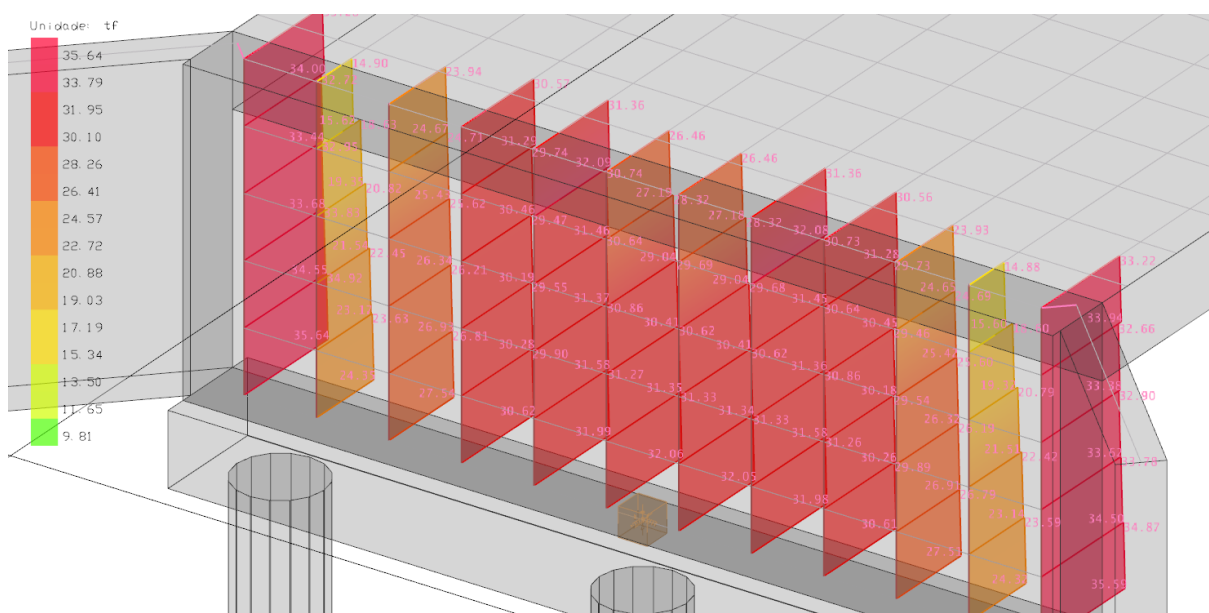
Fonte: Autor.

7.2.2 DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO

O bloco de fundação foi dimensionado considerando o mesmo como uma viga de dimensões 80x50cm, apoiada nos tubulões.

Para o carregamento atuante nos blocos, considerou-se a máxima carga vertical atuante nas paredes dos encontros, que pode ser vista na Figura 40 como um esforço por metro e já de cálculo. Tomou-se o esforço normal médio atuante na base da parede do encontro, resultando em uma carga linear atuante de 30,36 tf/m.

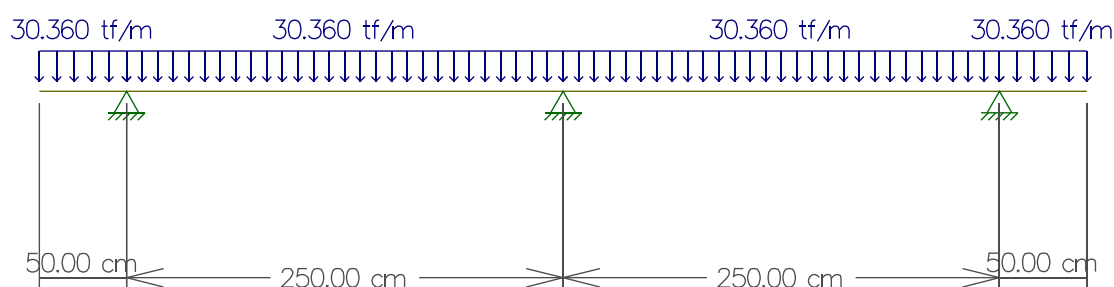
Figura 40 - Máximo esforço normal atuante no bloco



Fonte: Autor.

Foi idealizado um modelo bidimensional no software FTool, representando o bloco de fundação como uma barra recebendo os carregamentos e os tubulões como apoios, conforme Figura 41.

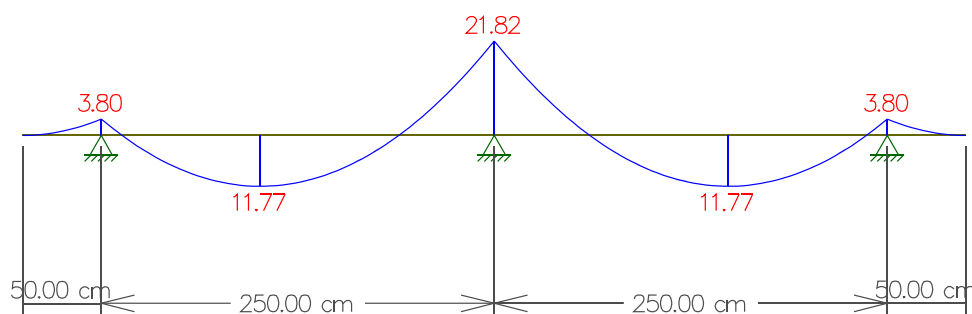
Figura 41 - Carregamento atuante no bloco de fundação



Fonte: Autor.

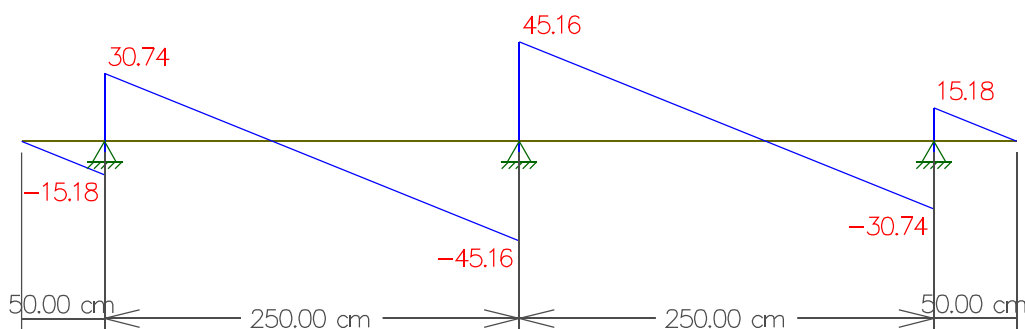
Os esforços de cálculo encontrados são mostrados na Figura 42 e Figura 43, com os diagramas de momento fletor e esforço cortante, respectivamente.

Figura 42 - Momento fletor atuante no bloco



Fonte: Autor.

Figura 43 - Esforço cortante atuante no bloco



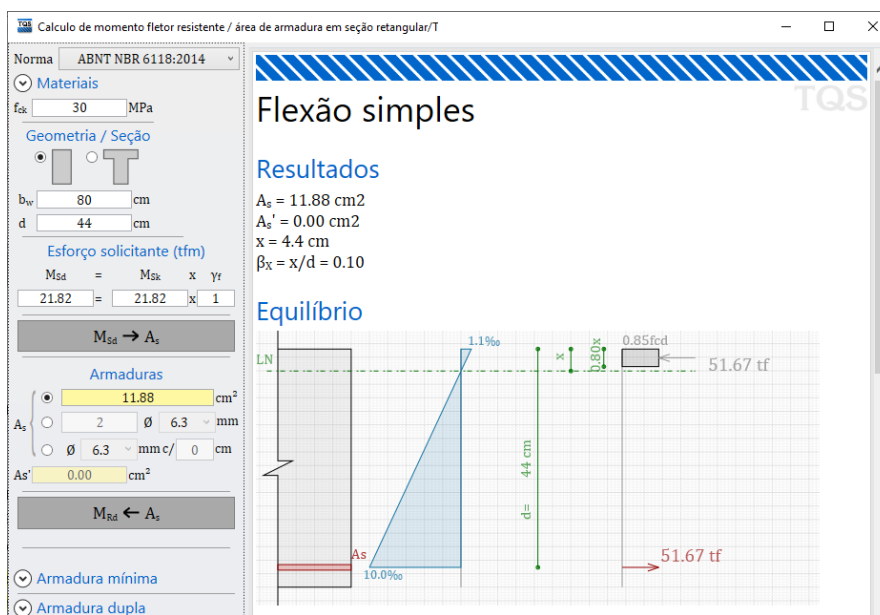
Fonte: Autor.

Dimensionou-se a viga à flexão (Figura 44) com as seguintes propriedades geométricas:

$$b_w = 80\text{cm}; d = 44\text{cm}; f_{ck} = 30\text{MPa}$$

Resulta em uma área de aço necessária de $11,88\text{cm}^2$ para o momento fletor de $21,82\text{ tf.m}$, sendo atendida por 6 barras de 16mm ($A_s=2\text{cm}^2$).

Figura 44 - Dimensionamento da armadura de flexão do bloco



Fonte: Autor.

Dimensionando-se ao cortante, para a força de $45,16\text{tf}$, resulta em armadura mínima de $9,27\text{cm}^2/\text{m}$, sendo atendida por $\varnothing 8\text{mm}$ a cada 20cm , em estribos de quatro ramos.

Figura 45 - Dimensionamento da armadura cortante do bloco

Calculadora de armaduras em elementos sujeitos à força cortante e à torção

Norma: ABNT NBR 6118

Título da seção:
 Observação:

☒ Cortante ☐ Torção ☐ Ambos

Materiais
 f_{ck} : 30 MPa

Geometria
 b_w : 80 cm
 $b_{w,min}$: 80 cm
 h : 50 cm
 d : 44 cm

Modelo
Força cortante(tf)
 V_{sd} = 45.16 = V_{sik} x γ_f
☐ Impressão Completa
 Calcular

Cortante

Resultados

Cortante

$A_{sw,nec} = 9.27 \text{ cm}^2 / s - 2R$
 $A_{sw,min} = 9.27 \text{ cm}^2 / s - 2R$
 $A_{sw,real} = 8.46 \text{ cm}^2 / s - 2R$

$V_{Rd2} = 179.22 \text{ tf}$
 $V_{Rd3} = 45.16 \text{ tf}$
 $V_c = 30.59 \text{ tf}$
 $V_{sw} = 14.57 \text{ tf}$

Fonte: Autor.

7.2.1 DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES

Os tubulões foram dispostos de maneira a trazer uma maior resistência frente a ações transversais à ponte, tais como a ação da água em futuras cheias do Arroio Jacutinga.

Em visita realizada ao local da implantação da ponte, realizou-se a abertura de uma vala utilizando-se uma retroescavadeira para verificar as condições de solo in loco (Figura 46 e Figura 47). O equipamento não foi capaz de escavar mais do que 1m abaixo da cota do terreno, mostrando que o solo no local tem boa capacidade de suporte.

Desta maneira, a base do bloco de fundação funcionará também como uma sapata, dissipando as tensões atuantes na ponte diretamente no solo competente.

Figura 46 - Execução de vala de reconhecimento do solo



Fonte: Autor.

Figura 47 - Vala escavada



Fonte: Autor.

Conforme Figura 40, tem-se um somatório de 364,26tf atuando no bloco de fundação, sendo esta a máxima solicitação de esforços normais. Este valor é de cálculo e os esforços estão por metro. O valor real da carga característica é dado dividindo-se por 1,4 e multiplicando-se por 0,5, já que as barras do modelo estrutural estão espaçadas a cada 50cm. Portanto, a máxima carga característica atuando na fundação é de 130,09 tf.

Somando-se com as 6tf de peso-próprio do bloco de fundação, temos uma carga atuante 136,09tf.

Verificando a tensão atuante no solo, temos:

$$\sigma_s = \frac{136090 \text{ kgf}}{(600 \times 80) \text{ cm}} = 2,83 \text{ kgf/cm}^2$$

Conforme correlação empírica, uma tensão no solo de 2,83 kgf/cm² equivale a um N_{SPT} de 14, valor abaixo do SPT de 20, indicado no item 1.2.

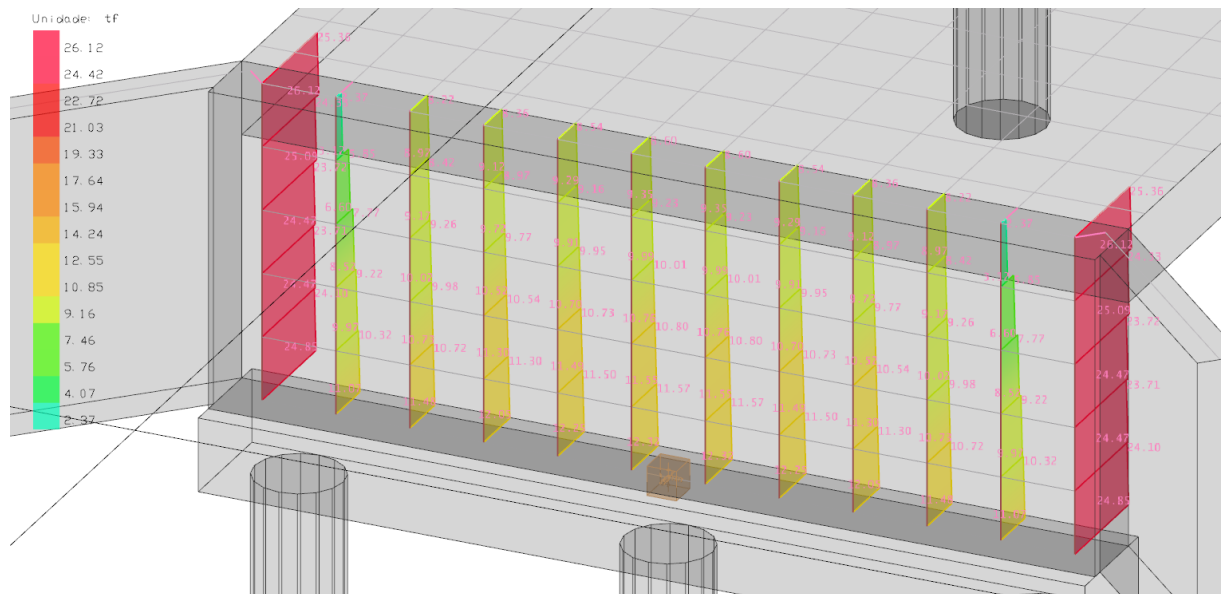
Desta maneira, os tubulões foram dimensionados apenas verificando-se à flexão oblíqua.

7.2.1.1 Verificação das armaduras

Adotando-se a armadura mínima para tubulões, de 0,4% da área de seção de concreto, temos uma armadura necessária de 11,31cm². Adotando-se barras de 16mm, são necessárias 6 barras.

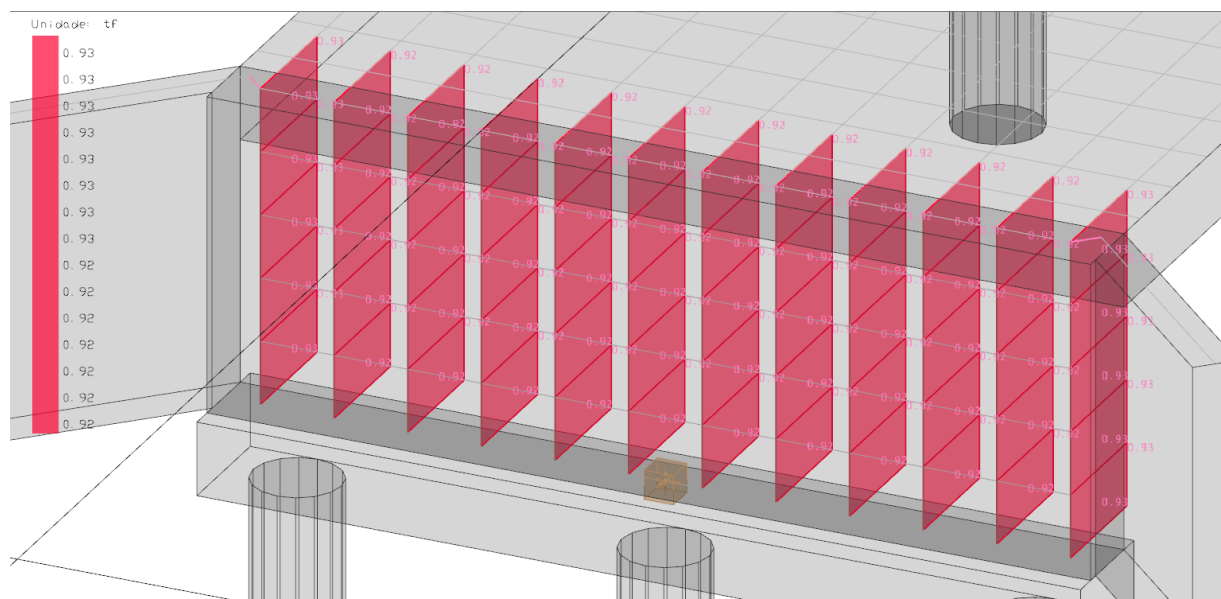
Deve ser verificada a flexão oblíqua para duas situações distintas, sendo elas o máximo esforço de compressão centrado no tubulão (ponte carregada) e o mínimo esforço de compressão no tubulão (ponte descarregada), associado ao máximo momento fletor atuante.

Figura 48 - Esforço normal de cálculo - Peso próprio



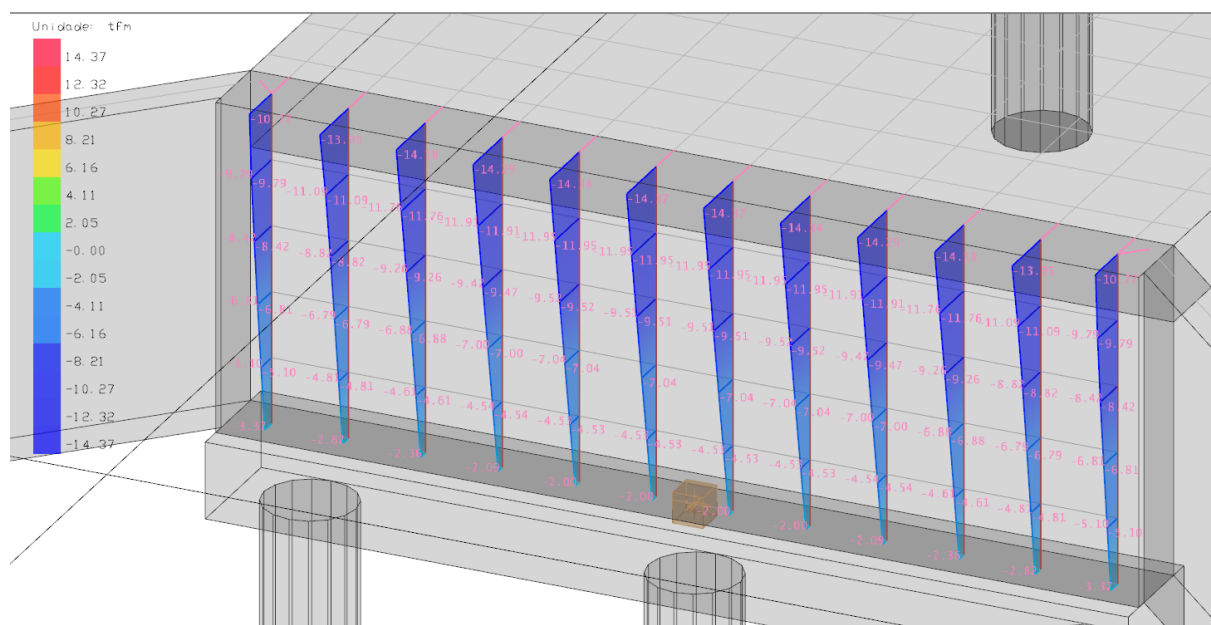
Fonte: Autor.

Figura 49 - Esforço normal de cálculo - Cargas de pavimentação



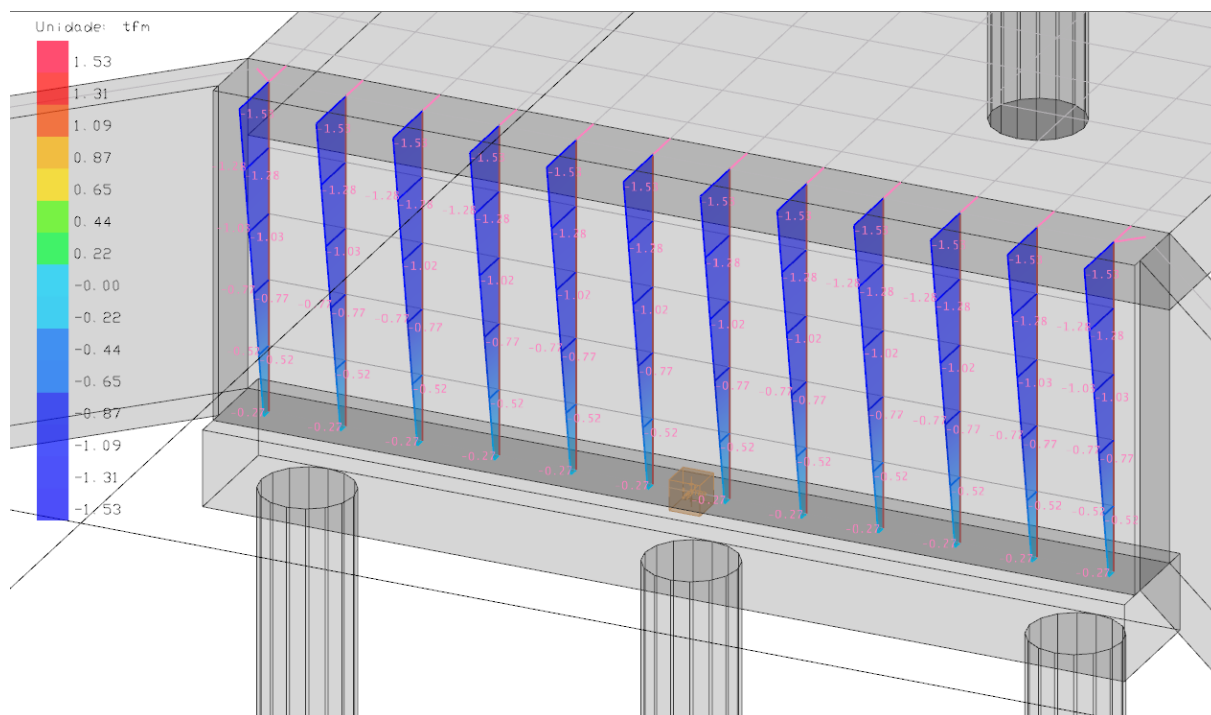
Fonte: Autor.

Figura 50 - Momento fletor de cálculo - Peso próprio



Fonte: Autor.

Figura 51 - Momento fletor de cálculo - Cargas de pavimentação

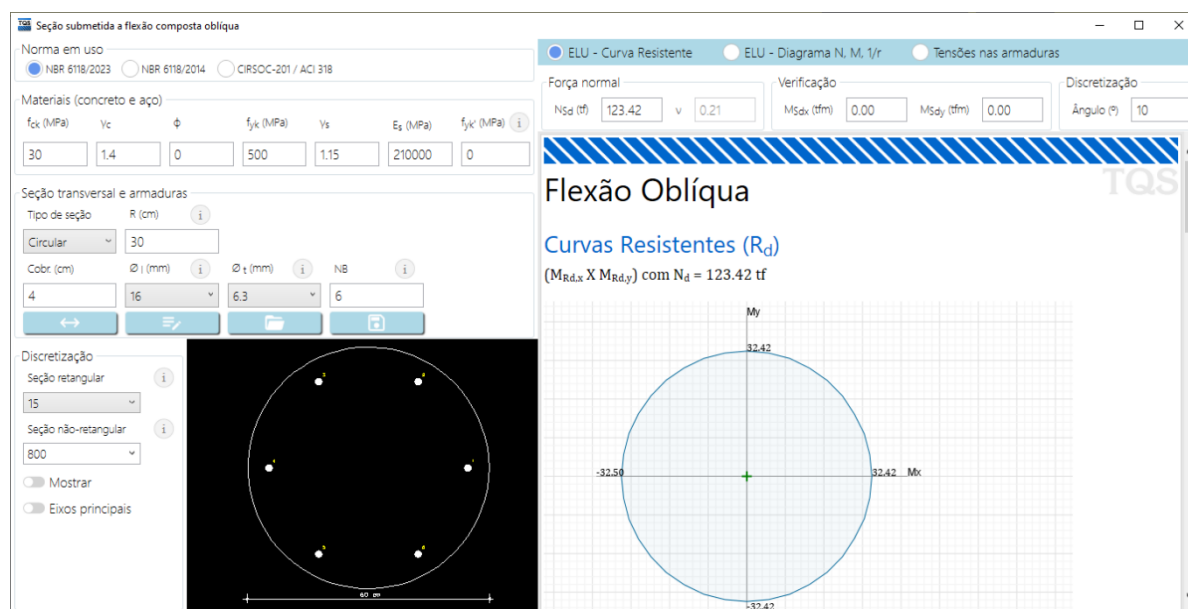


Fonte: Autor.

O máximo esforço normal atuante na ponte é mostrado na Figura 40, tendo um somatório de forças de 364,26tf. Somando-se esse valor com as 6tf de peso

próprio do bloco de fundação e dividindo por três, resulta em uma carga de 123,42tf atuando em cada tubulão.

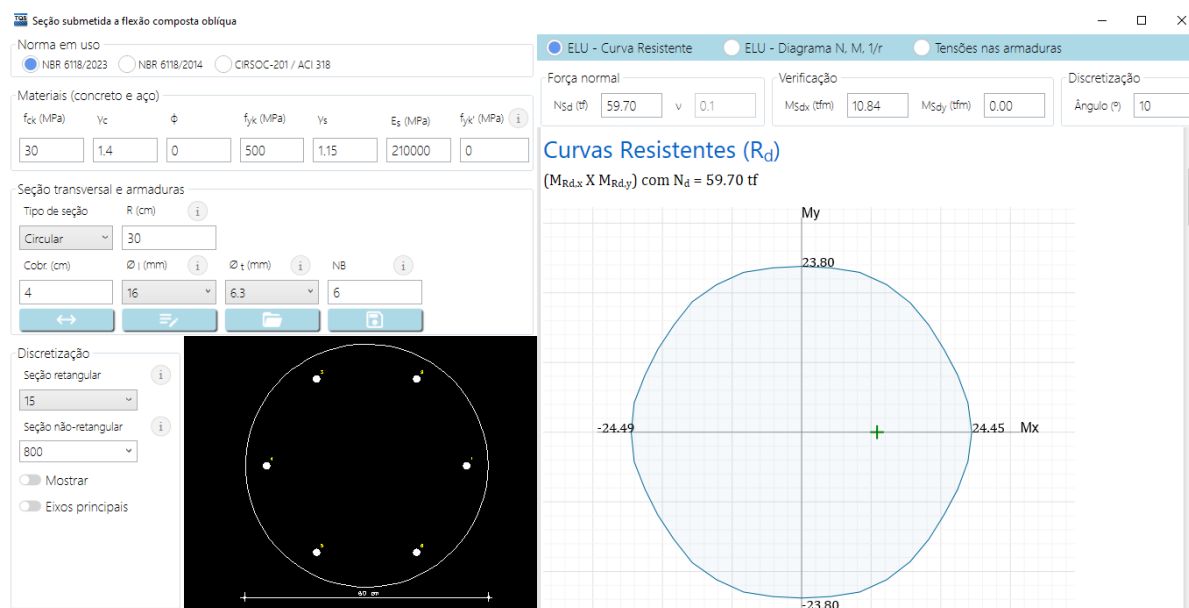
Figura 52 - Máxima compressão centrada no topo do tubulão



Fonte: Autor.

O somatório das cargas permanentes de peso próprio e pavimentação (Figura 48 e Figura 49) é de 179,1tf, ou seja, 59,7tf atuando em cada tubulão. O somatório de momentos destas cargas é de 32,52 tf.m, 10,84 tf.m por tubulão.

Figura 53 - Mínima solicitação normal e máximo momento fletor no tubulão



Fonte: Autor.

Analisando as armaduras conforme os piores casos (máxima solicitação normal centrada e máxima solicitação de momento fletor com mínima força normal), temos que a armadura mínima atende às verificações de flexão oblíqua.

Será realizado o chumbamento de parte das armadura do tubulação na rocha, de forma a aumentar a aderência e resistência a esforços horizontais.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações**. Editora Blucher. 14^a reimpressão, São Paulo, 1996.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. Editora Blucher. 14^a reimpressão, São Paulo, 1996.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Ed. Dunas, Rio Grande, 2014. Coleção: Curso de concreto armado, Volumes 1 a 4.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro. 2017.

CAMPOS, J. C. **Elementos de fundações em concreto**. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2022.

CARVALHO, C. R., FIGUEIREDO F^o, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Edufscar. 4^a edição. São Carlos, 2014.

CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento.** Ed. Blucher, São Paulo, 2019.

CINTRA, J. C. A, AOKI, N. **Fundações diretas projeto geotécnico.** Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

CINTRA, J. C. A, AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

EL DEBS, M. K. **Pontes de concreto: com ênfase na aplicação de elementos pré-moldados.** Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2021.

LEONHARDT, F. MÖNNIG, E. **Construções de concreto.** Ed. Interciência. São Paulo, 1979.

MARTHA, L. F. **FTool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool.** PUC – RJ, Rio de Janeiro, 2008.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **TQS Docs. - Manuais de Utilização – Versão 25.** São Paulo, 2024.