

**PROJETO DE PONTE SOBRE O ARROIO CAMBARÁ- LOCALIDADE
DE TAQUARAS - JAGUARI, RS**

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL



Eng. Thiago Mottecy Piovezan

Esp. em Estruturas de Concreto e Fundações

CREA/RS 197.361

Eng. Carlos Vinicius Veloso Schopf

Esp. em Estruturas

CREA/RS 267.590

MARÇO DE 2026

SUMÁRIO

1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	3
2	MORFOLOGIA DA NOVA PONTE.....	4
3	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS.....	6
4	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	7
5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	15
6	MODELO NUMÉRICO DA PONTE.....	18
7	DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA.....	20
8	MESOESTRUTURA.....	55
9	INFRAESTRUTURA.....	59
	REFERÊNCIAS.....	78

1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Trata-se de uma ponte rodoviária sobre o Arroio Cambará, localizada na localidade das Taquaras, no interior do município de Jaguari, Rio Grande do Sul. A ponte foi projetada para a classe TB-45 conforme NBR-7188:2024.

Figura 1 - Localização da ponte



Fonte: Autor.

A nova estrutura substituirá uma antiga ponte existente no local, que seguidamente apresenta erosão em suas cabeceiras e acúmulo de detritos durante eventos de cheias, interrompendo a circulação de veículos no local.

O projeto da superestrutura foi concebido parcialmente em concreto protendido (longarinas) e concreto armado convencional (lajes). O projeto da infraestrutura foi concebido com dois encontros em concreto armado, ligados monoliticamente à superestrutura, sendo apoiados em estacas tipo Raiz.

A posição da nova ponte foi idealizada ao lado da ponte existente, de forma a evitar a obstrução da passagem local.

2 MORFOLOGIA DA NOVA PONTE

A ponte será formada por 3 (três vãos) de 16,00m de comprimento cada, sendo adotada uma solução estrutural formada por uma superestrutura composta de 3 (três) vigas longarinas pré-moldadas de seção T, com 75cm de altura, executadas em concreto protendido, a seção transversal da viga I está pormenorizada no item 7.1.2. As vigas longarinas são interligadas em sua face superior por uma laje de concreto armado de 20cm de espessura.

Em cada extremidade da ponte serão executados dois encontros em concreto armado, de maneira em que as vigas longarinas serão ligadas monoliticamente à infraestrutura dos encontros, provendo uma maior rigidez global da estrutura e permitindo uma maior resiliência frente a esforços horizontais que as cheias do Arroio Cambará eventualmente possam exercer sobre a estrutura. Trata-se, portanto, de uma ponte do tipo integral.

A laje será executada em duas fases, primeiramente com a execução prévia de painéis pré-moldados de 8cm de espessura, que deverão ser dispostos de maneira a se apoiar diretamente sobre as longarinas, prescindindo, portanto, o uso de formas e escoramentos para as lajes. Posteriormente será executada uma capa de concreto de 12cm de espessura para o acabamento da laje, resultando nos 20cm de espessura supracitados.

A solução apresentada acima não se aplica para os dois balanços de laje previstos para a superestrutura, que serão integralmente constituídos de concreto moldado in loco.

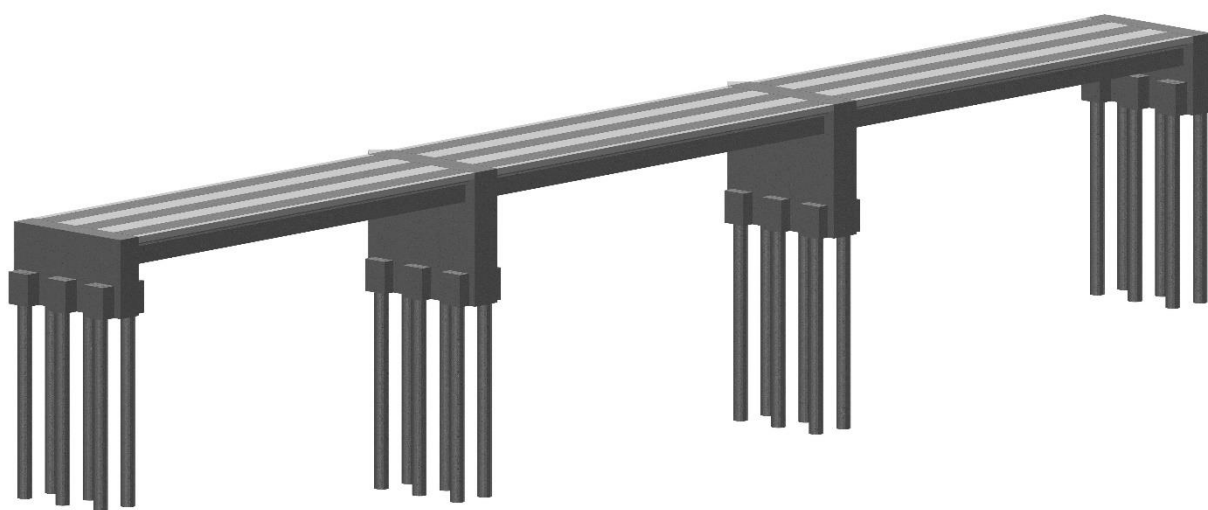
A infraestrutura da ponte, para cada encontro de cabeceira, é constituída de 3 (três) pares estacas do tipo Raiz de 45cm de diâmetro. Os pares de estacas são ligados entre si por blocos transversais ao sentido do encontro, com dimensões de 80x100cm de largura e altura, respectivamente. Tais blocos, por sua vez, são ligados diretamente nos encontros, que possuem 80cm de espessura.

Já os pilares centrais possuem 100cm de espessura, permitindo o apoio das vigas longarinas durante a fase de içamento e posicionamento das mesmas e também a concretagem do conjunto, tornando a ligação monolítica. A infraestrutura dos pilares centrais também conta com 3 (três) pares de estacas, ligadas por blocos transversais aos pilares, com 80x100cm de largura e altura, respectivamente. Na extremidade a

jusante do rio, está disposta uma cunha para auxiliar na passagem de possíveis objetos soltos que venham a colidir contra a ponte.

As dimensões totais da nova estrutura são: 48,00 metros de comprimento, divididos em 3 vãos de 16,00m, sendo apoiados em 2 encontros de 80cm de espessura nas cabeceiras de pilares centrais de 100cm de espessura nos vãos centrais. A ponte possuirá 5,00 metros de largura, contando com dois guarda-rodas de 20cm de largura.

Figura 2 - Vista isométrica da ponte



Fonte: Autor.

3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

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

Para as vigas longarinas, especificou-se o concreto de classe C40 (resistência característica à compressão de 40MPa). Na falta de determinação experimental prévia, adotou-se, conforme item 8.2.8 da NBR 6118:2023, um módulo de elasticidade de 31876 MPa.

Para os demais componentes da estrutura (lajes, mesoestrutura e infraestrutura), deverá ser empregado o concreto classe C35 (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. Para os elementos protendidos, o tipo de aço especificado é o CP 190-RB.

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;

Pilares – 3,0cm;

Vigas – 3,0cm;

Cabos de protensão – 3,5cm;

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

4.1 AÇÕES PERMANENTES

4.1.1 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 uma carga equivalente a uma pavimentação asfáltica de 5cm, considerando-se um peso específico do concreto asfáltico de 2,4tf/m². Também se considerou uma carga adicional de 0,2tf/m², a fim de prever um futuro recapeamento, conforme item 7.2.3 da NBR-7187:2021, resultando em uma carga de 0,32tf/m².

4.1.2 EMPUXO DO SOLO NOS ATERROS

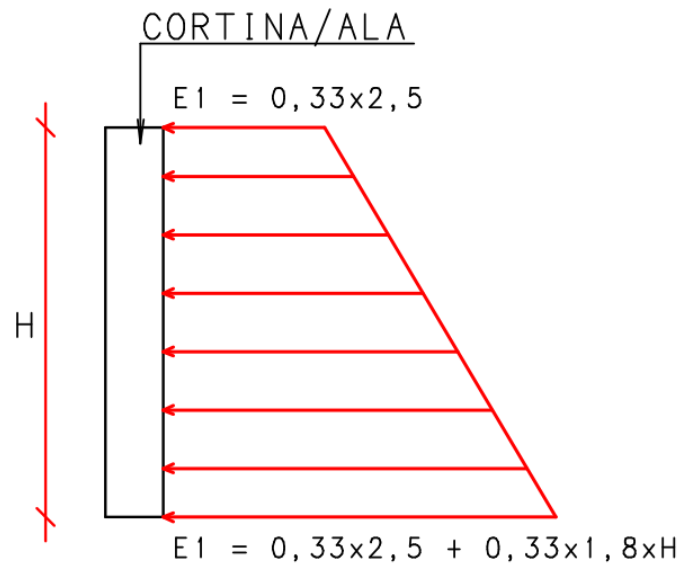
Os esforços de empuxo foram calculados conforme a Teoria de Rankine. O solo foi considerado como tendo um peso específico de 1,8 tf/m³ e ângulo de atrito interno de 30°, conforme item 7.2.5.1 da NBR 7187:2021. Calculando o coeficiente de empuxo horizontal, resulta em um valor de 0,33.

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

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 3- Empuxo nas cortinas e alas



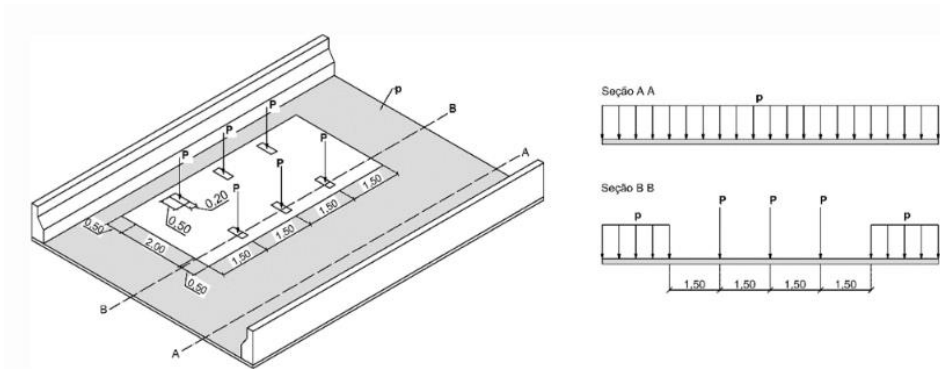
Fonte: Autor.

4.2 AÇÕES VARIÁVEIS

4.2.1 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 4.

Figura 4 – 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:

$$CIA = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Sendo Liv o próprio vão da longarina para pontes isostáticas. Para a OAE em questão, CIA:

$$CIA = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{15 + 50} \right) = 1,33$$

4.2.2 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:

$$H_{fr} = 0,05 \cdot p \cdot B \cdot L \cdot CNF \geq 0,3 \cdot (6 \cdot P)$$

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:

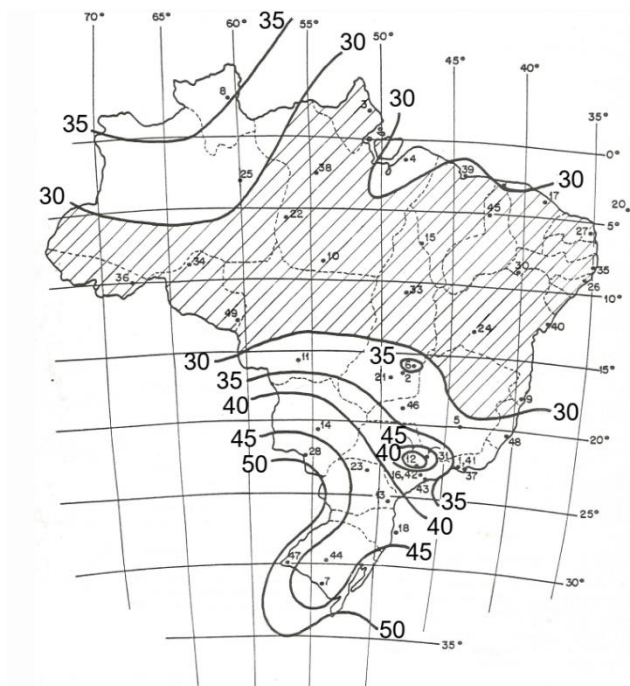
$$H_{fr} > \begin{cases} 0,05 \times 0,5tf/m^2 \times 48m \times 4,1 \times 1 = 4,92tf \\ 0,3 \cdot (6 \times 7,5tf) = 13,5tf \end{cases}$$

$$H_{fr} = 13,5tf$$

4.2.3 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 5 - 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 6 – 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: <ul style="list-style-type: none"> • 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 7, é calculado a partir da equação:

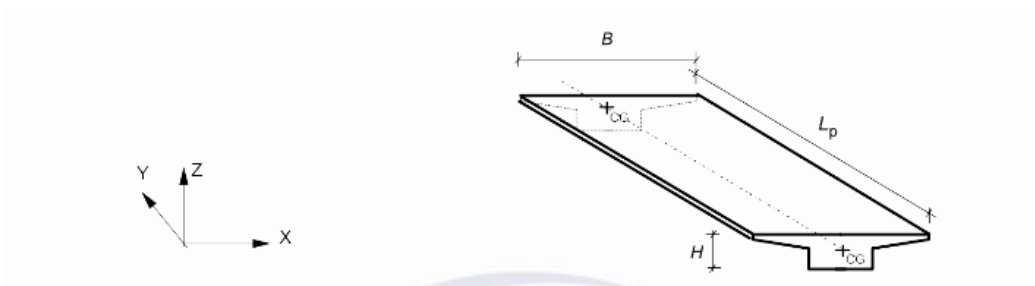
$$C_x = 0,06 + 1,93 \cdot \left(\frac{B}{H_{eq}} \right)^{-1,28}$$

Sendo:

B – Largura do tabuleiro;

H_{eq} – Altura equivalente.

Figura 7 - 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 viga e 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:

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

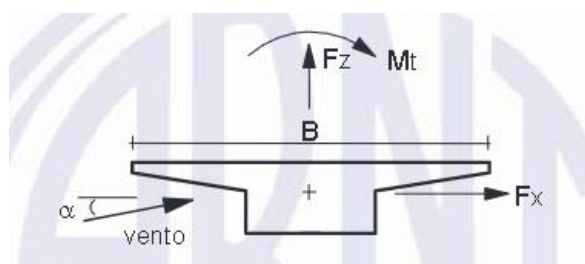
De maneira similar, calcula-se a força F_z , substituindo na equação apenas o componente de força para o componente C_z , dado por:

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

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

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

Figura 8 - Aplicação de Esforços de Vento



Fonte: NBR 6123:2023

Para a OAE em questão, temos:

$$B = 5m$$

$$H_{eq} = \begin{cases} 0,75m + 0,2m = 0,95m \\ 0,75m + 0,2m + 0,3m + 2m = 3,25m \end{cases}$$

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.

$$C_x = 0,06 + 1,93 \cdot \left(\frac{14,8}{3,25} \right)^{-1,28}$$

$$C_x = 1,33$$

Logo:

$$F_x = \frac{0,613 \times 45,95^2 \times 4,5 \times 1,33}{10000} = 0,86 \text{ tf/m}$$

Partindo para o cálculo de C_z , temos:

$$C_z = \pm 0,043 \times \left(\frac{5}{3,25} \right) \pm 0,75$$

$$C_z = \pm 0,69$$

Pode-se então calcular a componente F_z :

$$F_z = \pm \frac{0,613 \times 45,95^2 \times 5 \times 0,69}{10000} = 0,45 \text{ tf/m}$$

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

$$M_t = \pm \frac{0,45 \cdot 5}{4} = \pm 0,56 \text{ tfm/m}$$

4.2.4 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}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 $\Delta t = -25^\circ\text{C}$.

4.2.5 EMPUXO D'ÁGUA

O projeto prevê a implantação de cunhas nos pilares centrais de maneira a facilitar o escoamento da água e detritos. Conforme item 7.3.6 da NBR 7187:2021, considerou-se uma velocidade $v = 5 \text{ m/s}$ e um coeficiente de forma $k = 0,47$.

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:

$$F_d = \gamma_g \Sigma F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \Sigma F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \Sigma \psi_0 F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} F_{\varepsilon qk}$$

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);

$\gamma_{\varepsilon g}$ – Coeficiente de majoração para ações permanentes indiretas;

$F_{\varepsilon gk}$ – 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;

$\gamma_{\varepsilon q}$ – Coeficiente de majoração para ações variáveis indiretas;

$F_{\varepsilon qk}$ – 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

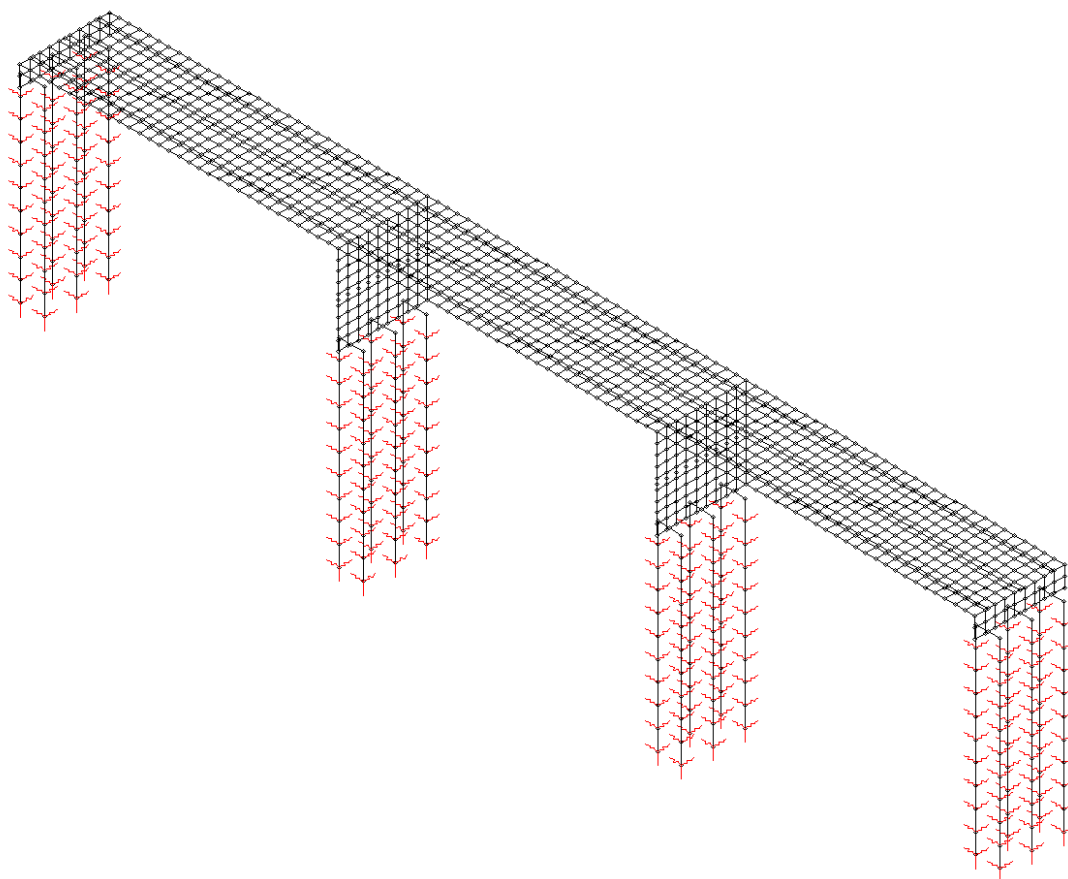
Fonte: NBR 8681:2004

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 WMIX, 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).

Figura 9 - Modelo estrutural no software WMIX



Fonte: Autor.

A estrutura foi calculada considerando a seguinte envoltória de esforços: As vigas longarinas protendidas foram calculadas considerando as mesmas como simplesmente apoiadas, a fim de obter-se o máximo momento fletor positivo no centro dos vãos.

Como a estrutura será solidarizada de maneira a tornar a superestrutura e mesoestrutura monolíticas, foi criado um modelo considerando a continuidade entre os vãos. Surgem, portanto, momentos fletores negativos, que foram levados em conta para o dimensionamento da estrutura.

As lajes foram dimensionadas considerando o seu funcionamento no sentido transversal ao tráfego, considerando novamente uma envoltória entre o comportamento biapoiado nas vigas longarinas e a continuidade entre os panos de laje adjacentes.

7 DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

7.1 VIGAS PROTENDIDAS (15,40 METROS)

Para o dimensionamento das vigas protendidas pré-moldadas foi utilizado o programa VPRO, desenvolvido pela TQS Informática LTDA, contando quando necessário com planilhas desenvolvidas pelo projetista para auxílio, validação de dados e a fim de facilitar a visualização de resultados.

O dimensionamento de um elemento protendido se dá pela consideração de duas fases importantes da vida útil da peça. A primeira é quando a estrutura, em geral ainda jovem e sem a atuação de todos os carregamentos previstos em projeto, recebe a aplicação das forças de protensão. Tais forças podem danificar as seções de concreto. Deve-se então verificar a capacidade resistente da viga para absorver estes esforços, sendo esta avaliação uma análise de Estado Limite Último, denominada Ato da Protensão.

As demais verificações são para o Estado Limite de Serviço, estando associadas às perdas da força de protensão ao longo do tempo. Devem ser avaliados, com a força de protensão remanescente nos cabos após as perdas calculadas, os ELS de Formação de Fissuras e de ELS de Descompressão.

Para as longarinas do presente projeto, premissa do cálculo adotada se dá a partir de uma protensão limitada (nível 2), devendo-se verificar o ELU no Ato da Protensão, além das verificações de serviço, verificando as tensões normais de tração e compressão na peça, conforme Tabela 13.4 da NBR 6118:2023.

Figura 10 - Verificações necessárias para a proteção de armaduras

Tabela 13.4 – Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Tipo de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	–	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	–	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	–	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	–	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I e CAA II		
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração	CAA I e CAA II	ELS-F	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração	CAA I a CAA IV	ELS-F	Combinação rara
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D ^a	Combinação frequente

Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.
 No caso de pré-tração em estruturas de concreto pré-fabricado, devem ser atendidos os requisitos da ABNT NBR 9062.
 NOTA 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.
 NOTA 2 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (ver Figura 3.1).

Fonte: NBR 6118:2023

Duas situações de uso sequenciais e distintas foram consideradas para o dimensionamento das longarinas protendidas:

Na primeira situação a viga atua isoladamente, com a protensão total dos 2 (dois) cabos. Nessa situação a viga terá como carga permanente somente o seu peso próprio. Depois de protendida, a viga pode ser transportada imediatamente para a sua posição na estrutura ou demorar indefinidamente para ser transportada.

Ainda na primeira situação, a viga receberá as formas, armaduras e concreto da laje superior, não há, portanto, ligação solidária entre as vigas e as lajes.

Na segunda situação, a laje adquire sua resistência, formando uma ligação monolítica com as lajes. As longarinas passam a fazer parte do modelo estrutural analisado no programa WMIX Depois da concretagem das lajes, serão adicionados

os carregamentos das barreiras e da pavimentação. A partir daí, começam a atuar na OAE as cargas móveis oriundas do trem-tipo TB-45.

7.1.1 PLANO DE PROTENSÃO

A protensão foi prevista para ser aplicada em uma única fase, 7 dias após a concretagem, utilizando concreto C40 (40MPa). De acordo com a seção 8.2 e o item 12.3.3 da NBR 6118:2023, calculou-se um $f_{ck7} = 26$ MPa. Para os cálculos, ressalta-se que se considerou um agregado graúdo de granito. Os demais dados de materiais para a longarina protendida, inseridos no software VPRO podem ser vistos na Figura 11.

Figura 11 - Dados de materiais para cálculo

Concreto (Seção pré-moldada)	
Classe de resistência:	C40
Resistência característica à compressão do concreto:	$f_{ck} = 40$ MPa
Resistência característica do concreto à tração direta:	$f_{ctk} = 3,51$ MPa
Módulo de elasticidade do concreto:	$E_c = 31$ GPa
Resistência característica à compressão do concreto aos j dias:	$f_{cj} = 26$ MPa
Resistência característica do concreto à tração direta aos j dias:	$f_{ctj} = 2,63$ MPa
Módulo de elasticidade do concreto aos j dias:	$E_{cj} = 25$ GPa

Cancel Ok

Fonte: Autor.

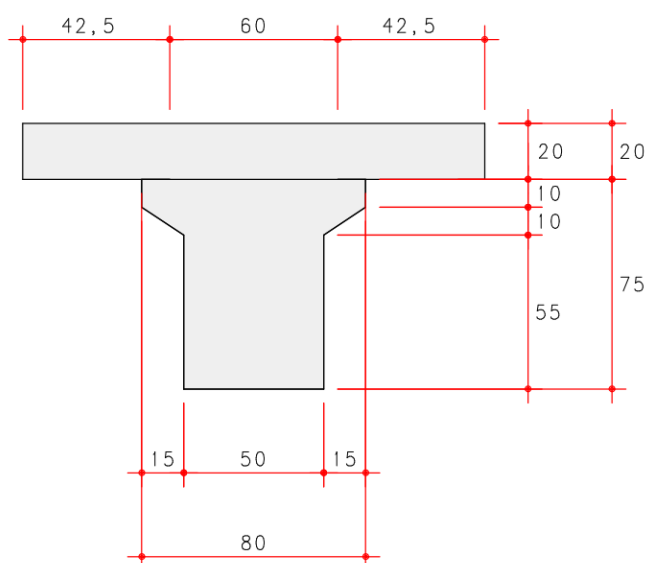
7.1.2 SEÇÃO TRANSVERSAL

Adotou-se uma seção transversal em formato T, conforme Figura 12. Após a solidarização da viga com a laje, considerou-se uma mesa colaborante de 145cm, conforme limites impostos no item 14.6.2.2 da NBR 6118:2023.

Figura 12 - Seção transversal da longarina protendida

SEÇÃO H=75 cm

ESC. 1:25



Fonte: Autor.

As características geométricas da longarina protendida são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Propriedades geométricas da viga protendida

Propriedade	Viga Isolada	Seção Solidarizada
Área - A_c (m^2)	0,42	0,67258
Momento de inércia - I_c (m^4)	0,02123	0,05305
Distância do CG à mesa inferior - y_i (m)	0,40685	0,57327
Distância do CG à mesa superior - y_s (m)	0,34315	0,37673
Módulo de resistência à flexão inferior - W_i (m^3)	0,05218	0,09254
Módulo de resistência à flexão superior - W_s (m^3)	0,06187	0,14081

Fonte: Autor.

7.1.3 CABLAGEM

Foram empregados 2 (dois) cabos em traçado parabólico, formados por 12 (doze) cordoalhas de aço CP-190 RB 12,7mm cada um, aplicando-se a protensão nas duas extremidades da viga, simultaneamente. Não tá transição em planta em nenhum dos cabos.

7.1.3.1 Cabo 1

Para definição do traçado do cabo, foram especificados 5 pontos, formando assim, um traçado parabólico para os cabos de protensão, com as extremidades retas. A ordenada das extremidades da viga foi definida em 22,5cm. Já a ordenada limite, na qual o cabo assume no meio do vão da longarina, é de 12cm, conforme Figura 13.

Figura 13 - Definição do cabo 1

Protensão: Cabo 1

nº cordoalhas: 12

Cordoalha: Cord. CP-190 RB 12.7

Protensão: Bilateral

Força por cabo: $P_i = 12 \times 13,9 = 166,8 \text{ tf}$

Plano XY | Plano XZ

Ponto	xi (cm)	yi (cm)	Θ_z (graus)
1	0	22,5	
2	50	22,5	
3	752,5	12	0
4	1455	22,5	
5	1505	22,5	

Cancelar Ok

Fonte: Autor.

7.1.3.2 Cabo 2

Para definição do traçado do cabo, foram especificados 5 pontos, formando novamente um traçado parabólico de extremidades retas. A ordenada das extremidades da viga foi definida em 52,5cm. Já a ordenada limite, no meio do vão da longarina, é de 24cm, conforme Figura 14.

Figura 14 - Definição do cabo 2

Protensão: Cabo 2

nº cordoalhas: 12

Cordoalha: Cord. CP-190 RB 12.7

Protensão: Bilateral

Força por cabo: $P_i = 12 \times 13,9 = 166,8 \text{ tf}$

Plano XY Plano XZ

Ponto	xi (cm)	yi (cm)	Θ_z (graus)
1	0	52,5	
2	50	52,5	
3	752,5	24	0
4	1455	52,5	
5	1505	52,5	

Cancelar Ok

Fonte: Autor.

7.1.4 DEFINIÇÕES DOS PARÂMETROS DE PERDAS DE PROTENSÃO

O software VPRO calcula as perdas de protensão, tanto aquelas imediatas quanto as que são diferidas no tempo.

É pedido ao usuário que se configure alguns parâmetros, tais como coeficientes relacionados às perdas por atrito, perdas por encunhamento e parâmetros do coeficiente de fluência e deformação específica por retração.

Figura 15 - Coeficientes para perdas imediatas

Perda por atrito

Protensão aderente: $\mu = 0,2$ 1/rad $k = 0,002$ 1/m

Protensão não aderente: $\mu = 0,05$ 1/rad $k = 0,0005$ 1/m

Obs.: O programa considera a perda por atrito apenas para os casos de pós-tração

Perda por encunhamento

Recuo do cabo: $\delta = 6$ mm

Comprimento da pista = 100 m (aplicável para os casos de pré-tração)

Perda por encurtamento elástico do concreto

Calcular perda por encurtamento elástico do concreto sim não

Fonte: Autor.

Para as perdas diferidas, com base na Tabela 8.1 da NBR 6118:2023, considerou-se uma umidade média 75% e t_0 de 10 dias, especificou-se os coeficientes para fluência do concreto e de deformação específica de retração indicados na Figura 16. Tais valores estão em concordância com o IPR-751 do DNIT, que cita que tais valores de coeficientes abrangem a maior parte do território brasileiro.

Figura 16 - Definição dos coeficientes para perdas diferidas no VPRO

Perdas progressivas	
Coefficiente de fluência do concreto: φ =	<input type="text" value="2,5"/>
Deformação específica de retração: $ \epsilon_r $ =	<input type="text" value="0,36"/> %

Fonte: Autor.

7.1.5 VERIFICAÇÕES DA LONGARINA PROTENDIDA

7.1.5.1 Verificação do ELU no Ato de Protensão da viga isolada

Para dimensionamento à flexão devemos considerar, no limite de utilização, as tensões normais à seção em todas as fases da vida da peça, sendo que a primeira verificação a ser feita deve ser a do estado limite último no ato da protensão, item 17.2.4.3 da NBR 6118:2023, garantindo a segurança da viga, que, ainda sem a totalidade dos carregamentos atuando e sem a totalidade da resistência do concreto especificado, resista às tensões provocadas pela protensão.

Como resultados são fornecidas as tensões de borda correspondentes ao ato da protensão, levando em conta as perdas iniciais e apenas o carregamento de peso próprio atuando.

No momento inicial, logo após a aplicação da protensão, as tensões de tração, conforme item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2023, devem ser limitadas a $1,2f_{ctm}$ (relativo ao f_{ck7} de 26 MPa), portanto temos:

$$\sigma_T = 1,2f_{ctm} = 1,2 \times 0,3 \times \sqrt[3]{26^2} = 3,16 \text{ MPa}$$

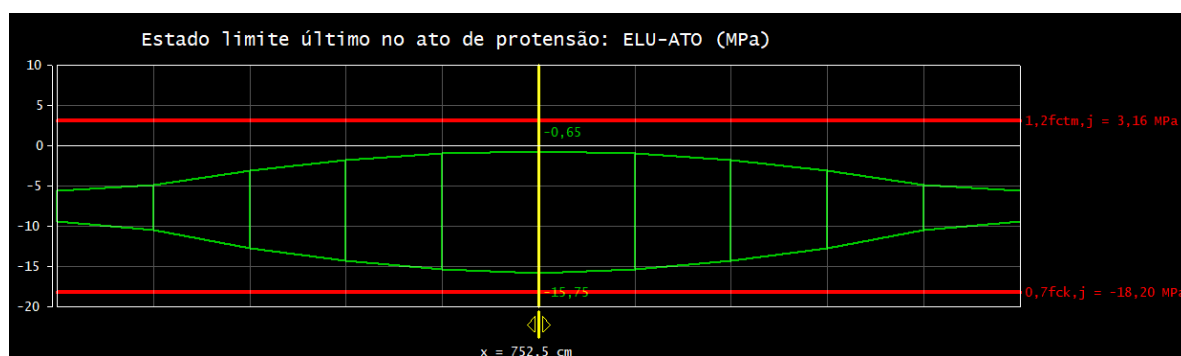
Mesmo com a viga descarregada e apenas o peso próprio atuando na mesma na ocasião da protensão, não foram verificadas tensões de tração nas seções da viga, atendendo portanto a limitação normativa.

Ainda na verificação de tensões na viga durante o ato da protensão, a NBR 6118:2023 limita as tensões de compressão a $0,7f_{ck,j}$, logo:

$$\sigma_c = 0,7f_{ck,j} = 0,7 \times 26 = 18,2 \text{ MPa}$$

A maior tensão de compressão observada na viga se dá na fibra inferior do centro do vão, na ordem de 15,75 MPa, abaixo do limite da norma. Estes resultados podem ser visualizados na Figura 17.

Figura 17 - Tensões na viga durante ato de protensão



Fonte: Autor.

Tabela 6 - Tensões nas seções para o ELU-ATO

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-9,30	-5,59
2	1,505	-10,45	-4,85
3	3,01	-12,66	-3,05
4	4,515	-14,29	-1,74
5	6,02	-15,32	-0,93
6	7,525	-15,75	-0,65
7	9,03	-15,32	-0,93
8	10,535	-14,29	-1,74
9	12,04	-12,66	-3,05
10	13,545	-10,45	-4,85
11	15,05	-9,30	-5,59

Fonte: Autor.

Sendo:

x - abcissa da seção;

$\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);

$\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

A NBR 6118:2023, em seu item 9.6.1.2.1, para o caso de pós-tração aderente, limita as tensões nas armaduras ativas em $0,74f_{ptk}$ (limite de resistência a tração do aço):

Para as cordoalhas de aço CP-190 RB 12,7mm temos:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa} = 190 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_p = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{Pi} = 0,74 \cdot f_{ptk} = 0,74 \times 1900 = 1406 \text{ MPa} = 140,6 \text{ kN/cm}^2$$

A força total aplicada nas 24 cordoalhas de protensão ($A_p = 23,76 \text{ cm}^2$) é de 333,6 tf, portanto a tensão aplicada nas armaduras ativas no ato da protensão é de 1404 MPa.

$$\sigma_p = \frac{333,6 \text{ tf}}{23,76 \text{ cm}^2} = \frac{3336 \text{ kN}}{23,76 \text{ cm}^2} = 140,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1404 \text{ MPa}$$

Portanto, a viga encontra-se adequadamente dimensionada para o ELU no ato da protensão.

O dimensionamento para o estado limite último, para a obtenção da quantidade de aço passivo necessário, será realizado com a consideração de todas as cargas atuantes na viga.

7.1.5.2 Verificação do ELS-F (Estado Limite de Formação de Fissuras)

Para a verificação do estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F), considera-se que a viga está plenamente carregada, com a atuação do peso próprio da viga e das lajes (já solidarizadas), cargas permanentes oriundas da pavimentação e também a carga móvel acidental. Para o caso da protensão, consideram-se que todas as perdas diferidas já ocorreram.

As tensões para o ELS-F foram verificadas a partir de uma combinação frequente de ações, com ações permanentes assumindo seu valor característico e a ação variável principal, neste caso a carga móvel, com valor reduzido para pontes rodoviárias a partir do coeficiente $\psi_1 = 0,5$, de acordo com item 5.1.4.4 da NBR 8681:2003. Já a NBR 6118:2023, item 3.2.2, limita as tensões de tração à tensão resistente de tração na flexão ($f_{ct,f}$) para a verificação do ELS-F.

Ainda conforme a normativa supracitada, nos itens 17.3.1 e 17.3.2, como temos uma seção T, limita-se as tensões de tração em $1,2f_{ctk,inf}$, com um valor de 2,44 MPa.

A equação geral para a verificação das tensões de borda para o ELS-F é:

$$\sigma = -\frac{P_{00}}{Ac_0} \pm \frac{M_{P00} \cdot y}{I_{c0}} \pm \frac{M_{s0} \cdot y0}{I_{c0}} \pm \frac{M_{s00} \cdot y1}{I_{c1}}$$

Sendo:

A_{C0} – Área da seção isolada;

I_{c0} – Inércia da seção isolada;

I_{c1} – Inércia da seção solidarizada (mesa colaborante da laje);

M_{P00} – Momento gerado pela protensão após as perdas diferidas;

M_{s0} – Momento solicitante no instante inicial (apenas peso próprio);

M_{s00} – Momento solicitante no instante final (peso da laje, pavimentação e 60% da carga móvel);

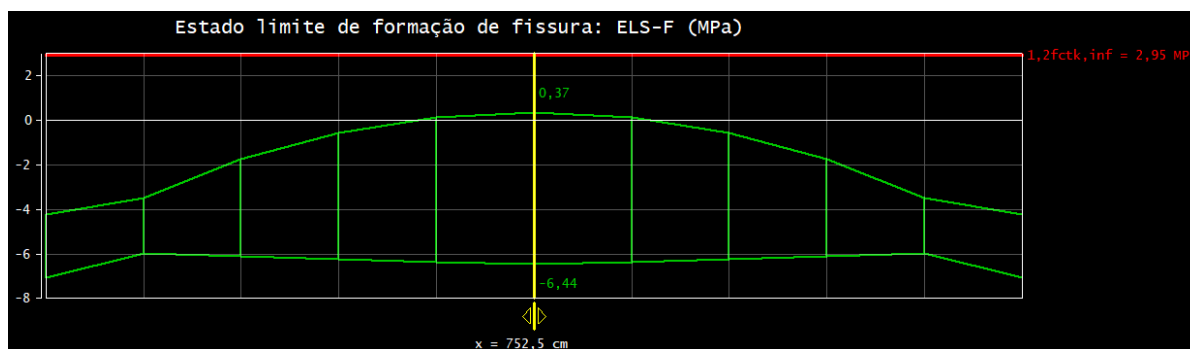
P_{00} – Força de protensão após as perdas diferidas;

y_0 – Distância da borda até o centro de gravidade da seção isolada;

y_1 – Distância da borda até o centro de gravidade da seção solidarizada.

O estado limite de formação de fissuras é atendido, visto que a maior tensão de tração, ocorre no meio do vão da viga, com um valor de 0,37 MPa, abaixo do limite normativo de 2,95 MPa, conforme pode ser visualizado na Figura 18.

Figura 18 - Verificações para o ELS-F



Fonte: Autor.

Os resultados, discretizados em seções espaçadas a cada décimo de vão teórico, podem ser visualizados na Tabela 7.

Tabela 7 - Tensões nas seções para a verificação do ELS-F

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-7,04	-4,24
2	1,505	-5,99	-3,49
3	3,01	-6,12	-1,73
4	4,515	-6,24	-0,57
5	6,02	-6,35	0,15
6	7,525	-6,44	0,37
7	9,03	-6,35	0,15
8	10,535	-6,24	-0,57
9	12,04	-6,12	-1,73
10	13,545	-5,99	-3,49
11	15,05	-7,04	-4,24

Fonte: Autor.

Sendo:

x - abcissa da seção;

$\sigma_{c,min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);

$\sigma_{c,max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

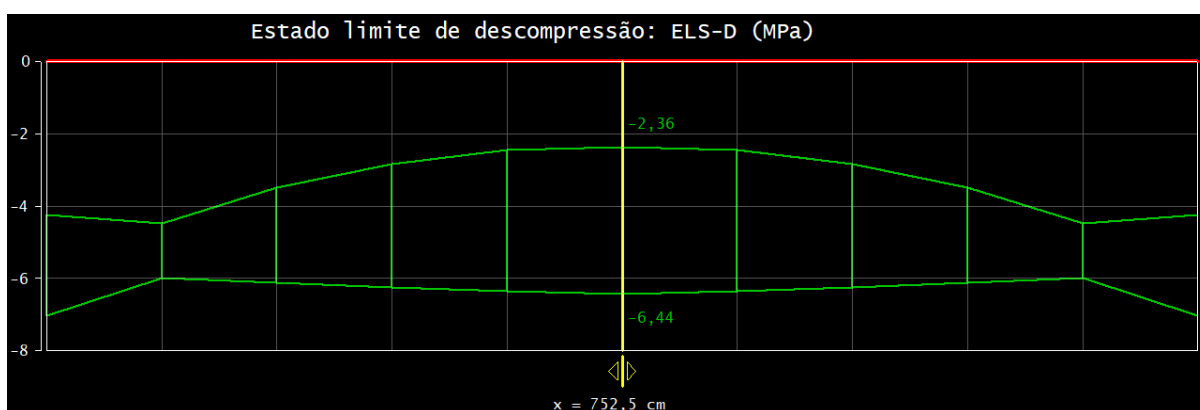
7.1.5.3 Verificação do ELS-D (Estado limite de descompressão)

A verificação do ELS-D, estado limite de descompressão, que conforme NBR 6118:2023, item 3.2.5, um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção, foi analisada a partir de combinação quase permanente.

Considerou-se a viga completamente carregada, com a atuação do peso-próprio das vigas e das lajes já solidarizadas, cargas da pavimentação e carga móvel acidental. As cargas permanentes foram tomadas com seu valor característico e a carga acidental foi minorada a partir do coeficiente $\Psi_2 = 0,3$, conforme item 5.1.4.4 da NBR 8681:2003 para a montagem da combinação quase-permanente. Para a protensão, considerou-se que todas as perdas já ocorreram.

A verificação das tensões nas bordas da viga se dá de maneira análoga ao já explanado acima, na verificação do ELS-F, exceto pela diferença nos valores de M_{s1} , agora com a parcela da carga acidental multiplicada por Ψ_2 . Percebe-se que, na verificação do ELS-D, não foram encontradas tensões de tração na peça, como visualizado na Tabela 8 e Figura 19. Este fato, aliado com a verificação do ELS-F feita anteriormente, confirma a premissa de cálculo para uma protensão limitada (nível 2).

Figura 19 - Verificação do ELS-D



Fonte: Autor.

Tabela 8 - Tensões nas seções para a verificação do ELS-D

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-7,04	-4,24
2	1,505	-5,99	-4,49
3	3,01	-6,12	-3,48
4	4,515	-6,24	-2,84
5	6,02	-6,35	-2,45
6	7,525	-6,44	-2,36
7	9,03	-6,35	-2,45
8	10,535	-6,24	-2,84
9	12,04	-6,12	-3,48
10	13,545	-5,99	-4,49
11	15,05	-7,04	-4,24

Fonte: Autor.

Sendo:

x - abcissa da seção;

$\sigma_{c,\min}$ – Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão);

$\sigma_{c,\max}$ – Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão).

7.1.6 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE LATERAL DAS VIGAS

Para garantir a segurança quanto à estabilidade lateral das vigas longarinas, a NBR 7187:2021 indica, em seu item 8.5.2 um procedimento aproximado para tal verificação.

$$\frac{l_{of} \times h^{1/3}}{b_f^{4/3}} \leq 50$$

Sendo:

l_{of} – Vão teórico ou espaçamento entre contraventamentos;

h – Altura da viga;

b_f – Largura da mesa comprimida.

Para a OAE em questão, temos:

$$\frac{1490 \times 75^{1/3}}{50^{4/3}} \leq 50$$

$$34 \leq 50$$

Portanto, fica atendida a segurança quanto à instabilidade lateral das vigas longarinas.

7.2 LAJES

Os esforços para as lajes foram obtidos utilizando-se as Tabelas de Rüschi, realizando-se o dimensionamento à flexão, verificação à fadiga e cisalhamento.

7.2.1 ESFORÇOS PARA ARMADURAS POSITIVAS – LAJES INTERNAS

Tratam-se de lajes apoiadas, com continuidade, sobre as 3 (três) longarinas de concreto protendido que vencem os vãos. Temos assim lajes armadas numa só direção com 2 vãos de 1,60m de comprimento.

Para dimensionamento das seções da laje, teremos uma altura total de 20cm no meio do vão e de 30cm sobre os apoios devido a incorporação da mesa da viga pré-moldada.

Buscando uma envoltória de todas as situações, foram consideradas duas hipóteses envolventes das lajes isoladas, considerando tanto um engastamento nos apoios (vigas longarinas) quanto uma situação de laje simplesmente apoiada.

Para análise de esforços optou-se por utilizar as tabelas de Rüschi que apresentam perfeito enquadramento para o caso presente. O seu uso é facilitado através do software TRüschi. O eixo x dos panos de laje, para efeito da tabela, foi considerado como perpendicular ao eixo das vigas.

As tabelas de Ruschi apresentam os resultados baseados em uma laje contínua. Porém, devido a realização da ligação das vigas com as lajes através da espera dos estribos (concretados junto com as lajes), possuímos um aumento de rigidez na região sobre os apoios. Para considerar o efeito da variação de seção da laje os momentos negativos foram acrescidos de 20% e os momentos positivos foram compensados em igual valor.

Considerou-se as lajes internas como biapoiadas sobre as longarinas e as outras duas extremidades como indefinidas, nomenclatura utilizada por Rüschi para panos de laje armadas em uma direção. Os demais dados de entrada para a utilização das tabelas de Rüschi são:

e – Espessura do pavimento, considerada de 5cm;

h – Espessura da laje, considerada de 20cm

φ - Coeficiente de impacto para a OAE, calculado em 1,35 para as lajes;

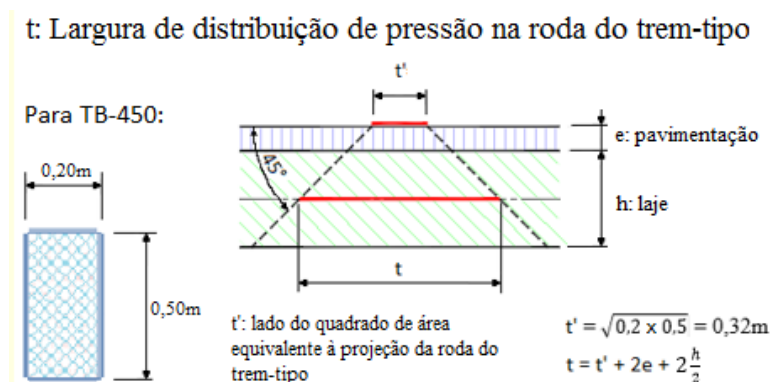
lx – Distância entre as longarinas, considerada de 2,25m;

ly – Comprimento da laje, considerada infinita pelas vinculações adotadas;

t – Largura de distribuição de pressão na roda do trem-tipo;

- a – Distância entre os eixos do trem-tipo, para o TB-45 temos 2m;
- g – Cargas permanentes atuantes na laje.

Figura 20 - Cálculo do parâmetro t para as tabelas de Rüsç



Fonte: TRüsç/TQS.

Calculando g, para a atuação do peso-próprio dos elementos estruturais de concreto e a camada de pavimentação, temos:

$$g = (0,20m + 0,05m) \times \frac{2,5tf}{m^2} = 0,625 \frac{tf}{m^2}$$

Calculando t para as lajes internas da OAE, temos:

$$t = t' + 2e + 2 \frac{h}{2}$$

$$t = 0,32 + 2 \times 0,05 + 2 \times \frac{0,2}{2} = 0,62m$$

A partir das relações supracitadas, encontra-se que a tabela adequada para o dimensionamento é a número 1, conforme Figura 21 e Figura 22.

Figura 21- Tabela de Rüsç para os momentos em X

TRüsç 1.0

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

$l_x = 1,60$ m

$l_y = \infty$ m

$t = 0,62$ m

$a = 2$ m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Apoiada

Borda direita: Apoiada

Direção do tráfego:

Coefficiente de Impacto (ϕ):

Calcular

l_x/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,5	0,2	0,17	0,112	0,065	0,0	0,0
1,0	0,351	0,3	0,237	0,176	0,0	0,15
1,5	0,431	0,4	0,351	0,305	0,1	0,23
2,0	0,52	0,491	0,461	0,421	0,25	0,4
2,5	0,62	0,59	0,56	0,53	0,58	0,96
3,0	0,72	0,69	0,67	0,63	1,0	1,35
4,0	0,87	0,85	0,82	0,8	2,2	2,85
5,0	0,99	0,98	0,95	0,93	3,46	5,65
6,0	1,08	1,07	1,04	1,02	4,7	8,0
7,0	1,15	1,14	1,11	1,1	5,75	11,8
8,0	1,2	1,19	1,17	1,15	6,9	16,4
9,0	1,24	1,23	1,21	1,2	8,0	22,1
10,0	1,27	1,26	1,24	1,23	9,12	28,7

Resultados:

Tabela Utilizada: 1

Cargas Móveis:

$M_L=0,233$

$M_p=0,000$

$M_p=0,090$

$M_{xm}=2,424$ tf.m/m

Cargas Permanentes:

$k_{xm}=0,125$

$M_{xm}=0,320g$ tf.m/m

Fonte: Autor

Figura 22- Tabela de Rüsçh para os momentos em Y

TRüsçh 1.0

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

lx = 1,60 m

ly = ∞ m

t = 0,62 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Indefinida

Borda esquerda: Apoiada

Borda direita: Apoiada

Direção do tráfego: ↑ ↔

Coeficiente de Impacto (φ) : 1,35

Calcular Mxm Mym

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,5	0,155	0,095	0,069	0,028	0,0	0,0
1,0	0,223	0,158	0,11	0,063	0,0	0,03
1,5	0,267	0,22	0,16	0,118	0,02	0,07
2,0	0,322	0,263	0,228	0,179	0,04	0,12
2,5	0,382	0,338	0,29	0,253	0,1	0,24
3,0	0,457	0,408	0,361	0,323	0,17	0,4
4,0	0,58	0,53	0,472	0,433	0,37	1,03
5,0	0,69	0,64	0,58	0,53	0,58	2,03
6,0	0,77	0,73	0,66	0,62	0,78	3,06
7,0	0,84	0,8	0,73	0,7	0,92	4,54
8,0	0,9	0,86	0,8	0,76	1,29	6,28
9,0	0,96	0,91	0,85	0,82	1,3	8,25
10,0	1,02	0,95	0,9	0,87	1,46	10,67

Resultados:

Tabela Utilizada: 1

Cargas Móveis:

Ml=0,123

Mp=0,000

Mp'=0,018

Mym=1,261 tf.m/m

Cargas Permanentes:

kym=0,021

Mym=0,053g tf.m/m

Fonte: Autor

Com isso temos para os momentos positivos em X e Y extraídos das tabelas:

$$M_{xd} = \gamma_g \cdot M_{xm} \cdot g + \gamma_q \cdot M_{xm}$$

$$M_{yd} = \gamma_g \cdot M_{ym} \cdot g + \gamma_q \cdot M_{ym}$$

Resulta em:

$$M_{xd} = 1,35 \times 0,320 \times 0,625 + 1,5 \times 2,424 = 3,91 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{yd} = 1,35 \times 0,053 \times 0,625 + 1,5 \times 1,261 = 1,94 \text{ tf.m/m}$$

Considerando a redução de 20% no momento em X a ser compensada nos momentos negativos devido a maior inércia sobre os apoios, temos como momentos para dimensionamento:

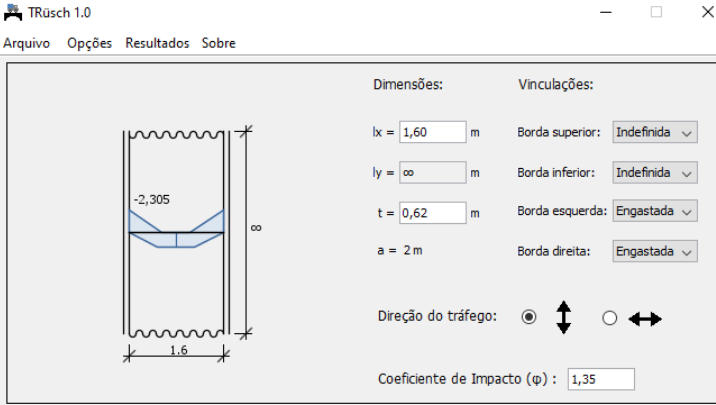
$$M_{xd,red} = 0,8 \times 5,45 = 3,13 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{yd,red} = 0,8 \times 1,94 = 1,55 \text{ tf.m/m}$$

7.2.2 ESFORÇOS PARA ARMADURAS NEGATIVAS – LAJES INTERNAS

Para o dimensionamento na direção principal, alteramos a vinculação de apoiada para engastada, resultando na utilização da tabela número 27.

Figura 23- Tabela de Rusch para os momentos negativos em X



TRüsch 1.0

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões: $l_x = 1,60$ m, $l_y = \infty$ m, $t = 0,62$ m, $a = 2$ m

Vinculações: Borda superior: Indefinida, Borda inferior: Indefinida, Borda esquerda: Engastada, Borda direita: Engastada

Direção do tráfego:

Coefficiente de Impacto (ϕ): 1,35

Calcular Mxm Mym **Mxe**

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
0,5	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,1
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,28
1,5	0,42	0,4	0,34	0,25	0,0	0,35
2,0	0,58	0,56	0,51	0,4	0,03	0,35
2,5	0,72	0,7	0,66	0,55	0,08	0,37
3,0	0,85	0,84	0,8	0,78	0,2	0,8
4,0	1,06	1,06	1,01	0,98	0,55	2,2
5,0	1,21	1,21	1,18	1,14	1,0	4,25
6,0	1,32	1,32	1,3	1,26	1,4	7,6
7,0	1,41	1,41	1,4	1,36	2,0	11,8
8,0	1,47	1,47	1,47	1,44	2,4	16,2
9,0	1,52	1,52	1,52	1,5	3,0	21,6
10,0	1,54	1,54	1,54	1,53	3,5	26,3

Resultados:

Tabela Utilizada: 27

Cargas Móveis:
 $M_L = 0,214$
 $M_p = 0,000$
 $M_{p'} = 0,208$
 $M_{xe} = -2,305$ tf.m/m

Cargas Permanentes:
 $k_{oe} = -0,083$
 $M_{xe} = -0,213g$ tf.m/m

Fonte: Autor

Com isso temos para o momento negativo em X extraído das tabelas:

$$M_{xed} = \gamma_g \cdot M_{xe} \cdot g + \gamma_q \cdot M_{xm}$$

$$M_{xed} = 1,35 \times (-0,213) \times 0,625 + 1,5 \times (-2,305) = 3,64 \text{ tf.m/m}$$

Considerando o aumento de 20% no momento em X a ser compensada nos momentos negativos, devido a maior inércia sobre os apoios, temos como momentos para dimensionamento:

$$M_{xed,maj} = 1,2 \times 3,64 \text{ tf.m/m} = 4,37 \text{ tf.m/m}$$

7.2.3 ESFORÇOS PARA LAJES EM BALANÇO

Para o dimensionamento nos balanços considerando uma extremidade engastada e outra livre, considerando um balanço de cálculo de 65cm, temos os cálculos regidos pela tabela nº 98.

Figura 24- Tabela de Rusch para os momentos negativos nos balanços

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,125	0,11	0,1	0,1	0,04	0,0	0,0
0,25	0,23	0,23	0,2	0,1	0,0	0,0
0,375	0,38	0,37	0,33	0,18	0,0	0,0
0,5	0,52	0,51	0,46	0,28	0,0	0,0
0,625	0,7	0,67	0,6	0,433	0,0	0,0
0,75	0,9	0,87	0,8	0,63	0,0	0,0
1,0	1,24	1,18	1,1	0,95	0,05	0,0
1,25	1,5	1,44	1,34	1,22	0,23	0,0
1,5	1,72	1,66	1,57	1,45	0,38	0,08
1,75	1,9	1,85	1,76	1,66	0,7	0,3
2,0	2,04	2,0	1,93	1,84	1,24	0,66
2,25	2,18	2,15	2,1	2,0	1,98	1,2
2,5	2,29	2,29	2,23	2,18	3,24	1,9

Resultados:
Tabela Utilizada: 98
Cargas Móveis:
ML=0,305
Mp=0,000
Mp'=0,000
Mxe=-3,092 tf.m/m
Cargas Permanentes:
Não é possível calcular pelo método de Rusch

Fonte: Autor

Com isso temos para o momento negativo em X extraído das tabelas:

$$M_{xed, balanço} = 1,35 \times (-0,625 \times 0,65^2)/2 + 1,5 \times (-3,092) = 4,82 \text{ tf.m/m}$$

7.2.4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS LAJES

Pelos itens anteriores temos os seguintes momentos para dimensionamento, conforme Tabela 9:

Tabela 9 - Esforços para dimensionamento das lajes

Posição	Esforço	Valor (tf.m/m)
Laje interna	$M_{XD,red}$	3,13
Laje interna	$M_{YD,red}$	1,55
Laje interna	$M_{XED,maj}$	4,37
Balanço	$M_{XED,balanço}$	4,82

Fonte: Autor.

Para os momentos positivos será considerada a seguinte seção para o dimensionamento, utilizando-se de concreto C35 (35MPa):

$$b_w = 100\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

$$d = 16\text{cm}$$

Com auxílio da calculadora de armadura simples da TQS Informática LTDA, realizamos o dimensionamento das armaduras positivas. Salienta-se que o coeficiente de ponderação de ações (γ_f) adotado para os cálculos vale 1, pelo fato de os esforços calculados através das tabelas de Rüsç já serem de cálculo.

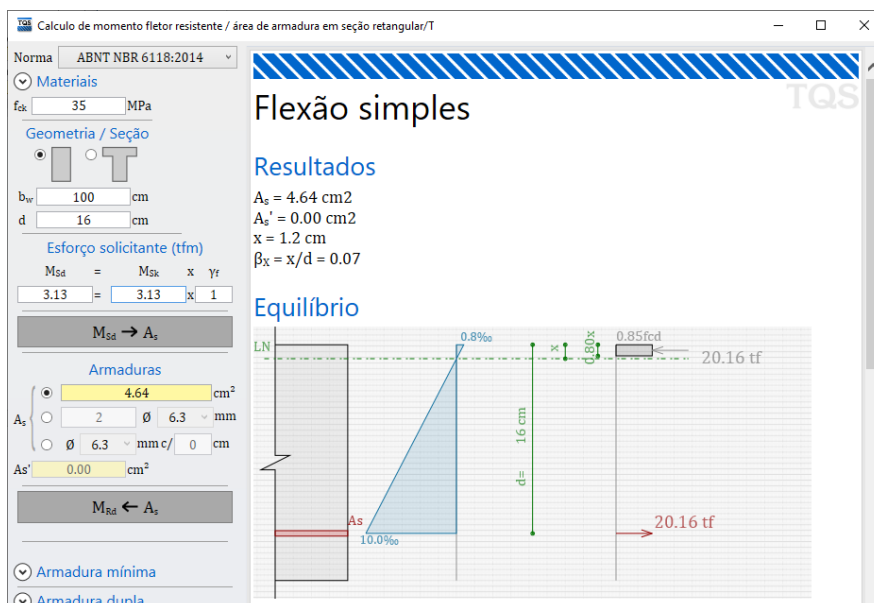
Realizando o dimensionamento os esforços indicados na Tabela 9, obteve-se uma área de aço positiva necessária de $4,64\text{cm}^2$ na direção X (perpendicular ao tráfego), resultando em $\emptyset 10\text{mm}$ a cada 17cm (

Figura 25). Tais armaduras sofrerão alteração devido à verificação da fadiga, adotando-se \varnothing 10mm a cada 14cm. O cálculo está pormenorizado no item 7.2.7.1.

Para a direção Y (sentido do tráfego), o momento de 1,55 tf.m/m resulta em um caso de armadura mínima ($2,79\text{cm}^2/\text{m}$), sendo atendidas por barras de \varnothing 8mm a cada 15cm (

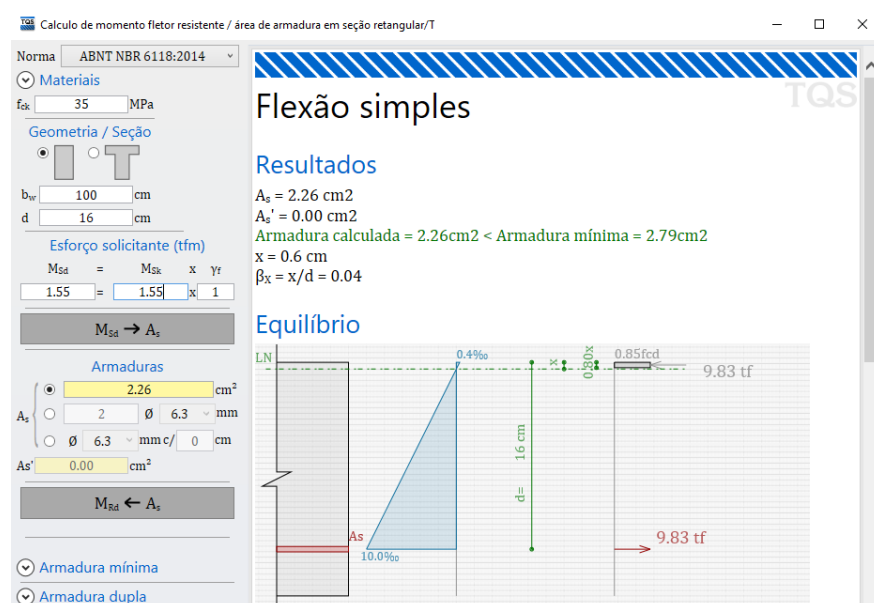
Figura 26).

Figura 25 - Cálculo das armaduras positivas em X



Fonte: Autor.

Figura 26 - Cálculo das armaduras positivas em Y



Fonte: Autor.

Sobre as vigas, pode-se considerar um aumento na altura útil da seção, considerando uma linha de 45° da borda até o eixo da viga longitudinal, onde ocorre o maior momento fletor negativo. Como a laje e mesa superior possuem 35cm somadas, estando as mesmas solidarizadas pelos estribos da alma das vigas principais, temos as seguintes propriedades para os momentos negativos:

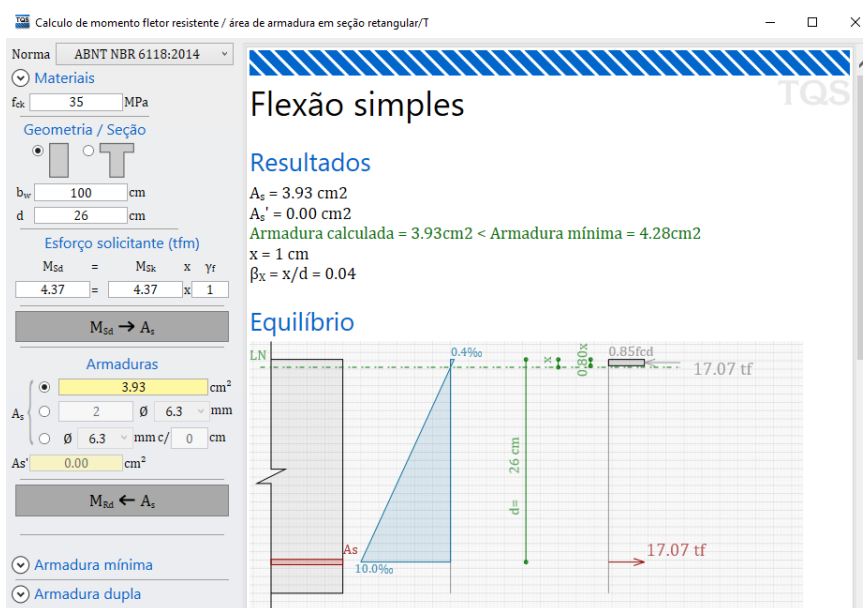
$$b_w = 100\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm}$$

$$d = 26\text{cm}$$

Calculando as armaduras negativas das lajes internas, a partir do esforço $M_{XED,maj}$, temos um caso de armadura mínima necessária, de $4,28\text{ cm}^2$.

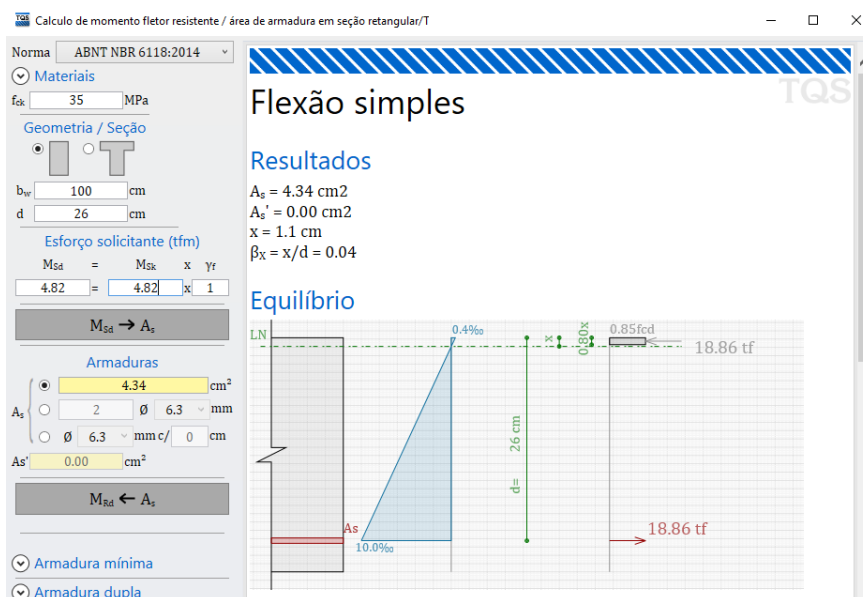
Figura 27 - Cálculo das armaduras negativas sobre as vigas



Fonte: Autor.

Para os balanços, o momento solicitante é de $4,82\text{ tf.m/m}$, sendo necessária uma armadura de $4,34\text{ cm}^2/\text{m}$, que é atendida por barras de 10 mm a cada 17 cm . Essa armadura sofrerá alteração devido à fadiga, reduzindo-se o espaçamento para 14 cm . O cálculo está detalhado no item 7.2.7.2.

Figura 28 - Cálculo das armaduras negativas sobre as vigas



Fonte: Autor.

7.2.5 REFORÇO DE ARMADURA NEGATIVA SOBRE OS PILARES

Como a ponte foi concebida de maneira a ter sua superestrutura e mesoestrutura solidarizadas, surgem momentos negativos sobre os apoios intermediários da estrutura (pilares), devido à continuidade existente entre os panos de laje.

De maneira a calcular a armadura negativa a ser posicionada na região dos apoios, utilizaram-se novamente as tabelas de Rüsçh, idealizando a laje como apoiada nas vigas longarinas (sentido longitudinal da ponte) e engastada em uma das extremidades (sentido transversal da ponte). A outra extremidade foi considerada como indefinida, conforme Figura 29.

Figura 29 - Verificação para a armadura negativa sobre os apoios

TRÜSCH 1.0

Arquivo Opções Resultados Sobre

Dimensões:

lx = 1,60 m

ly = ∞ m

t = 0,62 m

a = 2 m

Vinculações:

Borda superior: Indefinida

Borda inferior: Engastada

Borda esquerda: Apoiada

Borda direita: Apoiada

Direção do tráfego: ↑ ↔

Coeficiente de Impacto (φ) : 1,33

Calcular Mxm Mym **Mye** My para y=0,75lx

lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125 L	0,250 L	0,5 L	1,0 L	p	p'
0,5	0,27	0,205	0,125	0,1	0,0	0,0
1,0	0,365	0,35	0,235	0,177	0,0	0,1
1,5	0,5	0,485	0,42	0,33	0,0	0,3
2,0	0,69	0,68	0,63	0,52	0,0	0,7
2,5	0,84	0,84	0,8	0,64	0,0	1,02
3,0	0,97	0,97	0,94	0,74	0,05	2,05
4,0	1,17	1,17	1,15	0,91	0,25	4,44
5,0	1,3	1,3	1,3	1,05	0,69	7,51
6,0	1,4	1,4	1,4	1,17	1,6	12,1
7,0	1,48	1,48	1,48	1,28	3,0	18,1
8,0	1,54	1,54	1,54	1,38	4,6	24,6
9,0	1,59	1,59	1,59	1,47	6,2	32,0
10,0	1,63	1,63	1,63	1,57	7,78	40,3

Resultados:

Tabela Utilizada: 58

Cargas Móveis:

ML=0,268

Mp=0,000

Mp'=0,060

Mye=-2,711 tf.m/m

Cargas Permanentes:

kyc=0,125

Myc=0,320g tf.m/m

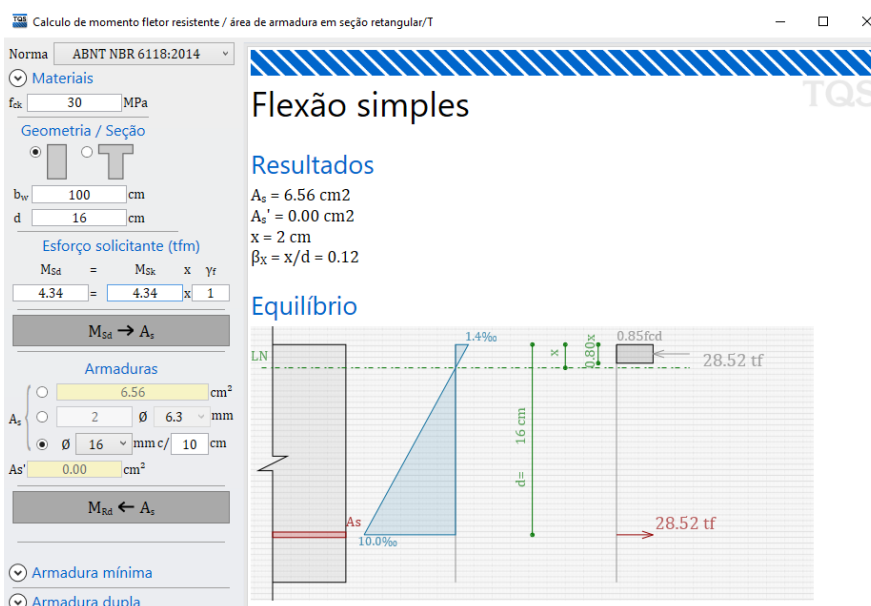
Fonte: Autor.

Da tabela n° 58 de Rüsç, extraem-se os seguintes coeficientes: 0,320 tf.m/m para cargas permanentes e 2,711 tf.m/m para as cargas móveis. Novamente o valor de g para as cargas permanentes vale 0,625 tf/m². Resulta no seguinte momento de cálculo:

$$M_{ref,d} = 1,35 \times (-0,320) \times 0,625 + 1,5 \times (-2,711) = 4,34 \text{ tf.m/m}$$

Calcula-se uma armadura de 6,56 cm²/m, que é atendida por barras de 12,5mm a cada 17,5cm.

Figura 30 - Cálculo da armadura negativa sobre os apoios



Fonte: Autor.

7.2.6 VERIFICAÇÃO DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS

No momento da instalação dos painéis de lajes pré-moldadas entre as longarinas protendidas, deve-se verificar uma situação transitória. Nesta situação, apenas as placas de laje, de 8cm de espessura, resistirão aos esforços causados pelo peso próprio do concreto, tanto das pré-lajes quanto da capa a ser adicionada, mais uma carga extra considerada de 300 kgf/m² devido ao pessoal e equipamentos de concretagem, deve-se avaliar neste caso se as armaduras calculadas para a ponte em situação de utilização são suficientes para resistir a estes esforços.

Resulta numa carga atuante:

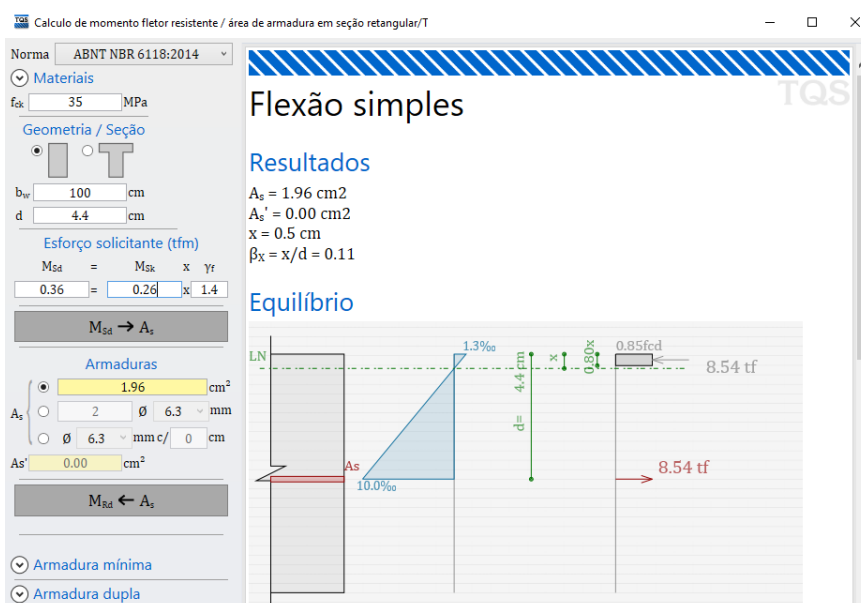
$$q = 0,2m \times 2,5 \frac{tf}{m^3} + 0,3 \frac{tf}{m^2} = 0,8 \frac{tf}{m^2}$$

Considerando os painéis de pré-laje biapoiados nas longarinas, temos um vão de cálculo de 2,25m, logo o momento fletor atuante máximo é:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,8 \cdot 1,60^2}{8} = 0,26 \text{ tf} \cdot m/m$$

Verificando a área de aço necessária, considerando uma largura $b_w = 100$ cm, e uma altura útil $d = 4,4$ cm, temos como resultado 1,96 cm²/m, conforme Figura 31.

Figura 31 - Verificação das lajes pré-moldadas



Fonte: Autor.

Como a armadura calculada para a situação final da ponte foi de $\varnothing 10$ c/ 14cm ($A_s=5,71\text{cm}^2/\text{m}$), fica atendida a verificação para tal situação transitória.

7.2.7 VERIFICAÇÃO DA FADIGA

7.2.7.1 VERIFICAÇÃO PARA O MOMENTO POSITIVO

Para a verificação da fadiga será utilizada calculadora própria, verificando-se a partir de uma combinação frequente de ações, e considerando a estrutura com a laje fissurada, ou seja, trabalhando com a Inércia no Estádio II.

Para o momento positivo nas lajes, verificaremos a seção conforme a disposição real de armaduras calculadas. Neste caso, $\varnothing 10$ c/ 17cm ($A_s=4,71\text{cm}^2/\text{m}$).

O momento atuante causado pelas cargas móveis, calculado anteriormente pelas Tabelas de Rüsç, é de 2,424 tf.m/m, conforme Figura 21.

Como foi realizada uma redução de 20% nos momentos positivos e também ponderando tal ação pelo $\psi_1 = 0,8$ (coeficiente minorador de ações variáveis para verificação da fadiga em lajes de pontes rodoviárias), temos:

$$M_{q,fad} = 0,8 \cdot \psi_1 \cdot M = 0,8 \times 0,8 \times 2,424 = 1,55 \text{ tf.m/m}$$

O momento total atuante, incorporando as cargas permanentes, é:

$$M_{T,fad} = 1,55 + (0,8 \times 0,320 \times 0,625) = 1,71 \text{ tf.m/m}$$

Calculando as propriedades da seção transversal no Estádio II, temos, conforme Figura 32:

Figura 32 - Propriedades geométricas da seção transversal

Variáveis	Unidades
fck	35 MPa
Es	210000 MPa
Ec	33130 MPa
h	20 cm
d	16 cm
b	100 cm
φ	12,5 c/ 12,5
As	10,00 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,34
x	3,91 cm
J	11257,64 cm ⁴
M	2420 Kgf.m
σc	84,14 Kgf/cm ²
σs	1647 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

Encontra-se o momento de inércia fissurado $I_{II} = 5929,12 \text{ cm}^4$, profundidade da linha neutra $x = 2,81 \text{ cm}$. $\eta_c = 0,66$.

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

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{T,fad} \cdot y}{I_{II}} = \frac{171000 \cdot 2,81}{5929,12} = 80,92 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd} = 0,45 \times \frac{35}{1,4} = 11,25 \text{ MPa} = 112,5 \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} = 0,66 \times 80,92 = 53,40 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} < f_{cd,fad} = 53,40 < 112,5$$

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 190 MPa (1900 kgf/cm²).

A tensão encontrada nas armaduras, σ_s foi de 2186 kgf/cm², para uma variação de momentos Δ_M de 1,55 tf.m/m. Portanto, não atende ao estado limite último de fadiga das armaduras de flexão, devendo-se aumentar a taxa de armadura da seção. Alterando-se a armadura de flexão para 10mm a cada 14cm, fica atendida a verificação da fadiga nas armaduras, com uma tensão de 181,1MPa, conforme Figura 33.

Figura 33 - Verificação da tensão na armadura após aumento da mesma

Variáveis	Unidades
fck	35 MPa
Es	210000 MPa
Ec	33130 MPa
h	20 cm
d	16 cm
b	100 cm
ϕ	10 c/ 14,0
As	5,71 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,34
x	3,06 cm
J	7020,04 cm ⁴
M	1550 Kgf.m
$\bar{\sigma}_c$	67,60 Kgf/cm ²
$\bar{\sigma}_s$	1811 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

7.2.7.2 VERIFICAÇÃO PARA O MOMENTO NEGATIVO

Para os momentos negativos sobre as vigas da OAE, temos uma seção real de armadura de $\phi 10$ c/ 17 ($A_s=4,71\text{cm}^2/\text{m}$). Também se considerou a seção aumentada pela ligação monolítica com a mesa das vigas.

O momento de fadiga causado pelas cargas móveis ($M_{xe} = 3,092$ tf.m/m, Figura 24), é:

$$M_{q,fad} = \Psi_1 \cdot M = 0,8 \times (-3,092) = -2,47 \text{ tf.m/m}$$

Incorporando as cargas permanentes, teremos:

$$M_{T,fad} = -2,47 + (-0,625 \times 0,65^2)/2 = -2,60 \text{ tf.m/m}$$

Verificando a fadiga do concreto, temos, conforme Figura 34:

$$I_{II} = 16521,15 \text{ cm}^4;$$

$$x_{II} = 3,65 \text{ cm};$$

$$\eta_1 = 0,66;$$

Figura 34 - Propriedades geométricas da seção para o momento negativo

Variáveis	Unidades
fck	35 MPa
Es	210000 MPa
Ec	33130 MPa
h	30 cm
d	26 cm
b	100 cm
φ	10 c/ 17,0
As	4,71 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,34
x	3,65 cm
J	16521,15 cm ⁴
M	2600 Kgf.m
σc	57,46 Kgf/cm ²
σs	2229 Kgf/cm ²

Fonte: Autor.

$$\eta_c \cdot \sigma_{c,max} = 0,66 \times 57,46 = 37,92 \frac{kgf}{cm^2} < fcd_{fad} = 112,5 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificando a fadiga das armaduras, para uma variação de momentos Δ_M de 2,47 tf.m/m, encontrou-se uma tensão σ_s de 1752 kgf/cm², atendendo ao limite de 1900 kgf/cm².

Figura 35 - Verificação da fadiga para armaduras

Variáveis	Unidades
fck	35 MPa
Es	210000 MPa
Ec	33130 MPa
h	30 cm
d	26 cm
b	100 cm
ϕ	10 c/ 14,0
As	5,71 cm ²
As'	cm ²
t	cm
n	6,34
x	3,99 cm
J	19664,22 cm ⁴
M	2470 Kgf.m
$\bar{\sigma}_c$	50,15 Kgf/cm ²
$\bar{\sigma}_s$	1752 Kgf/cm ²

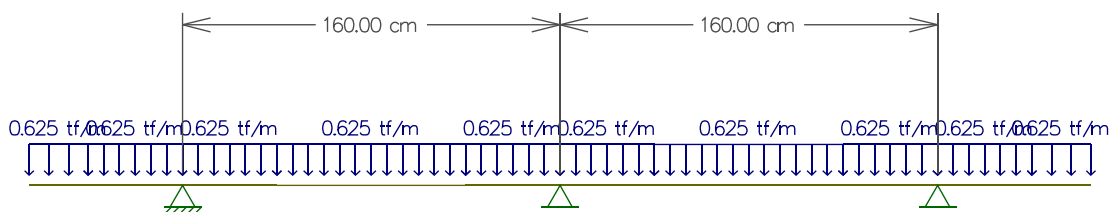
Fonte: Autor.

As seções de laje calculadas com continuidade têm momentos negativos atuantes menores do que os encontrados para o balanço e possuem a mesma armadura adotada, portanto, é dispensada a verificação da fadiga para estes elementos.

7.2.8 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

Idealizou-se um modelo no software FTool, considerando uma faixa de 1m das lajes apoiadas nas longarinas. Aplicaram-se as cargas permanentes distribuídas oriundas do peso próprio e camada de pavimentação da ponte, conforme Figura 36.

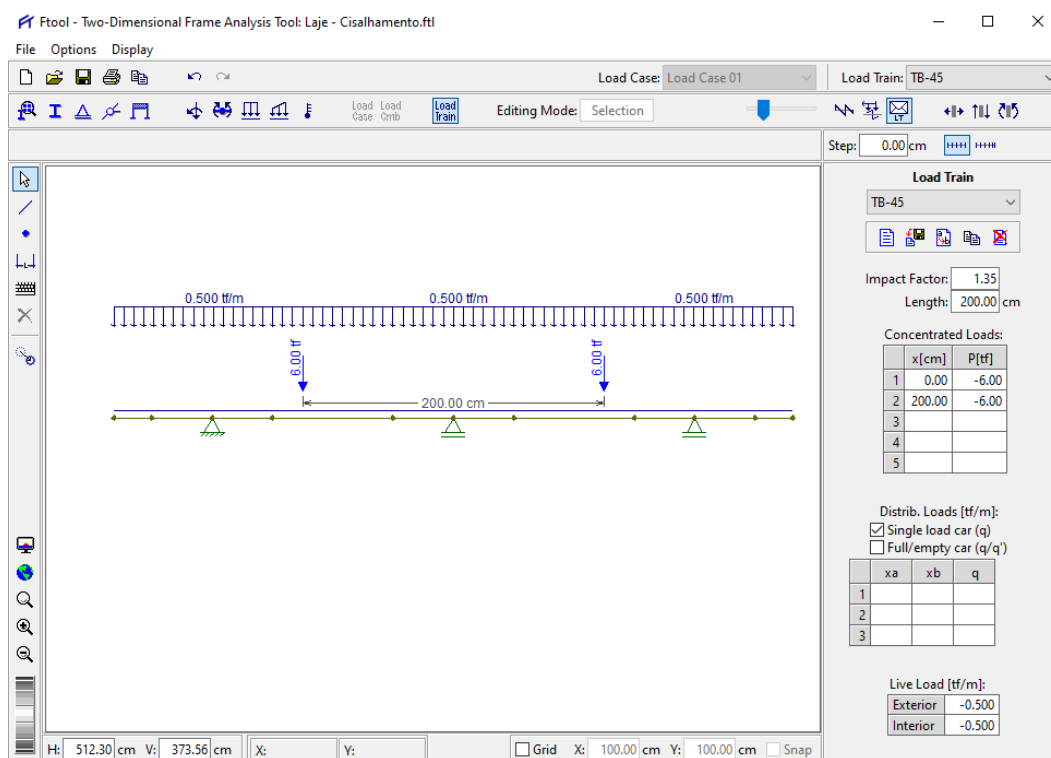
Figura 36 - Modelo idealizado para verificação ao cisalhamento das lajes



Fonte: Autor.

As cargas móveis foram distribuídas considerando-se um eixo do TB-45, majorado pelo coeficiente de impacto vertical de 1,35, atuando sobre a faixa de 1m da laje analisada, conforme Figura 37. As seções críticas analisadas foram na interface entre a lateral do talão superior da viga longitudinal e a seção de laje propriamente dita, onde há um engrossamento da seção resistente ao cisalhamento e a laje. Como os apoios do modelo idealizado referem-se ao eixo da longitudinal, tais seções distam 40cm dos mesmos.

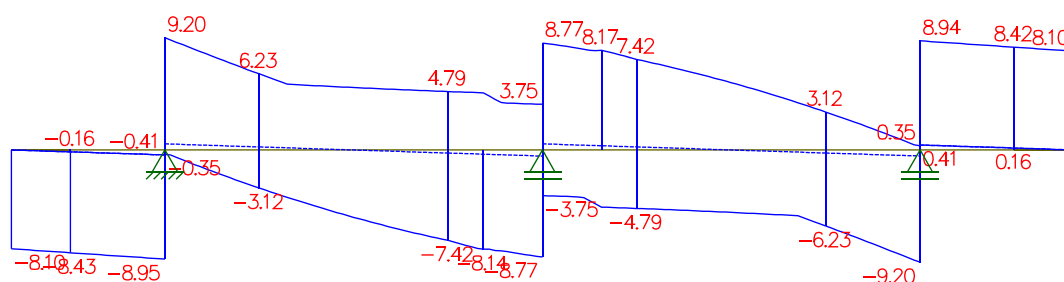
Figura 37 - Carga móvel aplicada ao modelo



Fonte: Autor.

Fazendo a envoltória de esforços, temos um esforço cortante crítico na interface externa das vigas longarinas da periferia da estrutura. Conforme Figura 38, temos 0,53 tf oriundos das cargas permanentes e 8,29tf oriundos da carga móvel.

Figura 38 - Envoltória de esforços de cisalhamento para a verificação da laje



Fonte: Autor.

Sendo assim, encontramos V_{SD} :

$$V_{SD} = 1,35 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 7,17 = 11,09 \text{ tf}$$

Calculando V_{RD1} , para C35, temos:

$$V_{RD1} = [\tau_{RD} \cdot k(1,2 + 40\rho_1)]bw \cdot d$$

$$V_{RD1} = [0,00401 \cdot 1,44(1,2 + 40 \cdot 0,00286)]100 \cdot 16,375 = 12,40 \text{ tf}$$

Sendo:

$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,16375| = 1,44$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,ef}}{bw \cdot h} = \frac{5,71}{100 \cdot 20} = 0,00286 \quad (A_s = \emptyset 10 \text{ c. } 14)$$

$$\tau_{RD} = \frac{0,25[0,7 \cdot 0,3^3 \sqrt{35^2}]}{1,4} = 0,401 \text{ MPa} = 0,00401 \text{ tf/cm}^2$$

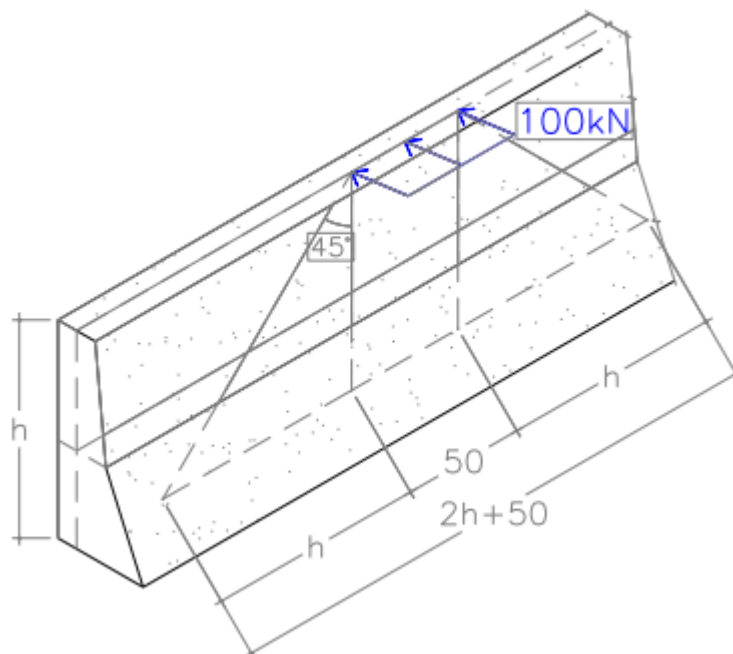
Como $V_{SD} < V_{RD1}$, fica atendida a dispensa de armaduras de cisalhamento na laje.

7.3 DIMENSIONAMENTO DAS BARREIRAS

Conforme item 5.3.3 da NBR 7188:2024, os dispositivos de contenção devem ser dimensionados para resistir a um impacto de 10tf, aplicados no topo da barreira, distribuído em um comprimento de 50cm. Admite-se a trajetória de 45° na distribuição

especial da força de impacto. A ponte dispõe de um guarda rodas retangular de 20cm de largura e 30cm de altura.

Figura 39 - Distribuição espacial da força de impacto



Fonte: Autor.

Verificando para a base da barreira, onde há uma espessura de 20cm, temos um momento fletor atuante de 3 tf.m. Com uma altura útil d da seção de 16cm, atuando em uma faixa l de 1,10m de largura, resulta em um esforço de 2,73 tf.m/m.

$$M_{\text{impacto},36} = 10 \text{ tf} \times 0,3 \text{ m} = 3 \text{ tf.m}$$

$$l = 0,50 + 2 \times 0,3 = 1,10 \text{ m}$$

$$M_{\text{faixa},36} = \frac{3}{1,10} = 2,73 \text{ tf.m/m}$$

Ainda, deve ser verificado o impacto na extremidade da barreira, onde a largura de contribuição diminui para 0,80m (0,3m + 0,50m). Tem-se, portanto:

$$M_{\text{faixa,ext},36} = \frac{3}{0,80} = 3,75 \text{ tf.m/m}$$

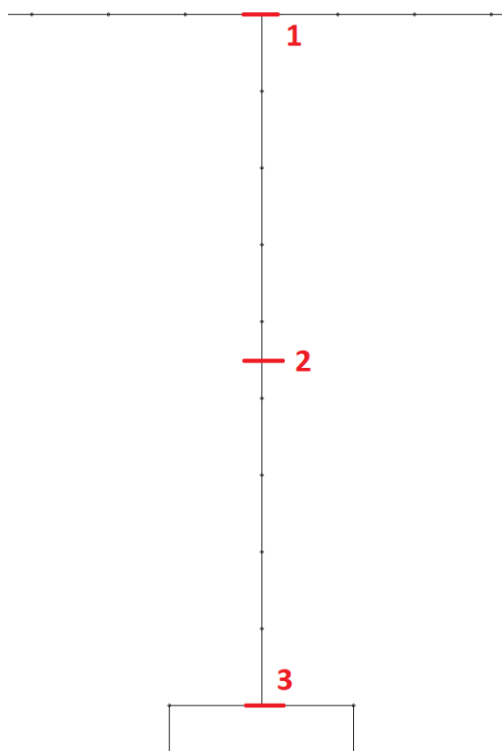
Resulta que o pior caso analisado é o momento de 3,75 tf.m/m analisado com uma altura útil de 16cm, necessitando de uma armadura de 7,95 cm²/m, atendida por barras de 10mm a cada 10cm.

8 MESOESTRUTURA

8.1 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES CENTRAIS

Foram tomados os esforços nos pilares centrais nas seguintes posições (Figura 40). Os esforços obtidos são apresentados na Figura 41.

Figura 40 – Posição dos esforços considerados nos pilares



Fonte: Autor.

Figura 41 - Esforços nos pilares centrais

Ponte Arroio Cambará - 3 vãos 16m													
PILARES CENTRAIS													
Esforços													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min	Sk Max	Sk Min
N1	5,10	1,30	0,00	0,00	1,40	0,20	0,20	21,40	-1,50	42,58	2,55	30,41	1,82
N2	11,70	2,50	0,00	0,00	3,20	3,10	0,10	12,90	-0,10	44,94	7,75	32,10	5,54
N3	23,60	4,20	0,00	0,00	7,70	11,80	0,10	19,70	-0,30	86,70	7,85	61,93	5,61
M1	-0,20	-0,10	0,00	0,90	0,10	0,10	-0,90	11,10	-11,60	17,90	-20,44	12,79	-14,60
M2	-0,10	0,00	0,00	0,20	0,10	0,10	-0,20	4,60	-4,80	7,30	-8,08	5,21	-5,77
M3	-0,10	0,00	0,00	0,50	0,10	0,10	0,50	3,00	-3,10	5,95	-5,74	4,25	-4,10

Fonte: Autor.

É dispensada a verificação dos efeitos locais de segunda ordem dos pilares. Foi calculada uma esbelteza de 11, abaixo da esbelteza limite de 30.

$$e1 = \frac{35,8 \text{ tf.m}}{85,16 \text{ tf}} = 0,42\text{m}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \times e1/h}{\alpha_B} = \frac{25 + 12,5 \times 0,42/1}{1} = 30$$

$$\lambda = \frac{le}{i} = \frac{le}{\sqrt{\frac{b \times h^3/12}{b \times h}}} = \frac{3,17}{\sqrt{\frac{1 \times 1^3/12}{1 \times 1}}} = 11$$

A armadura mínima para pilares, dada pelo item 17.3.5.3.1 da NBR 6118:2023 é de 0,004Ac.

Portanto, a armadura mínima é de 40cm²/m, sendo necessárias 20cm²/m em cada face.

$$A_{s,min} = 0,004 \times Ac = 0,004 \times (100 \times 100) = \frac{40\text{cm}^2}{m}$$

Adotando barras de 16mm (A_s=2cm²), temos um espaçamento necessário, por face, de 10cm. Já para as barras transversais, temos um mínimo necessário de 25% da taxa de armadura longitudinal, ou seja, 5cm²/m por face. Tal taxa de armadura é atendida por barras de 10mm a cada 15cm.

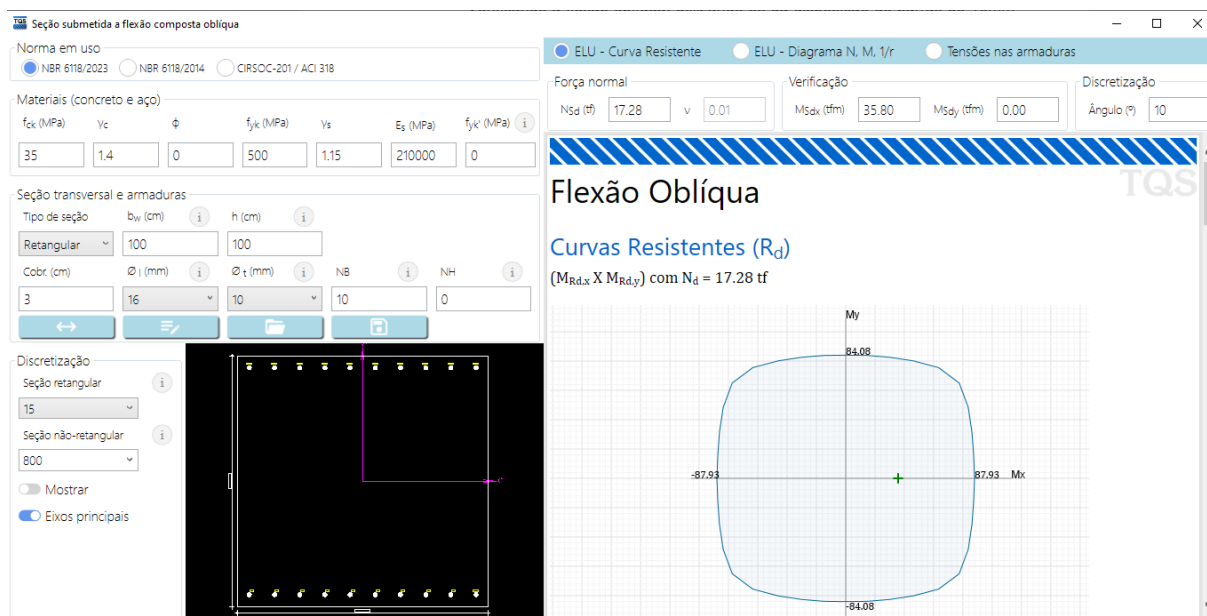
Verificando à flexão oblíqua, utilizando-se da disposição de barras de 16mm a cada 10cm, para a situação de maior momento fletor encontrada nos pilares, na seção de topo, a segurança é atendida, conforme Figura 42.

Para tanto, a favor da segurança, foi considerada apenas a parcela de carregamentos permanentes da estrutura como contribuintes para a compressão na cabeça do pilar.

$$N_{perm,topo} = 1,35 \times (5,10 + 1,30) = 8,64 \text{ tf}$$

Como estes esforços foram tomados para a barra discretizada a cada 50cm no modelo estrutural, deve-se dividir este valor por 0,5m para a obtenção do valor por metro usualmente empregado nos dimensionamentos, logo a carga axial de compressão a ser considerada na verificação é de 17,28 tf. O máximo momento fletor no topo do pilar, por metro, é de 35,8 tf.m/m.

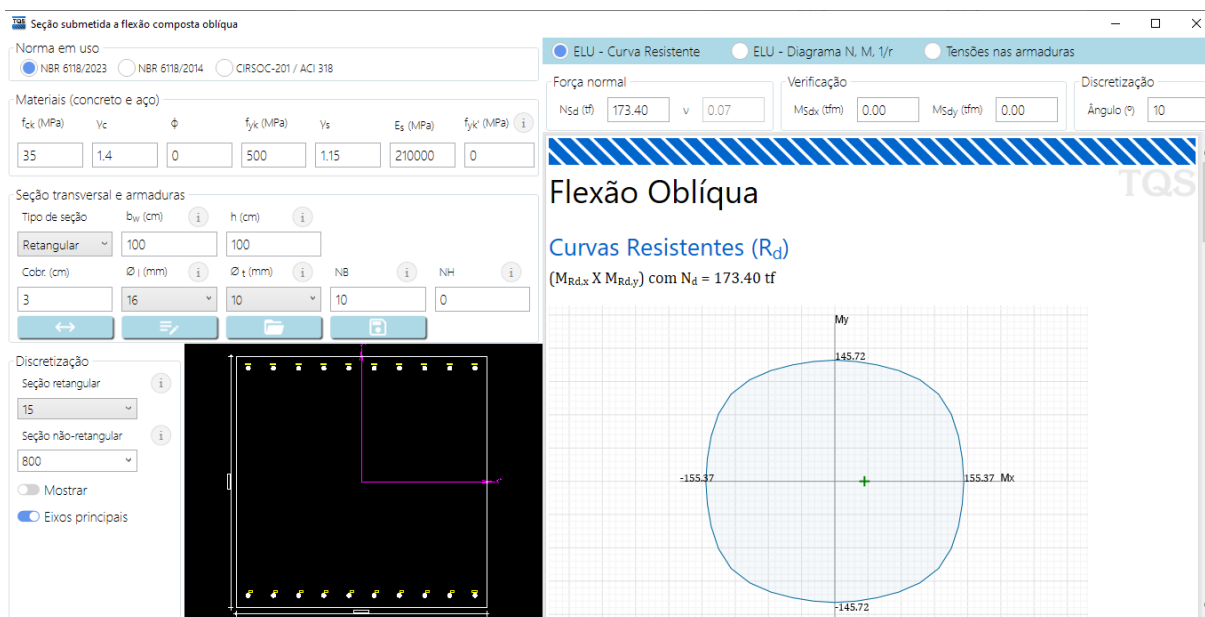
Figura 42 - Verificação da seção para o máximo momento fletor



Fonte: Autor.

Verificando para a máxima compressão, de 173,4 tf (por metro), temos uma envoltória resistente de 145,72 tf.m/m para os momentos fletores. Os esforços encontrados na estrutura têm valor inferior a este limite, atendendo a segurança para todos os casos considerados.

Figura 43 - Verificação para envoltória de compressão máxima



Fonte: Autor.

9 INFRAESTRUTURA

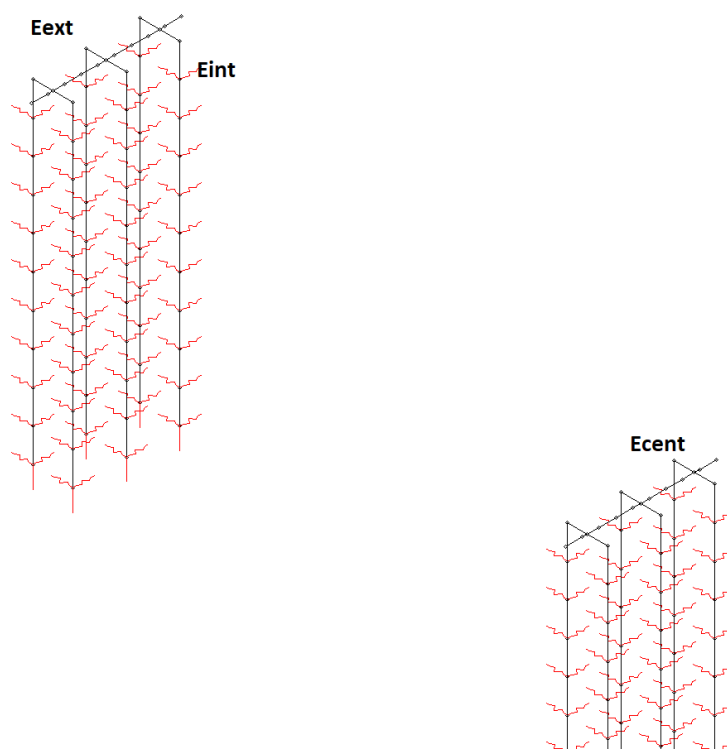
9.1 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Serão empregadas estacas do tipo Raiz de 45cm de diâmetro em solo, tendo uma redução para 35,5cm quando embutida em rocha. Esta tipologia de fundações se destaca por permitir a implantação inclusive em ambientes saturados de água, além de perfuração tanto em solo quanto em rocha.

Para a determinação das solicitações de cálculo, os esforços de cargas permanentes foram multiplicados por 1,35. O efeito das cargas móveis, inclusive frenagem, foi multiplicado por 1,5, e os efeitos da temperatura por 1,2. As cargas móveis podem ter seus valores divididos por 1,33, valor correspondente ao coeficiente de impacto utilizado para majorar as cargas de veículos e que pode ser desprezado nos elementos de fundação.

Foram extraídos esforços para as estacas dos pilares centrais e também para os encontros das extremidades das pontes, distinguindo-se os esforços das estacas internas à ponte (lado rio) e externas à ponte (lado aterro).

Figura 44 - Representação dos esforços extraídos do modelo estrutural



Fonte: Autor.

Figura 45 - Esforços atuantes nas estacas

Ponte Arroio Cambará - 3 vãos 16m											
Esforço	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
ESTACAS PILARES CENTRAIS											
ESTACAS											
Myestaca	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60	2,60	0,00	0,20	-0,50	4,43	-4,76
Mzestaca	-0,40	-0,10	0,00	0,30	0,10	0,20	0,30	1,70	-2,00	2,53	-3,68
Nestaca	27,10	4,70	0,00	1,20	10,30	12,80	1,20	21,80	-1,90	93,86	4,76
Esforço	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
ESTACAS ENCONTROS											
ESTACA EXTERNA (LADO ATERRO)											
Myestaca	0,00	0,00	0,00	0,00	1,80	-2,40	0,00	0,20	-0,20	4,43	-4,43
Mzestaca	1,40	0,40	-0,10	-0,70	0,30	-0,30	-1,90	2,50	-0,50	6,90	-2,83
Nestaca	4,70	0,50	0,30	-1,40	4,20	-5,10	-4,30	10,80	-2,60	31,02	-14,29
ESTACA INTERNA (LADO RIO)											
Myestaca	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	-2,60	0,00	0,20	-0,10	4,83	-4,71
Mzestaca	1,40	0,40	-0,10	-0,70	0,20	-0,30	-1,90	2,40	-0,50	6,69	-2,73
Nestaca	13,80	3,10	-0,20	1,20	4,10	-4,80	3,70	22,00	-2,20	62,77	3,45

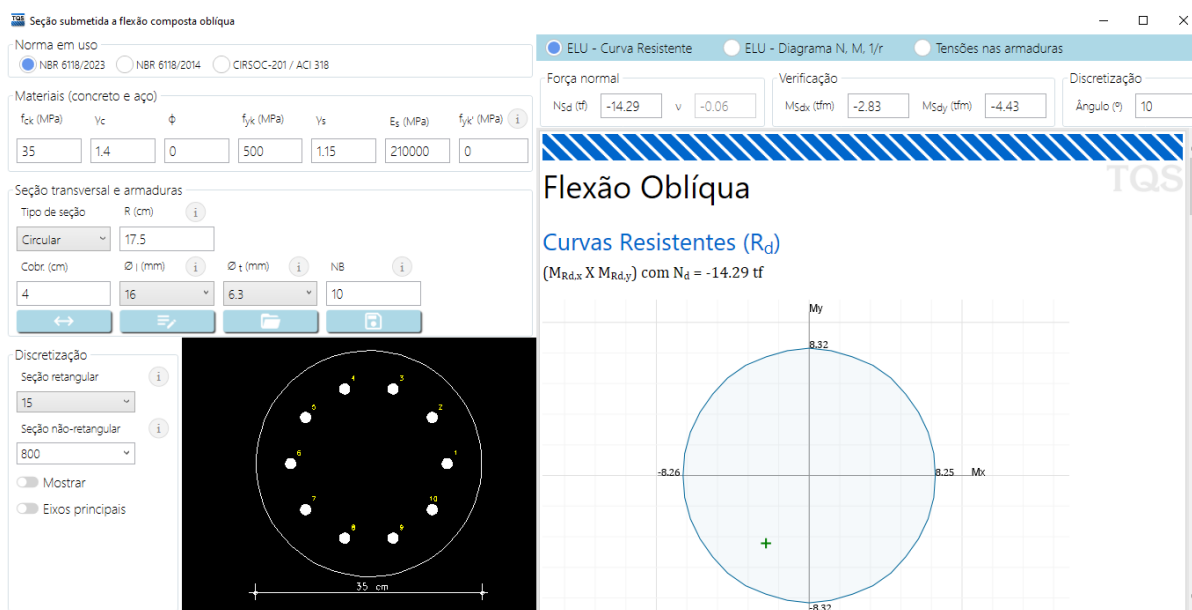
Fonte: Autor.

9.1.1 DIMENSIONAMENTO À TRAÇÃO

Observa-se a existência de esforços de tração nas estacas do lado do aterro, nos encontros de extremidade da ponte. Verificando para a envoltória 1, de -14,29 tf (tração), e os momentos fletores de -2,83 tf.m e -4,43 tf.m, temos que são necessárias 10 barras de 16mm para atender à estas solicitações.

Foi considerada uma seção de 35cm de diâmetro, já considerando a redução de diâmetro da estaca quando ocorre o embutimento em rocha, um cobrimento de 4cm e uma armadura transversal de 6,3mm.

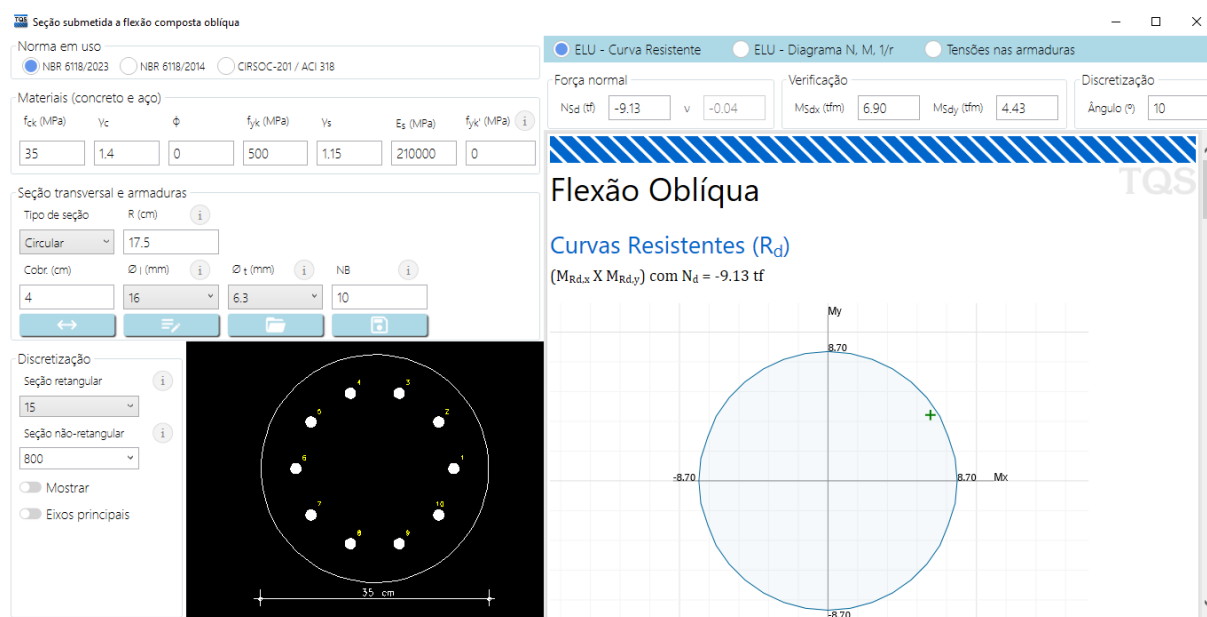
Figura 46 - Verificação para envoltória 1



Fonte: Autor.

Verifica-se que os esforços de tração da envoltória 1 são majoritariamente oriundos da ação da temperatura na estrutura. Verificando de maneira a excluir esta ação, temos a envoltória 2, com -9,13 tf (tração) e momentos fletores de 6,90 tf.m e 4,43 tf.m. A armadura de 10 barras de 16mm atende à verificação de flexão oblíqua para estas solicitações.

Figura 47 - Verificação para envoltória 2

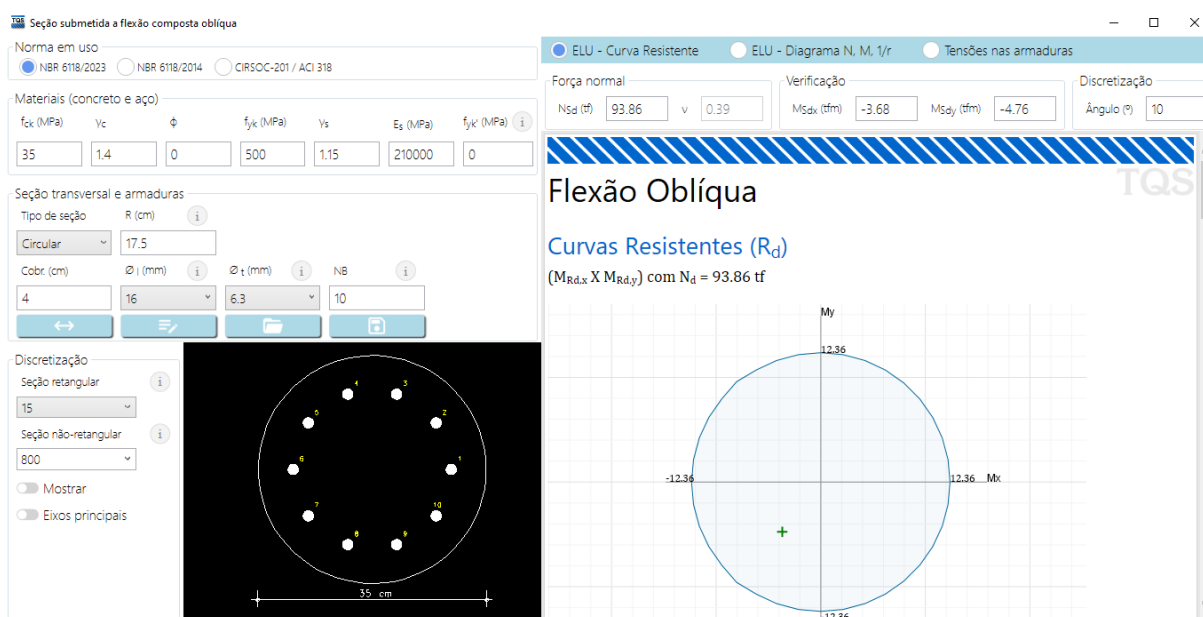


Fonte: Autor.

9.1.2 DIMENSIONAMENTO A PARTIR DO MÁXIMO ESFORÇO NORMAL

Verificando a estaca para o maior esforço normal encontrado, temos a envoltória 3: 93,86 tf (compressão), e momentos fletores de -3,68 tf.m e -4,76 tf.m, sendo atendida a segurança.

Figura 48 - Verificação para envoltória 3


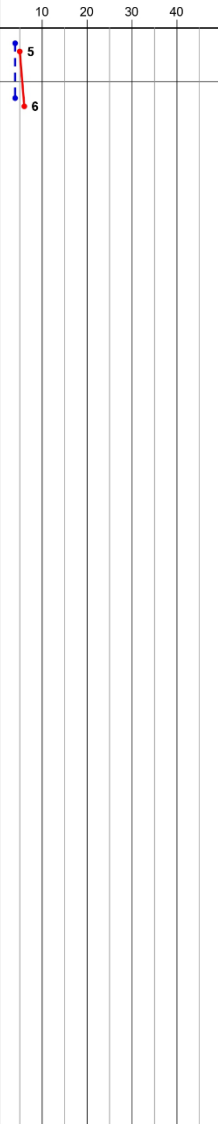



Fonte: Autor.

9.2 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DA ESTACA

A partir da sondagem SPT realizada pela empresa SoloSul Sondagens e Ensaios, foi realizado o dimensionamento geotécnico das estacas utilizando-se de planilha própria, a partir das metodologias de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, utilizando a mais desfavorável das duas.

Figura 49 - Relatório de sondagem SPT

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020												
			CLIENTE: TECHNISAN ENGENHARIA LTDA OBRA: PONTE 2 LOCAL: IJUCAPIRAMA (29°23'04.0"S 54°35'07.0"W) - JAGUARI/RS				FURO: SP-01					
			INÍCIO: 16/02/2026 TÉRMINO: 16/02/2026		COTA: DATUM: SIRGAS 2000		COORD. N: COORD. E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm SISTEMA MANUAL	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
		2/15	2/15	3/15	INI.	FIN.						
	0,00	2	2	3	4	5	-	00	0,60	ARGILA ARENOSA, DE CONSISTÊNCIA MOLE, COR MARROM		TC
	1,46	2	2	4	4	6	-	01	1,46	SILTE ARENOSO, COM PEDREGULHOS, POUCO COMPACTO, COR AMARELO VARIEGADO IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR		TH CA
FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.												
 Fernanda M. Soares Engenheira civil CREA-RS 256287												
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO ATERRO - AT • SOLO ALUVIONAR - SA • SOLO COLUVIONAR - SC • SOLO FLUVIAL - SF • SOLO MARINHO - SM • SOLO RESIDUAL - SR												
OBS.: Furo deslocado conforme NBR 6484:2020, obtendo perfil A-1,50m.		N.A. LEITURAS: 1) NFE em 16/02/2026 2) NFE em 17/02/2026		DATA: 27/02/2026		TRABALHO Nº: SPT 0127 /2026		FOLHA: 01/02		RESP.: _____ FERNANDA M. SOARES		
		ESCALA: 1/100		DESENHISTA: BRUNA		SONDADOR: DAVIDSON						

Fonte: SoloSul Sondagens e Ensaios.

Figura 50 - Dimensionamento geotécnico das estacas

Obra: Ponte Combará
Local: SP01

Diâmetro: 35 cm
fck do concreto da estaca: 30 MPa
Resistência da estaca: 2062 kN
Coef. Segurança: 2,0

Tipo de estaca: Raiz
F1 = 2,2
F2 = 2,4

Cota (m)	Prof. (m)	SPT	Solo	Décourt-Quaresma					Aoki-Velloso					Q calc. (kN)				
				K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtotat (kN)	Q/CS (kN)	K (kN/m ²)	α (%)	Qp (kN)		Qα (kN)	Qtotat (kN)	Q/CS (kN)	
0	0	4	Argila arenosa	120	480	0	23	0	0	0	0	350	2,4%	0	0	0	0	0
-1	1	5	Siltos arenoso	250	1250	0	27	29	44	22	550	2,2%	0	28	28	14	14	14
-2	2	60	Areia	400	24000	0	210	260	390	195	1000	1,4%	0	413	413	206	195	195
-3	3	60	Areia	400	24000	0	210	491	737	368	1000	1,4%	0	797	797	399	368	368
-4	4	60	Areia	400	24000	0	210	722	1083	542	1000	1,4%	0	1182	1182	591	542	542
-5	5	60	Areia	400	24000	0	210	953	1429	715	1000	1,4%	0	1567	1567	784	715	715
-6	6	60	Areia	400	24000	0	210	1184	1776	888	1000	1,4%	0	1952	1952	976	888	888

Fonte: Autor.

Para o dimensionamento das estacas, a favor da segurança, foi desconsiderada a resistência de ponta das mesmas. Verificando-se a capacidade resistente da estaca aos 6m, considerando um embutimento de 4m em rocha, temos um valor de 88,8 tf.

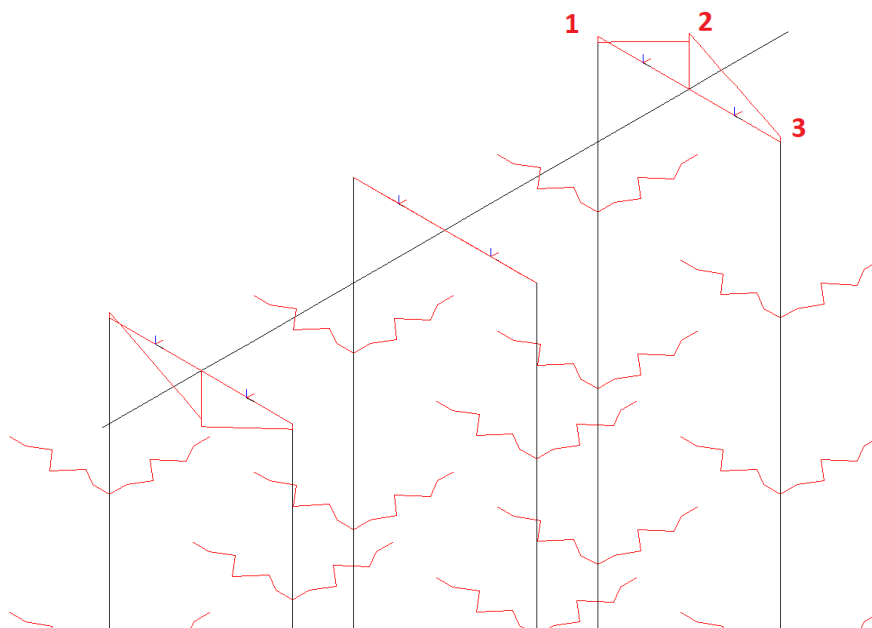
O máximo valor característico de compressão encontrado para as estacas é de 67,05 tf, portanto, fica atendida a segurança, dispondo-se de estacas tipo Raiz de 35cm de diâmetro (em rocha) com 6m de profundidade.

$$N_k = \frac{N_d}{1,4} = \frac{93,86}{1,4} = 67,05 \text{ tf}$$

9.3 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO

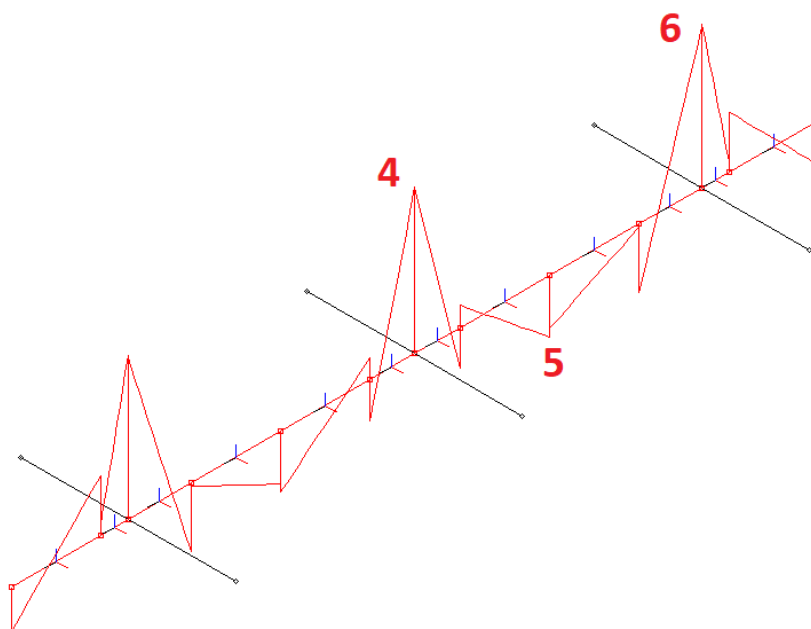
Para os blocos de fundação, foram extraídos os esforços separadamente para os blocos no sentido longitudinal da ponte, onde há a ligação entre os pares de estaca, e no sentido transversal, onde existem os encontros ou os pilares. A nomenclatura adotada para as seções analisadas é dada na Figura 51 e Figura 52.

Figura 51 - Esforços para os blocos longitudinais



Fonte: Autor.

Figura 52 - Esforços para os blocos transversais



Fonte: Autor.

9.3.1 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DOS ENCONTROS

Os esforços extraídos para os blocos dos encontros, separados em blocos longitudinais e transversais, são mostrados abaixo.

Figura 53 - Esforços para os blocos dos encontros

Ponte Arroio Cambará - 3 vãos 16m													
BLOCO PÓRTICOS EXTREMIDADES													
Momentos Fletores - Blocos Longitudinais													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min	Mk Max	Mk Min
1	-1,40	-0,40	0,10	0,70	0,30	0,30	1,90	0,50	-2,50	3,02	-7,83	2,16	-5,59
2	9,30	2,20	0,30	-0,10	2,70	-3,20	0,30	15,30	-2,60	45,31	1,55	32,36	1,11
3	1,40	0,40	-0,10	-0,70	-0,20	-0,30	-1,90	2,40	-0,50	7,58	-2,92	5,41	-2,08
Esforços Cortantes - Blocos Longitudinais													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Vd Vax	Vd Vin	Vk Vax	Vk Vin
1	4,70	0,50	0,30	-1,40	-4,20	-5,10	-3,80	10,80	-1,30	35,04	-12,71	25,03	-9,08
2	-12,60	-3,10	0,30	-1,40	-4,20	-5,10	-3,80	10,80	-22,00	12,32	-70,16	8,80	-50,11
3	-13,80	-3,10	0,20	-1,20	4,10	4,80	-3,70	2,20	-22,00	-2,62	-70,96	-1,87	-50,68
Momentos Fletores - Bloco Transversal													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min	Mk Max	Mk Min
4	-1,60	-0,40	0,00	0,00	-1,90	-2,50	-0,30	0,40	-2,20	3,00	-10,76	2,14	-7,69
5	0,60	0,10	0,00	0,00	0,60	0,80	-0,30	1,30	-0,10	4,30	-1,21	3,07	-0,86
6	-1,60	-0,40	0,00	0,00	2,80	3,70	-0,40	0,30	-3,20	4,95	-14,48	3,54	-10,34
Esforços Cortantes - Bloco Transversal													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Vd Vax	Vd Vin	Vk Vax	Vk Vin
4	8,00	1,80	0,00	0,10	5,20	-7,40	0,40	12,10	-8,10	44,61	-15,10	31,86	-10,79
5	-1,60	-0,40	0,00	-0,10	-3,30	-4,30	-0,30	2,50	-2,60	9,50	-14,71	6,79	-10,51
6	-9,80	-2,20	0,00	0,10	-7,60	-9,60	-0,90	11,50	-20,70	22,60	-65,68	16,14	-46,91

Fonte: Autor.

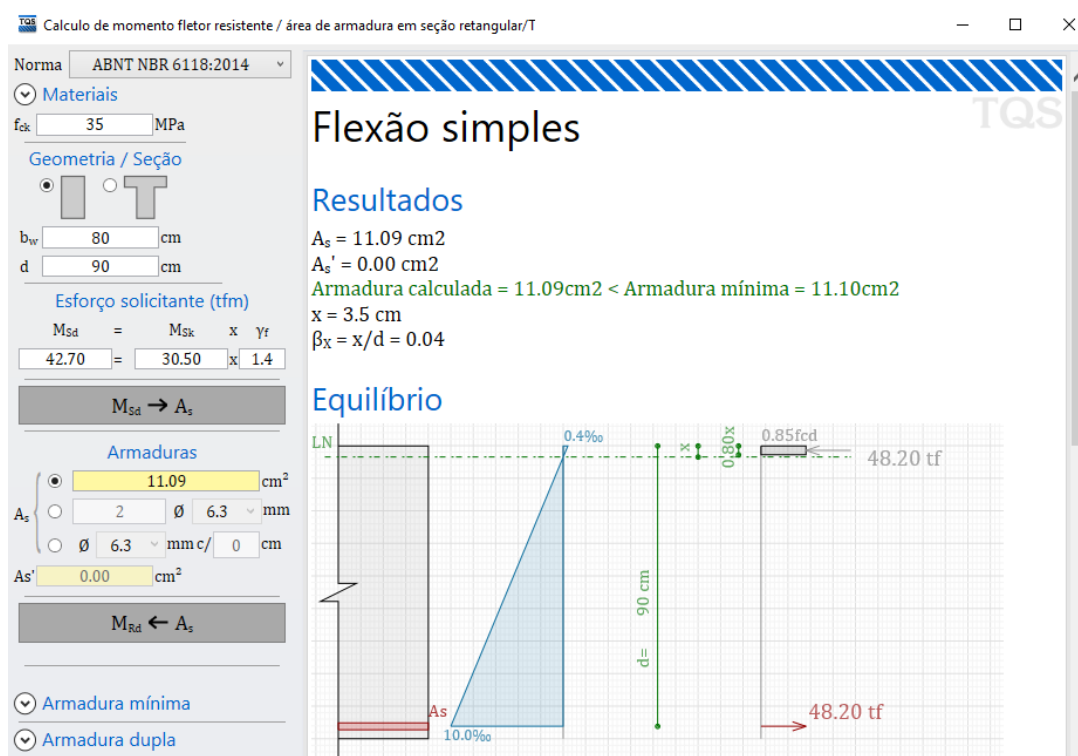
Foi considerada a seguinte geometria para o dimensionamento, tanto dos blocos longitudinais, quanto dos blocos transversais, que possuem as mesmas dimensões:

$$bw = 80cm$$

$$d = 90cm$$

Verificando o momento fletor último resistido pela armadura mínima, encontra-se o valor característico de 30,5 tf.m, conforme Figura 54.

Figura 54 - Verificação da armadura mínima de flexão para os blocos de fundação



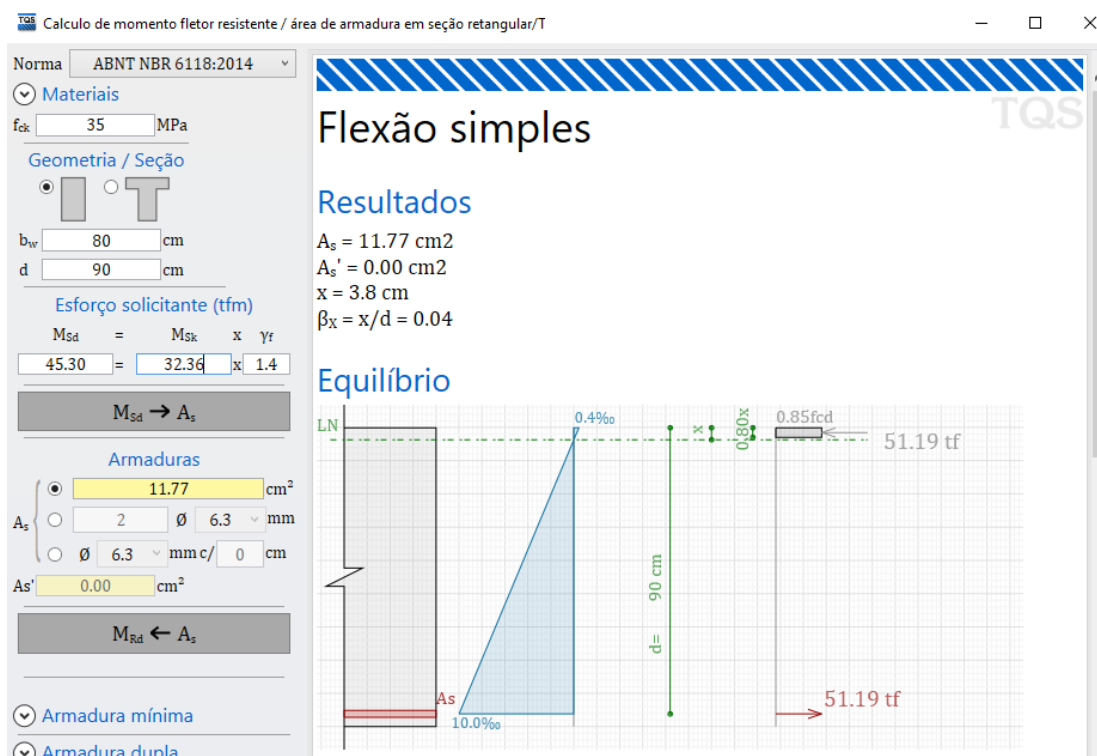
Fonte: Autor.

Portanto, para os blocos longitudinais, de ligação entre os pares de estacas, pode-se dispor de armaduras mínimas para as posições negativas, já que não são verificados momentos fletores superiores ao momento último de 42,7 tf.m.

A taxa de armadura mínima calculada em 11,10 cm² é atendida por 6 barras de 16mm ($A_s = 2\text{cm}^2$).

Verificando para o esforço característico de 32,36 tf.m, temos uma armadura necessária de 11,77 cm², ainda atendida pelas 6 barras de 16mm.

Figura 55 - Verificação para o máximo momento fletor



Fonte: Autor.

Verificando o esforço cortante último resistido pela armadura mínima, temos um valor característico de 75,35 tf.

Figura 56 - Verificação da armadura transversal mínima para os blocos de fundação

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} = 35 MPa

▼ Geometria
 b_w = 80 cm
 $b_{w,min}$ = 80 cm
 h = 100 cm
 d = 90 cm

▼ Modelo
Força cortante(tf)
 $V_{sd} = V_{sk} \times \gamma_f$
 105.49 = 75.35 x 1.4

Impressão Completa

Calcular

Cortante

Resultados

Cortante

$A_{sw,nec} = 10.27 \text{ cm}^2 / \text{s} - 2R$
 $A_{sw,min} = 10.27 \text{ cm}^2 / \text{s} - 2R$
 $A_{sw,real} = 10.27 \text{ cm}^2 / \text{s} - 2R$

$V_{Rd2} = 417.96 \text{ tf}$
 $V_{Rd3} = 105.49 \text{ tf}$
 $V_c = 69.34 \text{ tf}$
 $V_{sw} = 36.15 \text{ tf}$

Fonte: Autor.

Novamente, não foram encontrados esforços superiores ao limite para utilização de armadura transversal mínima nos blocos de fundação. Portanto, será adotada a armadura de $10,27 \text{ cm}^2/\text{m}$, atendida por estribos de barras de 8mm, com 4 ramos, dispostos a cada 17,5cm.

9.3.2 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DOS PILARES CENTRAIS

Os esforços extraídos para os blocos de fundação para os pilares centrais, separados em esforços longitudinais e transversais, são mostrados na Figura 57.

Figura 57 - Esforços para os blocos dos pilares centrais

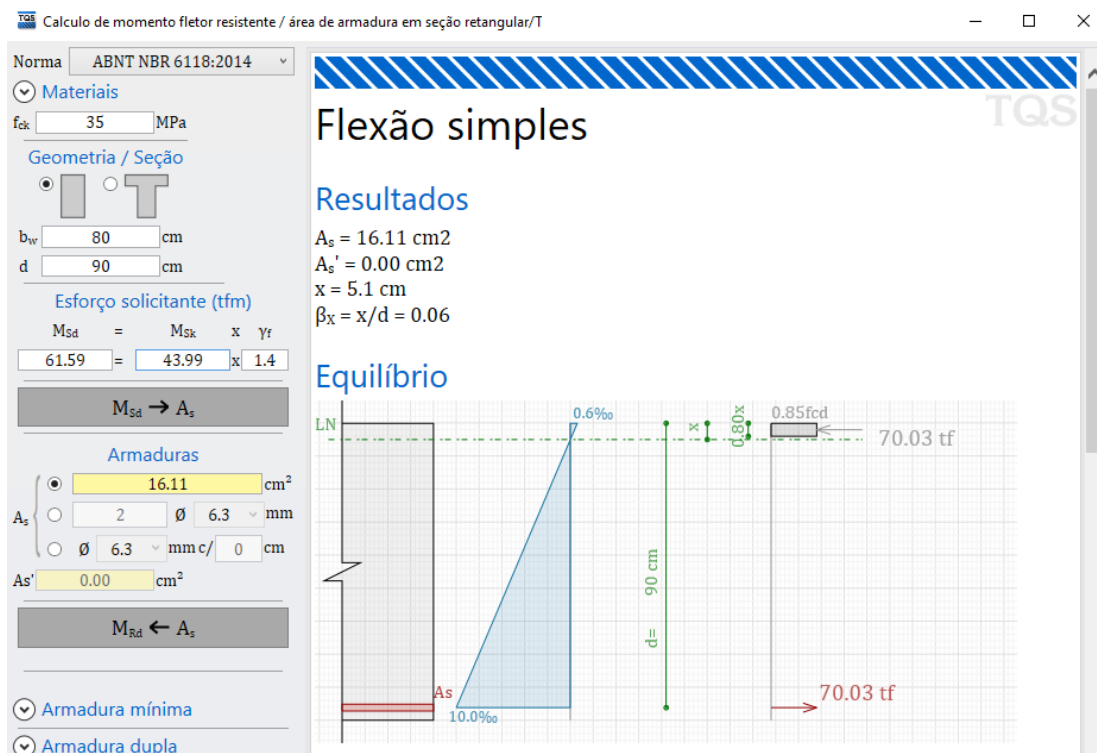
Ponte Arroio Cambará - 3 vãos 16m													
BLOCO PÓRTICOS CENTRAIS													
Momentos Fletores - Blocos Longitudinais													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min	Mk Max	Mk Min
1	0,00	0,00	0,00	0,30	0,00	0,20	0,30	2,00	-1,60	4,01	-3,05	2,86	-2,18
2	16,20	2,90	0,00	0,40	6,20	-7,70	0,50	13,80	-1,40	61,59	2,50	43,99	1,79
3	0,00	0,00	0,00	0,30	0,00	0,20	-0,30	1,60	-2,00	3,05	-4,01	2,18	-2,86
Esforços Cortantes - Blocos Longitudinais													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Vd Vax	Vd Vin	Vk Vax	Vk Vin
1	27,10	4,70	0,00	1,10	10,30	12,80	-0,90	21,70	-1,20	100,23	4,17	71,59	2,98
2	25,90	4,70	0,00	1,10	10,30	12,80	-0,90	21,70	-1,20	98,61	2,97	70,44	2,12
3	-26,50	-4,50	0,00	1,20	-10,20	-12,70	-1,20	1,90	-21,60	-3,45	-100,39	-2,46	-71,71
Momentos Fletores - Bloco Transversal													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min	Mk Max	Mk Min
4	-4,80	-0,90	0,00	0,00	-1,60	-2,60	0,00	-1,80	-1,60	-4,20	-14,30	-3,00	-10,21
5	1,90	0,30	0,00	0,00	0,80	1,10	0,00	1,40	-0,10	6,97	0,15	4,98	0,11
6	-4,80	-0,90	0,00	0,00	-3,50	-5,10	0,00	0,30	-4,40	3,35	-22,90	2,39	-16,35
Esforços Cortantes - Bloco Transversal													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Vd Vax	Vd Vin	Vk Vax	Vk Vin
4	25,60	4,60	0,00	0,00	4,30	7,20	0,20	18,40	-19,30	80,11	-10,25	57,22	-7,32
5	-4,90	-0,90	0,00	0,00	-2,10	-3,50	0,00	1,00	-4,10	1,30	-19,58	0,93	-13,99
6	-30,90	-5,60	0,00	0,00	-11,90	-16,40	-0,20	15,80	-27,00	15,50	-118,32	11,07	-84,51

Fonte: Autor.

Analisando os blocos longitudinais, de dimensão 80x100cm, percebe-se um momento fletor de 43,99 tf.m na seção 2, valor superior ao momento fletor último para armadura mínima. Verificando a seção para esta solicitação, temos uma armadura necessária de 16,11cm², resistida por 9 barras de 16mm a serem dispostas na posição positiva.

O restante das solicitações é atendida pela armadura mínima de 6 barras de 16mm.

Figura 58 - Verificação para o momento de 43,99 tf.m

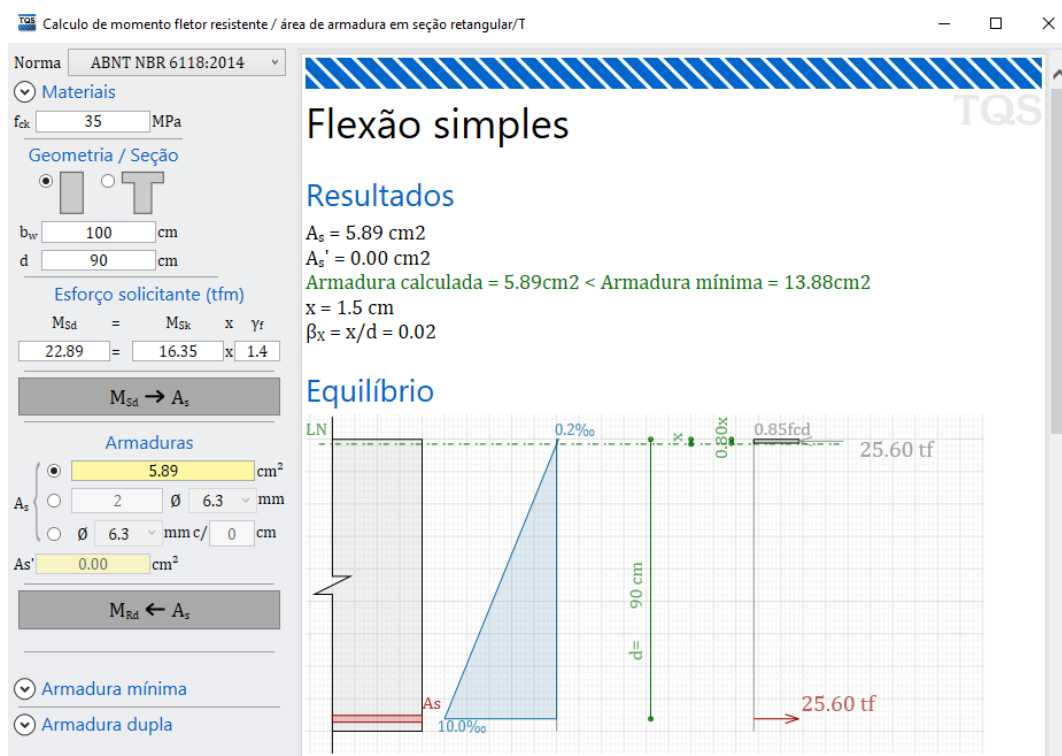


Fonte: Autor.

Os esforços cisalhantes encontrados para os blocos longitudinais são inferiores à 75,35 tf, portanto, serão dispostas armaduras de 4 ramos de barras de 8mm a cada 17,5cm nos blocos longitudinais dos pilares centrais, tal qual verificado para os encontros.

Analisa-se, por fim, os blocos transversais dos pilares centrais, de geometria $b_w = 100$ cm e $d = 90$ cm.

Figura 59 – Verificação da flexão para os blocos transversais



Fonte: Autor.

O máximo momento fletor encontrado para os blocos transversais dos pilares centrais é de 16,35 tf.m, que resulta em um caso de armadura mínima, de 13,88 cm², atendida por 7 barras de 16mm.

Verificando para o máximo esforço cortante dos blocos transversais, de 84,51 tf, também temos um caso de armadura mínima de 12,84 cm²/m, que é atendida por barras de 8mm espaçadas a cada 15cm, em um arranjo com 4 ramos.

Figura 60 - Verificação do esforço cortante para os blocos transversais

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} : 35 MPa

▼ Geometria
 b_w : 100 cm
 $b_{w,min}$: 100 cm
 h : 100 cm
 d : 90 cm

▼ Modelo
▼ Força cortante(tf)
 $V_{sd} = V_{Sk} \times \gamma_f$
 118.31 = 84.51 x 1.4

Impressão Completa

Calcular

Cortante

Resultados

Cortante

$A_{sw,nec} = 12.84 \text{ cm}^2 /s - 2R$
 $A_{sw,min} = 12.84 \text{ cm}^2 /s - 2R$
 $A_{sw,real} = 8.99 \text{ cm}^2 /s - 2R$

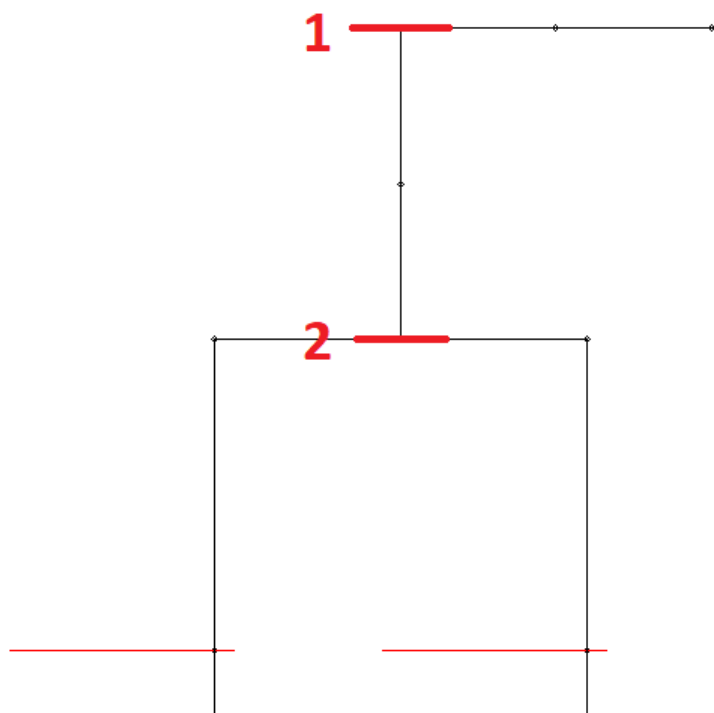
$V_{Rd2} = 522.45 \text{ tf}$
 $V_{Rd3} = 118.31 \text{ tf}$
 $V_c = 86.67 \text{ tf}$
 $V_{sw} = 31.65 \text{ tf}$

Fonte: Autor.

9.4 DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS DE EXTREMIDADE

Para o dimensionamento dos encontros, extraíram-se esforços das seguintes regiões, como pode ser visto na Figura 61 (vista em corte longitudinal do encontro da ponte e ligação com tabuleiro), sempre considerando as maiores solicitações na estrutura.

Figura 61 – Locais dos esforços para dimensionamento dos encontros



Fonte: Autor.

Figura 62 - Esforços para dimensionamento dos encontros

Ponte Arroio Cambará - 3 vãos 16m													
ENCONTROS EXTREMIDADES													
Esforços													
Seção	G	Pavim	Aterro	FREN	VENTO	EMPUXO	TEMP.	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min	Sk Max	Sk Min
N1	4,50	1,20	-0,10	0,50	0,70	0,50	1,50	17,30	-0,40	37,40	3,02	26,71	2,15
N2	8,20	1,90	0,00	0,00	4,30	5,40	-0,70	17,10	-0,20	48,99	-0,74	34,99	-0,53
M1	5,70	1,60	0,10	0,60	0,50	0,20	-1,20	10,60	-0,10	27,50	4,11	19,64	2,94
M2	5,20	1,50	-0,30	0,20	0,30	0,20	5,50	8,20	-0,20	28,75	5,20	20,53	3,71

Fonte: Autor.

Ressalta-se que os esforços se referem à largura da barra discretizada no modelo estrutural, espaçadas a cada 50cm. Portanto, para o dimensionamento dos encontros, que foram tratados como lajes à flexão, deve-se dividir tais valores de solicitações por 0,5 para utilizar-se da faixa unitária usualmente empregada nos dimensionamentos.

A convenção de sinais utilizada é: Momentos positivos causam tração na face externa do encontro (lado do aterro) e momentos negativos causam tração na face interna do encontro (lado arroio).

As propriedades geométricas utilizadas para o dimensionamento dos encontros são:

$$b_w = 100\text{cm}$$

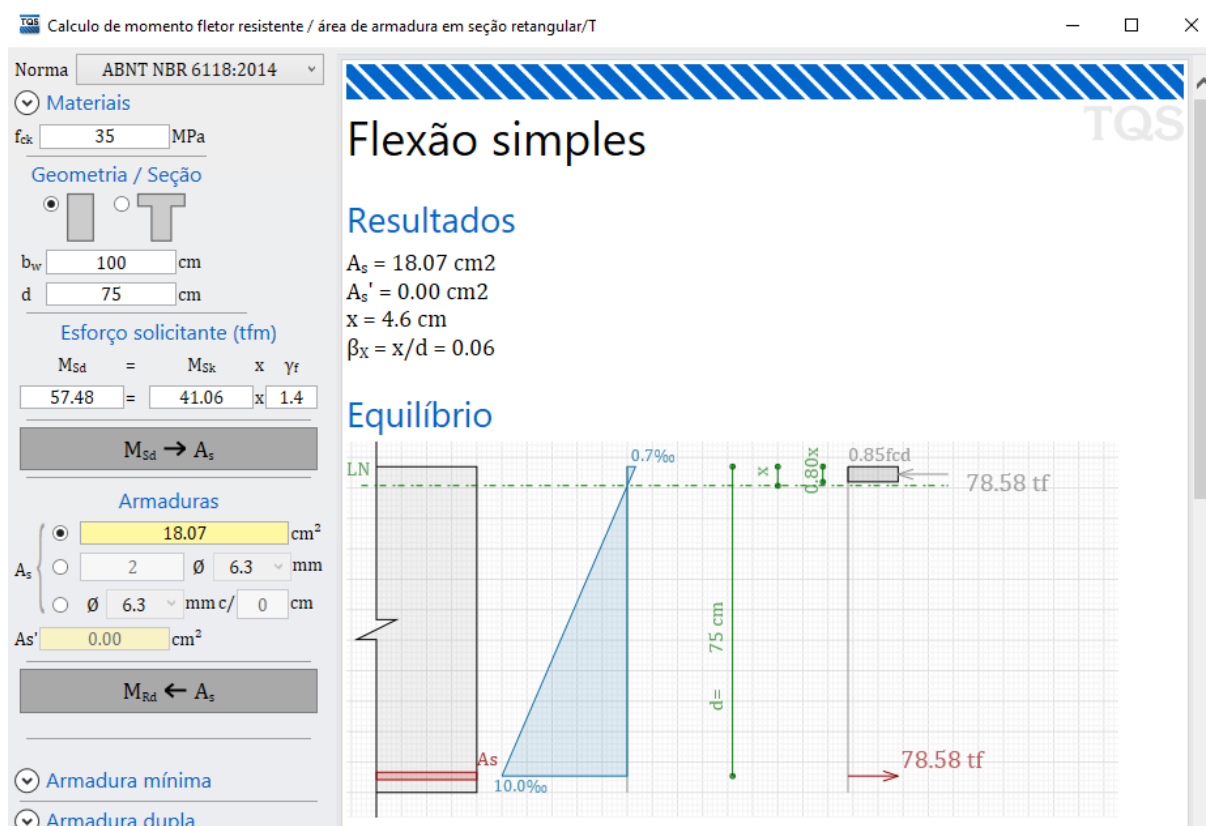
$$d = 75\text{cm}$$

Para o dimensionamento da armadura externa do encontro, teremos o seguinte esforço solicitante, por metro:

$$M_{2,m,k} = \frac{20,53 \text{ tfm.}}{0,5 \text{ m}} = 41,06 \text{ tf. m/m}$$

Utilizando-se a calculadora de flexão da TQS, temos uma armadura necessária de 18,07 cm²/m, atendida por barras de 20mm espaçadas a cada 17cm.

Figura 63 - Dimensionamento da armadura da face externa dos encontros

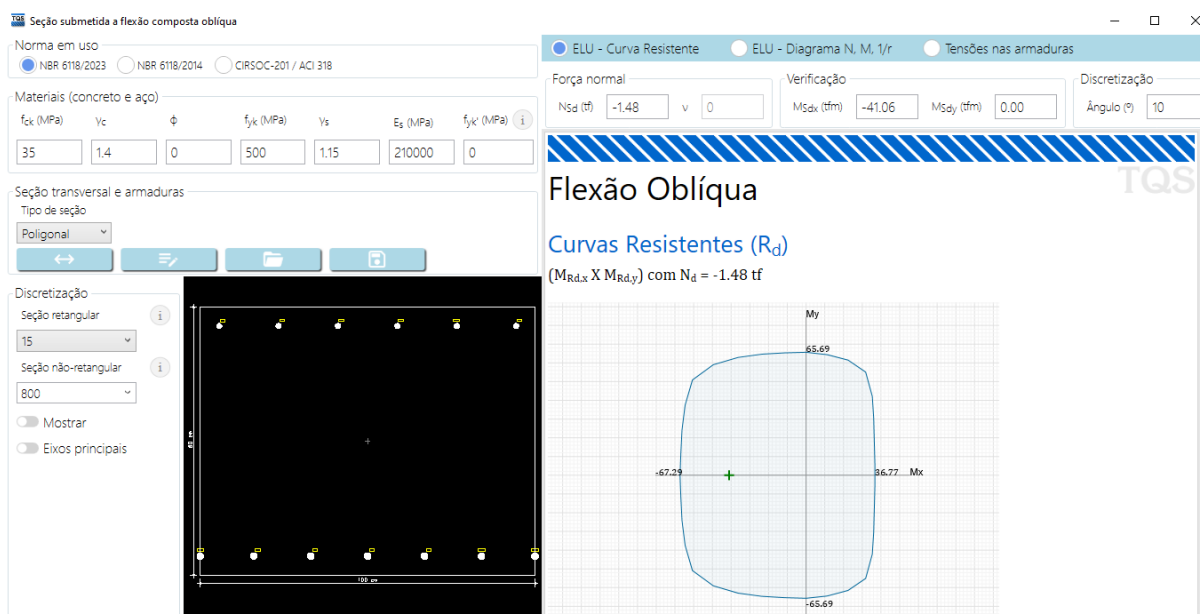


Fonte: Autor.

Para a armadura do lado interno dos encontros (lado arroio), a armadura mínima ($11,63 \text{ cm}^2/\text{m}$) atende aos esforços solicitantes.

Percebe-se a existência de um esforço de tração na base do encontro ($S_{d,\min} = -0,74 \text{ tf}$). Verificando a seção para flexão oblíqua, com a disposição real de armaduras a ser implantada nos encontros, é satisfeita a segurança da seção, conforme Figura 64.

Figura 64 - Verificação para flexão oblíqua para o caso de tração



Fonte: Autor.

De acordo com a Tabela 19.1 da NBR 6118:2023, a armadura secundária (horizontal) necessária para os encontros é de $5,82 \text{ cm}^2/\text{m}$, sendo este valor 50% da armadura mínima necessária para a seção. Resulta em barras de 12,5mm a cada 20cm.

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.