

## **ANÁLISE DA ARMADURA NEGATIVA EM LONGARINAS EM PONTES COM A UTILIZAÇÃO DO UHPC EM PONTES**

### **ANALYSIS OF NEGATIVE REINFORCEMENT IN LONGITUDS IN BRIDGES WITH THE USE OF UHPC IN BRIDGES**

<sup>1</sup>MENDES, Luís Felipe dos Santos; <sup>2</sup>AMANCIO, Daniel de Traglia

<sup>1e2</sup>Departamento de Engenharia Civil – Centro Universitário das Faculdades Integradas de Ourinhos-Unifio/FEMM

#### **RESUMO**

Este estudo avalia a viabilidade técnica da substituição do concreto convencional por Concreto de Ultra Alto Desempenho (UHPC) em longarinas de pontes no contexto brasileiro. Foram projetadas duas estruturas idênticas – uma com concreto convencional (C50) e outra com UHPC (150 MPa) – submetidas às mesmas cargas permanentes e móveis, conforme preconizado pelas normas NBR 6118, NBR 7187 e NBR 7188. O dimensionamento estrutural focou-se nas armaduras negativas, comparando a quantidade de aço necessária em cada caso. Os resultados indicaram uma redução de 20% na área de aço requerida na longarina de UHPC, com 8 barras de 32 mm contra 10 barras no modelo convencional, demonstrando potencial para redução de material, peso e custos indiretos de execução. Conclui-se que o UHPC apresenta vantagens significativas para aplicação em estruturas de grande porte, como pontes de alto tráfego, embora seu custo elevado exija estudos complementares sobre viabilidade econômica e otimização geométrica.

**Palavras-chave:** UHPC; concreto de ultra-alto desempenho; longarinas; pontes.

#### **ABSTRACT**

This study evaluates the technical feasibility of replacing conventional concrete with Ultra-HighPerformance Concrete (UHPC) in bridge girders in the Brazilian context. Two identical structures were designed – one with conventional concrete (C50) and another with UHPC (150 MPa) – subjected to the same permanent and moving loads, following Brazilian standards NBR 6118, NBR 7187, and NBR 7188. The structural design focused on negative reinforcement, comparing the required steel area in each case. Results showed a 20% reduction in steel area in the UHPC girder, requiring 8 bars of 32 mm compared to 10 bars in the conventional model, demonstrating potential for material reduction, lighter structures, and lower indirect execution costs. It is concluded that UHPC offers significant advantages for large-scale structures such as high-traffic bridges, although its high cost warrants further studies on economic feasibility and geometric optimization.

**Keywords:** UHPC; ultra-high performance concrete; girders; bridges.

#### **INTRODUÇÃO**

De acordo com Marchetti (2008), as pontes são construídas com o objetivo de permitir a transposição de obstáculos que interrompem a continuidade de uma via, como rios, braços de mar, vales profundos ou outras vias. Mais especificamente, considera-se pontes quando o obstáculo a ser superado é um rio, enquanto, quando o obstáculo é um vale ou outra via, a estrutura é chamada de viaduto. Além disso, Marchetti (2008) destaca os principais requisitos para uma ponte, que são: funcionalidade, estética, segurança, economia e durabilidade

Quadros (2013) menciona que os materiais mais comuns empregados nas pontes são o concreto armado, o concreto protendido e o concreto normal, além de madeira, pedras e aço. Nesse contexto, o cálculo estrutural apresenta diferenças, especialmente em pontes cuja composição, além de oferecer resistência mecânica, deve também garantir resistência à fadiga.

Sendo considerados elementos essenciais para o sistema de transporte brasileiro visto que sua função de transpor obstáculos facilita o escoamento de vias e cruzamentos. As pontes são estruturas que estão em constante mudanças para melhorar seu funcionamento e aumentar sua viabilidade de execução.

Devido a isso a utilização de diferentes matérias para a construção das pontes é um tópico bastante estudado. Um material que por sua vez é pouco explorado no Brasil, mas que apresenta grande potencial, é o UHPC (Ultra-High-Performance Concrete), um concreto que apresenta a utilização de fibras de aço em sua composição.

De acordo com Resplendino (2004), o UHPC refere-se a materiais com resistência à compressão superior a 150 MPa, podendo atingir até 205 MPa, e contém fibras de aço em sua composição para proporcionar um comportamento dúctil e, em alguns casos, eliminar a necessidade de armaduras passivas

Bajaber (2021) apresenta que o UHPC é uma nova forma de produzir concreto visto que sua alta resistência à compressão e ductilidade alta é alcançada graças ao empacotamento de partículas finas e ultrafinas, assim como a inclusão de fibras de aço. Com essas otimizações todas as partículas em escala microscópica são distribuídas de forma uniforme, preenchendo os espaços ao redor das partículas maiores, consequentemente alcançando uma matriz densa com baixa permeabilidade

De acordo com Resplendino (2004) Entre os anos de 2000 e 2001 o governo francês, sendo representado pelo Departamento Regional de Obras Públicas do distrito de Drôme, junto da SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) e da CETE (Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement) foi responsável pela construção das primeiras pontes de UHPC do mundo, que foram executadas pela empreiteira Eiffage Construction no contorno de Valence.

Cada uma das pontes apresenta dois vãos isostáticos de aproximadamente 20m, com o tabuleiro sendo feito de forma contínua com a colocação do UHPC in situ entre os dois vãos. Cada tabuleiro apresenta calçadas de 1m a 2m e suportam

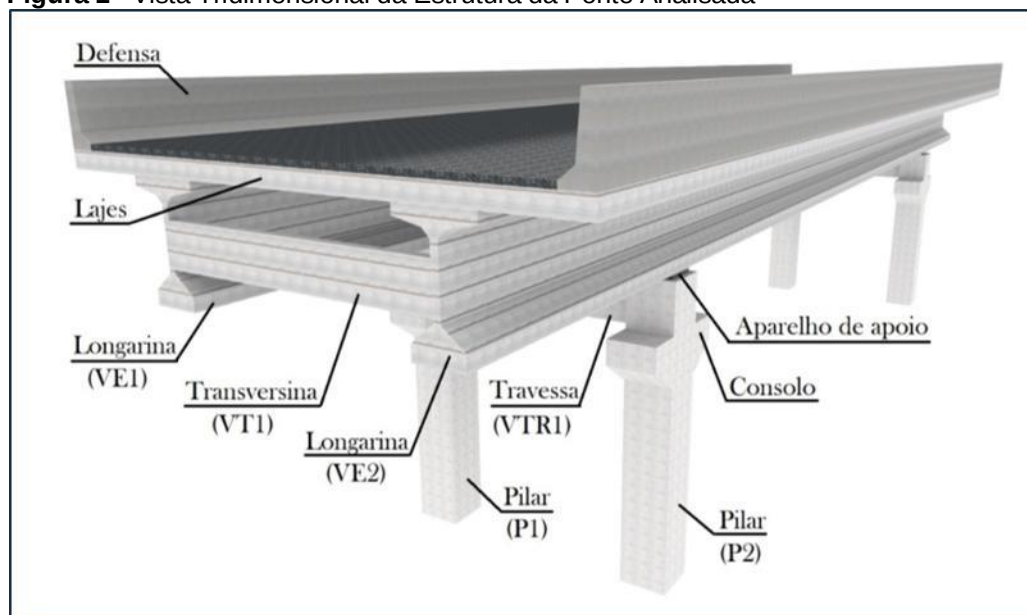
pistas de 9m de largura. A ponte também apresenta 5 vigas pré-moldadas em forma de  $\pi$  que são unidas de forma longitudinal por UHPC in situ. (RESPLENDINO, 2004)

## MATERIAL E MÉTODOS

Para a avaliação a viabilidade do uso do UHPC em pontes brasileiras foram projetadas duas pontes encontradas no livro de Cavalcante (2019). A ponte foi projetada para apresentar um vão central de 20m, um balanço de 5m em cada extremidade, a ponte seria sustentada por 4 pilares e um sistema de estrutural de ponte e viga, assim como duas Longarinas pré-moldadas com seções transversais em V. (Cavalcante, 2019)

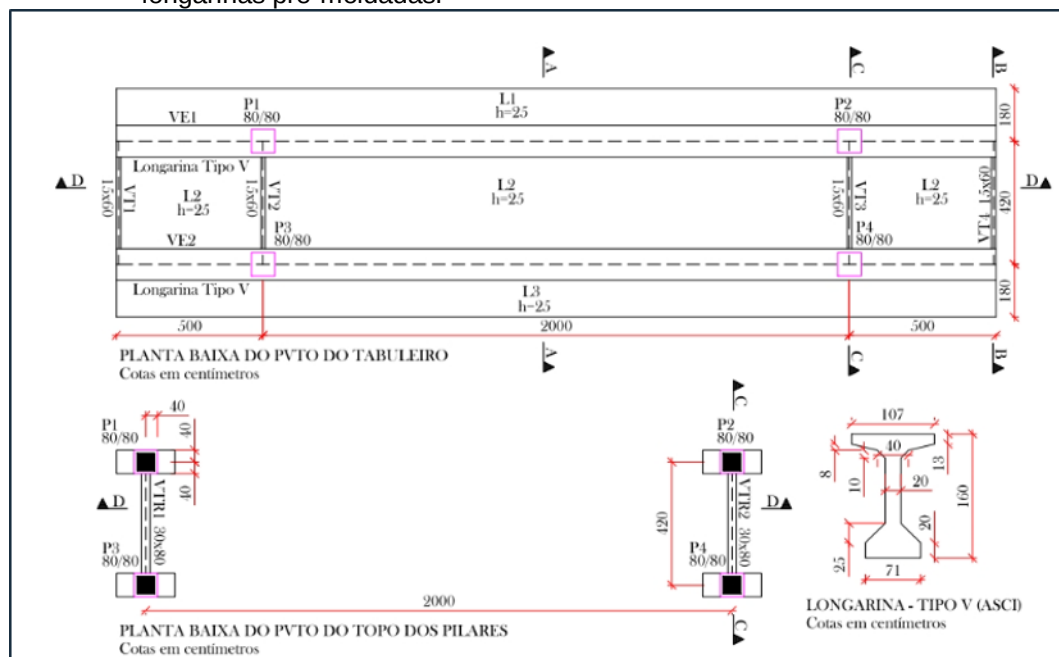
Para facilitar a análise foi escolhida como objeto de estudo principal as duas Longarinas presentes no projeto original presente no livro, conforme pode ser visto na Figura 1 e Figura 2.

**Figura 1** –Vista Tridimensional da Estrutura da Ponte Analisada



Fonte: CAVALCANTE 2019

**Figura 2** – Planta baixa do pavimento do tabuleiro e do topo dos pilares, e dimensões das longarinas pré-moldadas.



**Fonte:** Cavalcante (2019).

A ponte seria por fim projetada duas vezes, cada uma delas iria apresentar as mesmas propriedades, sejam cargas permanentes, cargas moveis, cobrimento, espessura e classe de agressividade do ambiente, a única diferença seria o dimensionamento das Longarinas, onde a primeira seria dimensionada conforme o livro original e a segunda por sua vez seria dimensionada com o uso do UHPC.

Com isso seria analisado o uso de armaduras negativas e positivas nas longarinas em ambos os casos, para assim comparar suas diferenças e melhorias com o uso do segundo material.

## DIMENSIONAMENTO DA PONTE

A ponte originalmente seria dimensionada segundo os dados presentes na Tabela 01, com suas informações sendo obtidas segundo a NBR 6118 (ABNT 2023) e NBR 7480 (ABNT 2024).

**Tabela 1** – Valores dos Parâmetros dos Materiais para os modelos estruturais originais

| <b>Concreto</b>                                   |                   |
|---------------------------------------------------|-------------------|
| $f_{ck}$ (MPa)                                    | 50                |
| Tipo de agregados                                 | Granito e gnaisse |
| $E_{cs}$ (GPa)                                    | 36.6              |
| $\nu$ – coeficiente de Poisson                    | 0.2               |
| $\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> ) – peso específico | 25                |
| <b>Armadura passiva – CA-50</b>                   |                   |
| $f_{yk}$ (MPa)                                    | 500               |
| $E_s$ (GPa)                                       | 210               |

Fonte: CAVALCANTE (2019)

Com as informações dos materiais podemos considerar todo o dimensionamento até as Longarinas como idênticos para ambos os casos, com isso temos um padrão em comum para a realização das comparações

### **CARGAS PERMANENTES**

Segundo a NBR 7187 (ABNT 2021) cargas permanentes são caracterizadas como aquelas que se permanecem constantes por toda vida útil da estrutura. Visto isso, seriam consideradas para as Cargas Permanentes o peso próprio da pavimentação (peso específico de  $24\text{kN/m}^3$ ) e peso próprio das defensas (peso específico de  $25\text{kN/m}^3$ ).

Para o cálculo do peso próprio da pavimentação é necessário que se considere o recapeamento, com valor de  $2\text{kN/m}^2$ . Assim é possível realizara a Equação 1 para achar o valor do peso próprio da pavimentação

**Equação 1 -**

$$qpav = \gamma pav * hpav + qrec = 24 * 0.08 + 2 = 3.9 \text{ kN/m}^2$$

Onde:

**$qpav$**  – Peso do Pavimento por Unidade de Area

**$\gamma pav$**  – Peso Especifico da Pavimentação

**$hpav$**  – Espessura da Pavimentação Considerando Recapeamento

**$qrec$**  - Carga Adicional para possível recapeamento

A carga das defensas por sua vez, por estarem na extremidade foram obtidas pela multiplicação da área pelo peso especifico correspondente, chegando a Equação 2

**Equação 2 -**

$$qdf = \gamma df * adf = 25 * 0,34 = 8,5 \text{ kN/m}$$

Onde:

**$qpav$**  – Peso das Defensas

**$\gamma pav$**  – Peso Especifico da Pavimentação

**$adf$**  – Área da Longarina

Por fim podemos fazer a Equação 3 e Equação 4, referentes respectivamente a Carga da Laje e a Carga das Transversinas, onde na primeira apenas multiplicamos o valor do peso especifico do concreto armado pela altura da laje e na segunda multiplicamos o mesmo peso especifico pela área da Seção Transversal

**Equação 3 -**

$$ql = \gamma l * hl = 25 * 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

Onde:

**$ql$**  – Peso da Laje

**$hl$**  – Peso Especifico da Laje

**$hl$**  – Altura da Laje

#### Equação 4 -

$$q_{tr} = \gamma_{tr} * a_{tr} = 25 * 0,09 = 2,25 \text{ kN/m}$$

Onde:

$q_{pav}$  – Peso das Transversinas

$\gamma_{pav}$  – Peso Específico da Transversina

$a_{df}$  – Área da Sessão da Transversina

Com esses dados em mente, podemos considerar como a carga permanente total, uma somatória de todas as outras cargas.

#### CARGA MOVEEL

Segundo CAVALVANTE (2019) as cargas moveis é um sistema onde se considera um veículo hipotético com dimensões de 6m de largura por 3m de comprimento, a fim de representar as cargas geradas pelo trafego.

A Carga Móvel considerada para tal estrutura foi a TB-450 que é definida pela NBR 7188 (ABNT 2024), sendo considerada um veículo tipo de carga de 450kN.

Para o cálculo das Cargas Moveis é necessário descobrir a carga concentrada (Q) e carga distribuída (q) segundo as formulas a seguir.

Carga Concentrada:

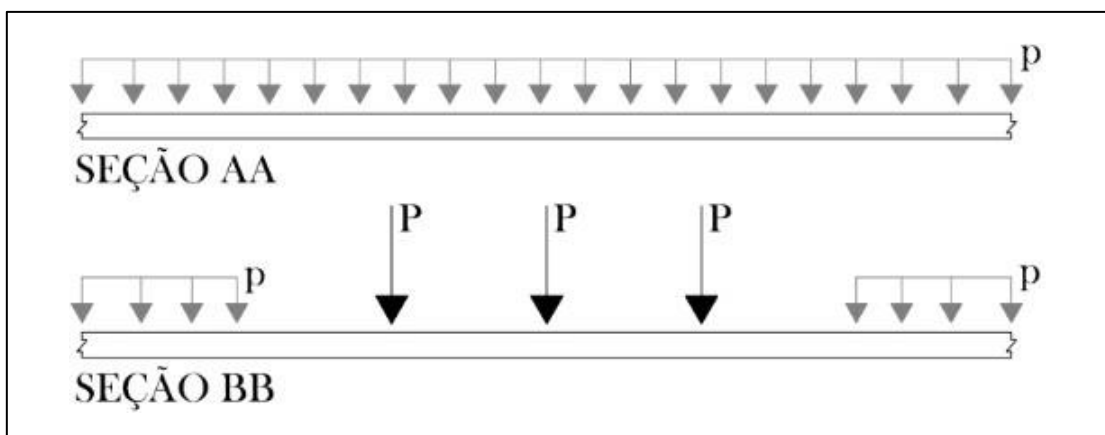
$$Q = P \cdot C_{IV} \cdot C_{NF} \cdot C_{IA}$$

Carga Distribuída:

$$q = p \cdot C_{IV} \cdot C_{NF} \cdot C_{IA}$$

A distribuição das cargas pode ser mais facilmente vista na Figura 4.

**Figura 4 – Disposição das Cargas**



**Fonte:** CAVALCANTE (2019)

Para isso, é necessário descobrir os valores do Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e Coeficiente de Impacto adicional (CIA).

Coeficiente de Impacto Vertical é caracterizado por uma majoração dos valores das cargas de carregamento concentrado  $P$  e carregamento distribuído  $p$ . Onde se é calculado um valor para cada vão e por fim sendo feito uma média ponderada para descobrir o valor de toda estrutura da ponte.

Os cálculos necessários para descobrir o valor de CIV podem ser vistos na Equação 5, onde os comprimentos para os vãos da extremidade ( $Livb$ ) é 5m e o comprimento do vão central ( $Livc$ ) é 20m

**Equação 5 -**

$$CIVb = 1 + 1.06 \left( \frac{20}{Livb + 50} \right) CIVb \leq 1.35$$

$$CIVb = 1 + 1.06 \left( \frac{20}{5 + 50} \right) \leq 1.35$$

$$CIVb = 1.39 \leq 1.35$$

$$CIVb = 1.35$$

$$CIVc = 1 + 1.06 \left( \frac{20}{Livc + 50} \right) \leq 1.35$$

$$CIV_c = 1 + 1.06 \left( \frac{20}{20 + 50} \right) \leq 1.35$$

$$CIV_c = 1.30 \leq 1.35$$

$$CIV_c = 1.30$$

$$CIV = \frac{2CIV_b * Liv_b + CIV_c * Liv_c}{2liv_b + liv_c}$$

$$CIV = \frac{2 * 1,35 * 5 + 1,3 * 20}{2.5 + 20}$$

$$CIV = 1.32$$

O valor do Coeficiente de Número de Faixas é utilizado para ajustar os valores das cargas moveis considerando o número de faixas definido na seção transversal, devido a isso o Coeficiente leva em consideração a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função das faixas

Na Equação 6 a seguir é possível achar o valor de CNF, considerando que o valor de  $n$  é o número inteiro de faixas rodoviárias a serem carregadas

#### Equação 6 -

$$CNF = 1 - 0.05(n - 2) > 0.9$$

$$CNF = 1 - 0.05(2 - 2) > 0.9$$

$$CNF = 1.0$$

Por fim calculamos o valor de CIA, que é uma majoração que considera imperfeições encontradas nas extremidades, para o caso estudado foi simplificada a equação e utilizado o valor recomendado pela NBR 7188 (ABNT 2024). Onde o valor de CIA é considerado como 1,25

Considerando que o valor da Carga Concentrada (P) é de **75kN** e o valor da carga distribuída (p) é de **5kN/m<sup>2</sup>** podemos por fim achar os valores das cargas moveis na Equação 7 e Equação 8, que mostram respectivamente os valores considerado para as lajes e para os demais componentes

**Equação 7 -**

$$Q = 75 \cdot 1.32 \cdot 1.0 \cdot 1.25$$

$$Q = 123.8 \text{ kN}$$

$$q = 5 \cdot 1.32 \cdot 1.0 \cdot 1.25$$

$$q = 8.3 \text{ kN/m}^2$$

**Equação 8 -**

$$Q = 75 \cdot 1.32 \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

$$Q = 99 \text{ kN}$$

$$q = 5 \cdot 1.32 \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

$$q = 6.6 \text{ kN/m}^2$$

### **REAÇÕES DE APOIO DAS CARGAS PERMANENTES**

.As Reações de Carga Permanente vão considerar as cargas do peso próprio da laje (***q<sub>ppl</sub>***), peso próprio do pavimento (***q<sub>pav</sub>***), peso das defensas e peso das transversinas.

Para as reações derivadas tanto do peso próprio da laje quanto do peso próprio da pavimentação podem ser visualizadas de acordo com a Figura 5 e Figura 6. Assim sendo possível adquirir os valores referentes as Reações vindas do peso próprio da Laje (***R1, ppl*** e ***R2, ppl***) que pode ser visualizado na Equação 9 e Reações vindas do peso próprio da pavimentação (***R1, pav*** e ***R2, pav***) que podem ser visualizadas na Equação 10

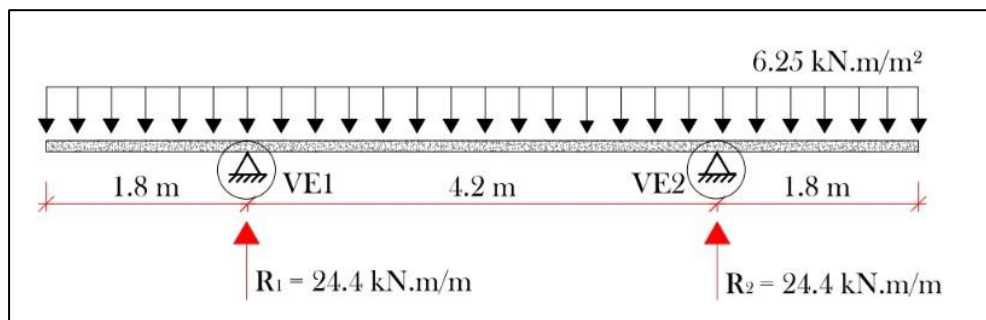
**Equação 9 -**

$$R1, ppl = R2, ppl = 24.4 \text{ kN/m}$$

**Equação 10 -**

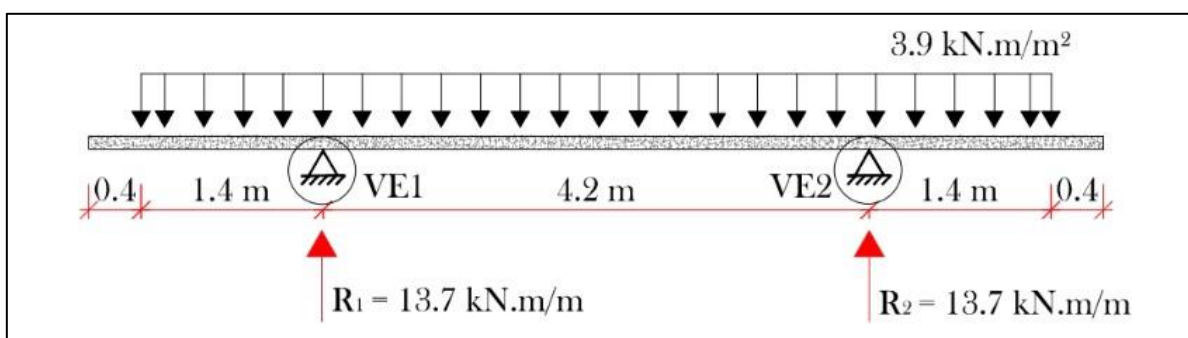
$$R1, pav = R2, pav = 13,7 \text{ kN/m}$$

**Figura 5** - Modelo para obtenção das reações de apoio devidas ao peso próprio das lajes.



Fonte: CAVALCANTE (2019)

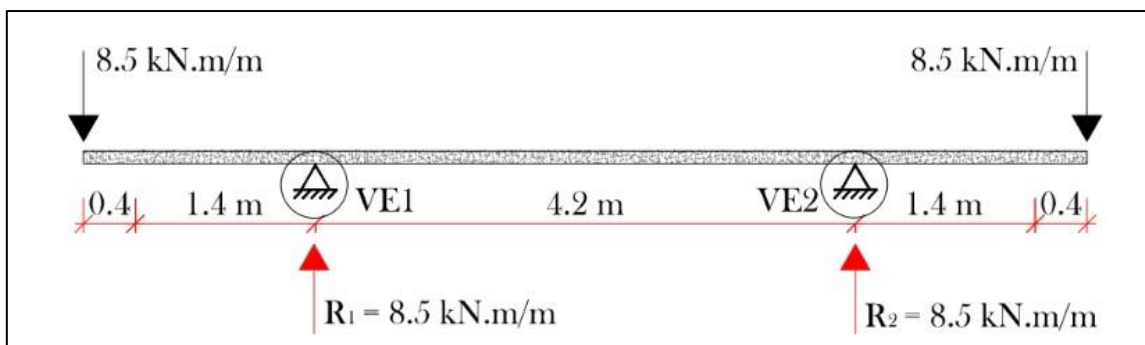
**Figura 6** - Modelo para obtenção das reações de apoio devidas ao peso próprio do pavimento



Fonte: CAVALCANTE (2019)

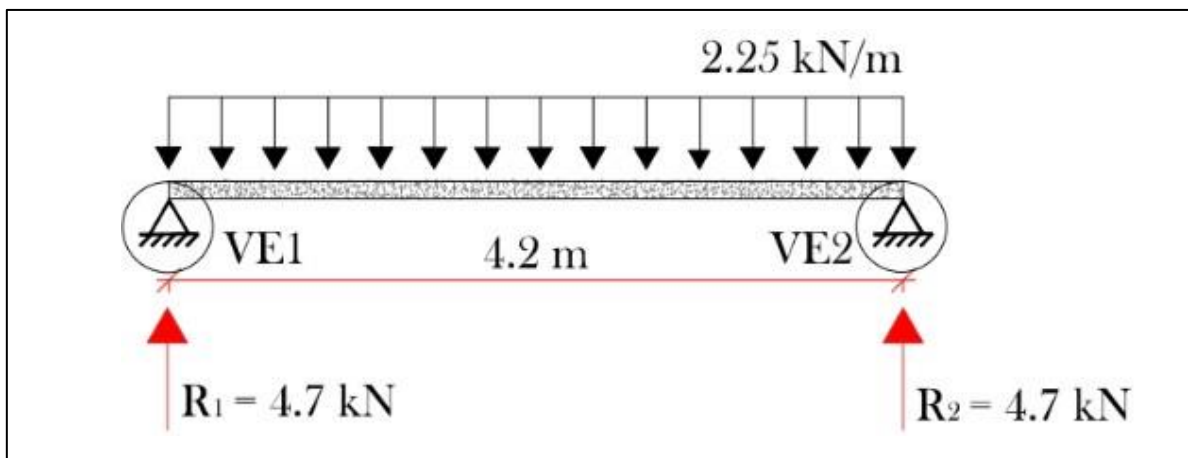
As reações das defensas ( $R1, def$  e  $R2, def$ ) e das transversinas ( $R1, trans$  e  $R2, trans$ ) por sua vez podem ser visualizadas pela Figura 7 e Figura 8, assim como pela equação 11 e equação 12.

**Figura 7** - Modelo para obtenção das reações de apoio devidas ao peso próprio das defensas.



Fonte: CAVALCANTE (2019)

**Figura 8** - Modelo para obtenção das reações de apoio devidas ao peso próprio das transversinas.



Fonte: CAVALCANTE (2019)

**Equação 11 -**

$$R_{1, \text{def}} = R_{2, \text{def}} = 8,5 \text{ kN/m}$$

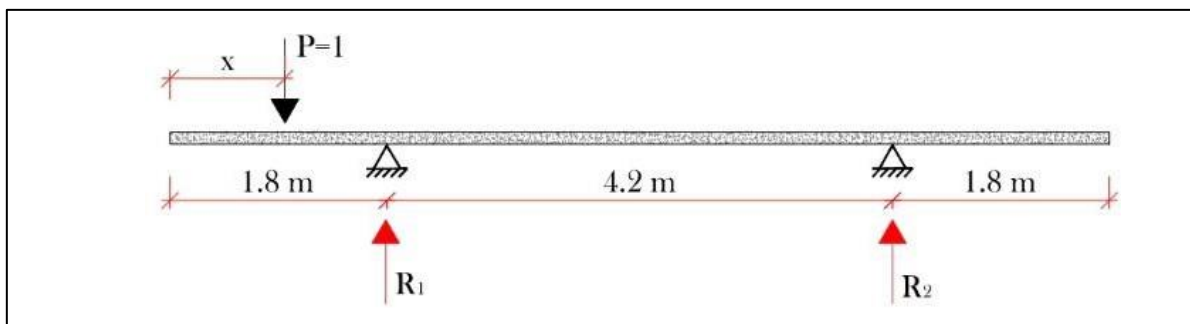
**Equação 12 -**

$$R_{1, \text{trans}} = R_{2, \text{trans}} = 4,7 \text{ kN/m}$$

## REAÇÕES DE APOIO DAS CARGAS MOVEIS

A obtenção das reações de apoio das cargas moveis foi realizada por meio do método das Longarinas Indeslocáveis, que leva em consideração as seguintes hipóteses: As longarinas são consideradas indeformáveis; As longarinas apresentam rigidez a torção desprezível; As cargas dos pneus são pontuais e seguem os parâmetros do trem-tipo BT450

Segundo o modelo de obtenção das Reações é necessário utilizar um estudo das linhas de influência, que iria considerar cada uma das longarinas como um apoio de segundo gênero, e uma carga  $P$  é colocada a uma distancia  $x$  da extremidade, conforme pode ser visto na Figura 9

**Figura 9 -** Modelo de obtenção das Linhas de Influência

Fonte: CAVALCANTE (2019)

Após isso foi calculada as Reações da Carga P nas longarinas conforme sua posição ao longo da sessão transversal da prancha, com seus dados sendo apresentados na Tabela 2

**Tabela 2 –** Reações de Apoio ao longo da sessão

| Posição $x$ (m) | $R_1$ | $R_2$ |
|-----------------|-------|-------|
| 0               | 1.43  | -0.43 |
| 1.8             | 1     | 0     |
| 3.9             | 0.5   | 0.5   |
| 6               | 0     | 1     |
| 7.8             | -0.43 | 1.43  |

Fonte: CAVALCANTE (2019)

Com esses valores, é possível achar o valor das duas equações que representam cada uma das Longarinas, conforme visto na Equação 13, com essas equações é possível determinar as reações máximas de cada uma das duas longarinas independente de qual seja a posição do veículo na sessão transversal.

**Equação 13 –**

$$\eta_1(x) = -0.238x + 1.43$$

$$\eta_2(x) = 0.238x - 0.43$$

Uma vez que a sessão é simétrica podemos considerar que suas reações máximas são iguais, conforme pode ser visto na Equação 14

#### **Equação 14-**

$$R1,vei = [\eta1(0.4) + \eta1(2.4)]Q$$

$$R1,vei = [-0.238 \cdot 0.4 + 1.43]Q + [-0.238 \cdot 2.4 + 1.43]Q = 2.2Q$$

$$R1,vei = R2,vei = 2.2 \cdot 99 = 217.8 \text{ kN}$$

As reações mínimas por sua vez podem ser descobertas da mesma forma, assim se chegando ao resultado apresentado na Equação 15

#### **Equação 15 –**

$$R1,SC,A = 7.6 \text{ kN/m}$$

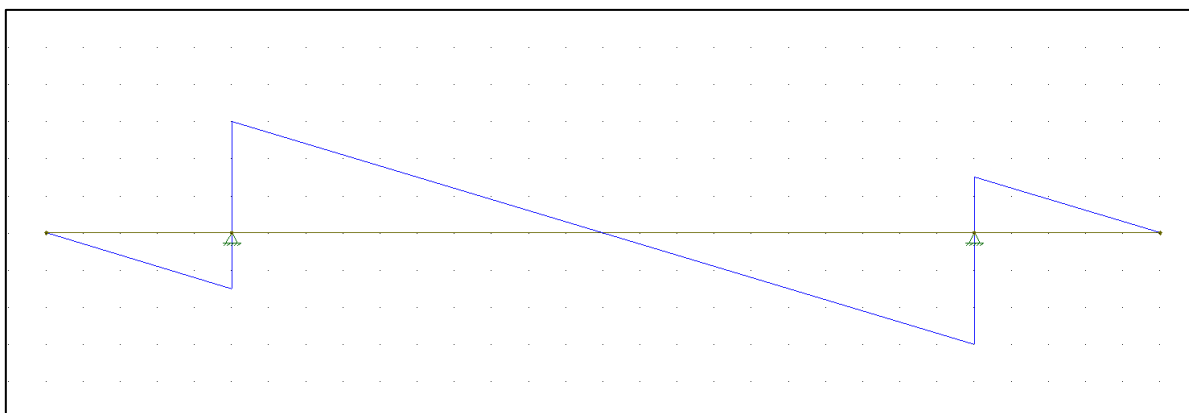
$$R1,SC,B = 24.6 \text{ kN/m}$$

### **ESFORÇOS SOLICITANTES INTERNOS**

Para obtenção dos Esforços Solicitantes, é necessário separar as cargas em duas categorias: Carga Permanente e Carga Móvel. Cargas essas que calculamos anteriormente.

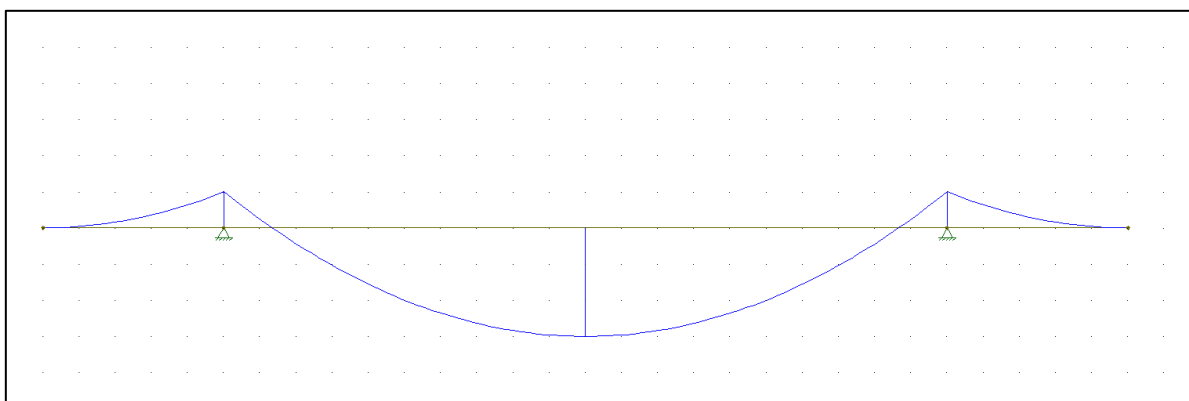
Para cada um dos casos foram plotados gráficos dos Esforços Internos, cada gráfico apresentado nas Figuras a seguir foi utilizado para a montagem da tabela 3

**Figura 10** – Diagrama de Forças Cortantes para carga permanente



Fonte: Autor

**Figura 11** – Diagrama de Momento Fletor para carga permanente



Fonte: Autor

Com as cargas vindas das Figuras 10 e Figura 11 podemos chegar nas equações referentes as forças Cortantes no Lado Esquerdo e Direito ( $V_{k,esq}$  e  $V_{k,dir}$ ) assim como as equações referentes aos Momentos Positivos e Negativos ( $M_{k,pos}$  e  $M_{k,neg}$ ) conforme vistas na Equação 16 e Equação 17.

**Equação 16 –**

$$V_{k,esq} = -5R$$

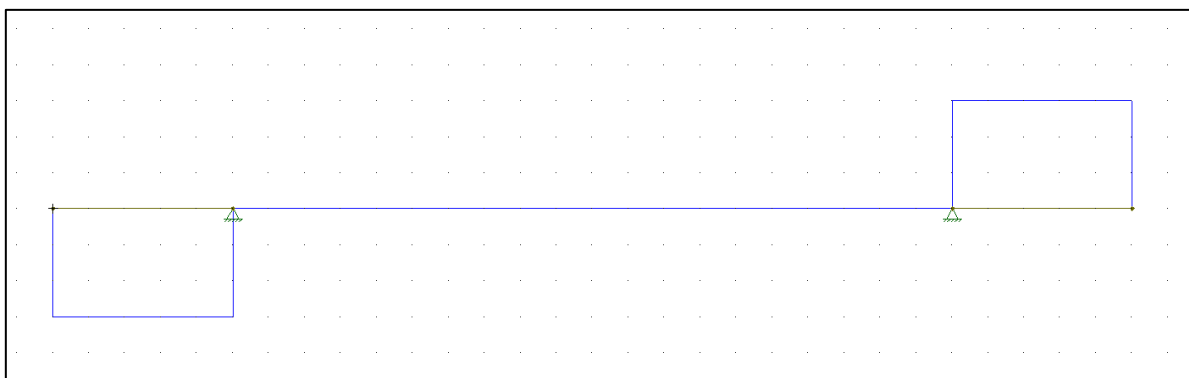
$$V_{k,dir} = 10R$$

**Equação 17 -**

$$M_{k,pos} = 37,5R$$

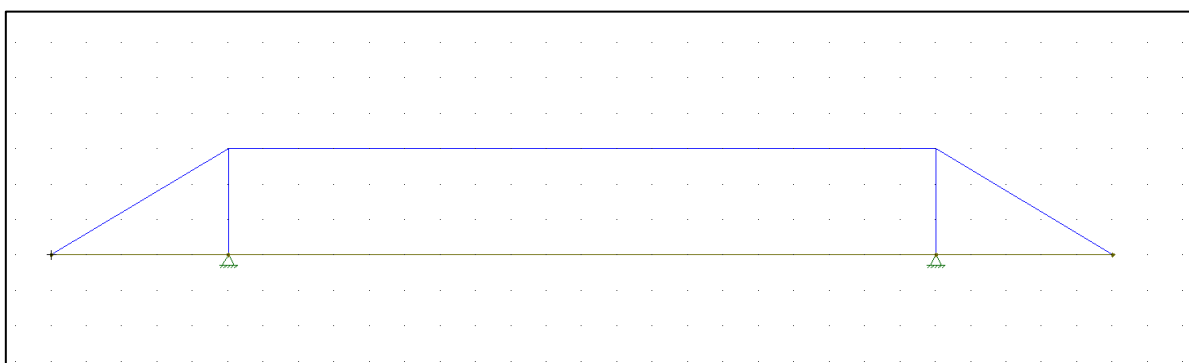
$$M_{k,neg} = 12,5R$$

**Figura 12** – Diagrama das Forças Cortantes para peso das transversinas



**Fonte:** Autor

**Figura 13** - Diagrama de Momento Fletor para peso das transversinas



**Fonte:** Autor

Na Figura 12 e Figura 13 é possível ver os Diagramas das Forças Cortantes e Diagrama dos Momentos Fletores respectivamente da sessão referente somente a transversina, desta forma podemos chegar aos valores das Forças e Momentos da mesma forma que chegamos anteriormente, conforme a Equação 18 e Equação 19

**Equação 18-**

$$V_{k,esq} = -4,7kN$$

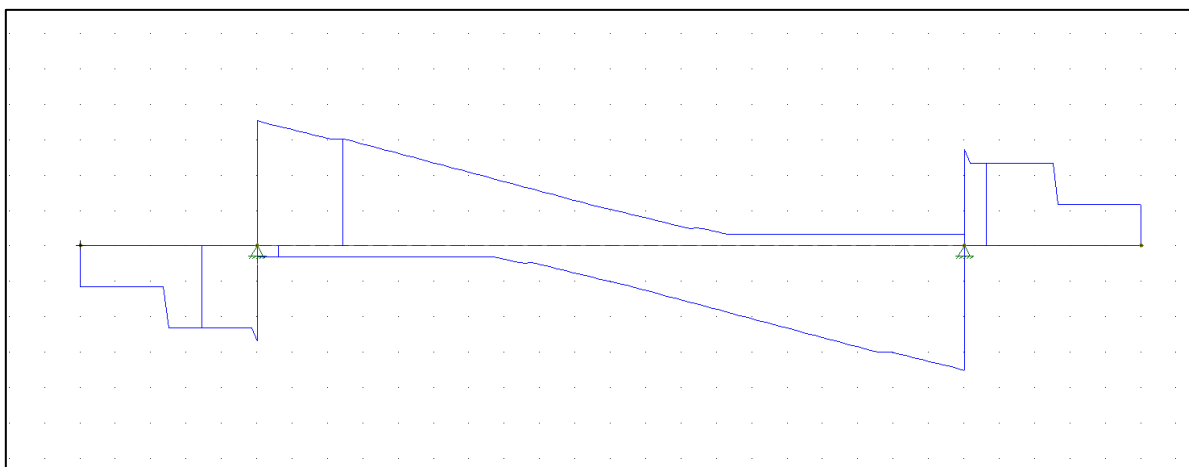
$$V_{k,dire} = 0kN$$

**Equação 19-**

$$M_{k,pos} = -23,5kNm$$

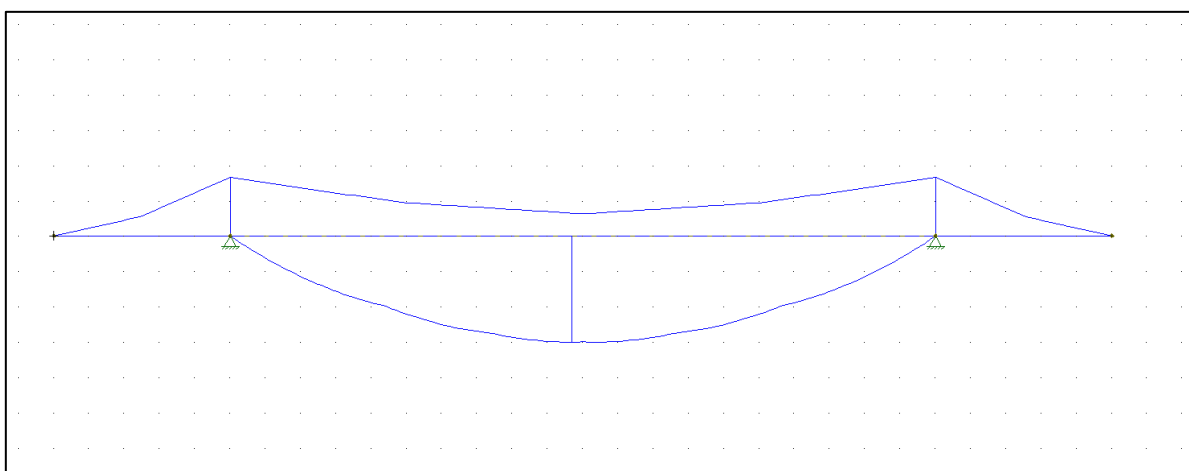
$$M_{k,neg} = -23,5kNm$$

**Figura 14** - Diagrama de Forças Cortantes para cargas moveis



Fonte: CAVALCANTE (2019)

**Figura 15** - Diagrama de Momento Fletor para cargas moveis



Fonte: CAVALCANTE (2019)

Para as cargas moveis o cálculo para cada força cortante, seja no lado esquerdo ( $Vk, esq$ ) ou no lado direito ( $Vk, dir$ ) são feitos separadamente em etapas, e juntados posteriormente em um gráfico inteiro que pode ser visto na Figura 14.

Os momentos por sua vez sofrem o mesmo processo, desta vez sendo realizados separadamente os cálculos necessários para o Momento Positivo ( $Mk, pos$ ) e Momentos Negativo ( $Mk, neg$ ). Sendo realizado o mesmo processo para os gráficos da força cortante, chegando assim no gráfico presente na Figura 15.

Com isso podemos chegar por fim nas equações 19 e 20, referentes as forças cortantes e momentos fletores que são referentes as cargas moveis

**Equação 19 –**

$$V_{k,dir} = 797kN$$

$$V_{k,esq} = -700kN$$

**Equação 20 –**

$$M_{k,pos} = 3737kNm$$

$$M_{k,neg} = -2384kNm$$

**Tabela 03 – Esforços Solicitantes Máximos nas Longarinas**

| Carga permanente               | $V_{k,esq}$ (kN) | $V_{k,dir}$ (kN) | $M_{k,neg}$ (kNm) | $M_{k,pos}$ (kNm) |
|--------------------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| Peso próprio das longarinas    | -81.5            | 163              | -203.8            | 611.3             |
| Peso próprio das lajes         | -122             | 244              | -305              | 915               |
| Pavimentação                   | -68.5            | 137              | -171.3            | 513.8             |
| Defensas                       | -42.5            | 85               | -106.3            | 318.8             |
| Peso próprio das transversinas | -4.7             | 0                | -23.5             | -23.5             |
| Carga móvel                    | -700             | 797              | -2384             | 3737              |

**Fonte:** CAVALCANTE (2019)

Com os resultados adquiridos podemos pôr fim montar a Tabela 03 que mostra os resultados das Cargas permanentes que afetam a longarina.

### **CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA**

Para realizar o equacionamento das armaduras negativas da longarina, se torna necessário considerar o valor combinado dos Esforços Cortantes assim como dos Momentos Fletores, tais valores podem ser vistos nas equações 21 e 22

**Equação 21 –**

$$\begin{aligned}
 V_{Sd} &= 1.35 (V_{k,pplong} + V_{k,ppl} + V_{k,pav} + V_{k,def} + V_{k,trans}) \\
 &\quad + 1.5 V_{k,mov} \\
 V_{Sd,esq} &= 1.35 (-81.5 - 122 - 68.5 - 42.5 - 4.7) - 1.5 \cdot 700 \\
 &= -1481 \text{ kN} \\
 V_{Sd,dir} &= 1.35 (-163 - 244 - 137 - 85 + 0) - 1.5 \cdot 797 = 2045 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

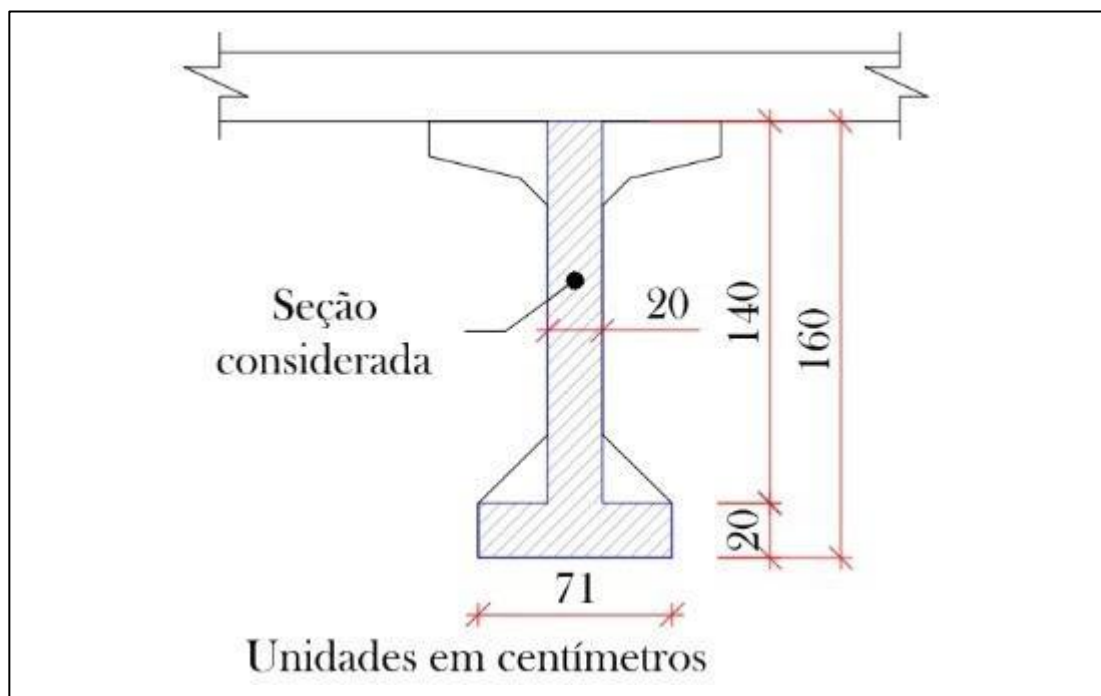
**Equação 22 –**

$$\begin{aligned}
 M_d &= 1.35 (M_{k,pplong} + M_{k,ppl} + M_{k,pav} + M_{k,def} + M_{k,trans}) \\
 &\quad + 1.5 M_{k,mov} \\
 M_{d,neg} &= -1.35 (203.8 + 305 + 171.3 + 106.3 + 23.5) - 1.5 \cdot 2348 \\
 M_{d,neg} &= -4615 \text{ kNm} \\
 M_{d,pos} &= 1.35 (611.3 + 915 + 513.8 + 318.8) - 1.0 \cdot 23.5 + 1.5 \cdot 3737 \\
 M_{d,pos} &= 8767 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Onde na Equação 21, os valores de  $V_{SD, dir}$  e  $V_{SD, esq}$  representam os esforços cortantes máximos na direita e na esquerda respectivamente com relação ao apoio de uma Longarina, assim como na Equação 22 onde os valores de  $M_{d,pos}$  e  $M_{d,neg}$  representam os valores dos momentos fletores máximos positivos e negativos no vão central da longarina.

Após isso foi analisada seção transversal da Longarina para realizar o cálculo de sua armadura negativa, onde pode ser visto na Figura 16 a seção que será considerada para o cálculo

**Figura 16** – Seção transversal considerada



**Fonte:** CAVALCANTE (2019)

Com a seção considerada em mente foram realizados os cálculos para descobrir a localização da linha neutra da estrutura, onde considerando que sua altura (***h***) é 160 cm, e sua base (***bf***) é de 71 cm, assim como as considerações da classe de agressividade do concreto que nos faz considerar o valor de ***df*** como 7 cm, podemos ter pela Equação 23 o valor de ***d***

**Equação 23-**

$$d = h - df$$

$$d = 160 - 7$$

$$d = 153cm$$

Considerando que para o cálculo original foi utilizado um concreto com resistência de 5 ***kN/cm²*** e aço CA-50 que apresenta uma tensão de escoamento de

50  $kN/cm^2$ . Com isso determinamos o parâmetro de ductilidade  $\xi$ , considerando os valores ( $\lambda = 0.8$  e  $\alpha_c = 0.85$  para o concreto C-50).

Com isso podemos realizar o cálculo presente na Equação 24 para achar a posição da linha neutra.

**Equação 24-**

$$\begin{aligned} \left(\frac{\lambda}{2}\right) * \xi^2 - \xi + \left(\frac{Md, neg}{\lambda \alpha_c b f_d 2 f_{cd}}\right) &= 0 \\ \left(\frac{0,8}{2}\right) * \xi^2 - \xi + \left(\frac{461500}{0,8 * 0,85 * 71 * 153^2 * 3,57}\right) &= 0 \\ \xi &= 0,12 \\ x = \xi d &= 0,12 * 153 \\ x &= 18,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Com o valor da linha neutra ( $x$ ) por fim podemos descobrir seu valor simplificado de acordo com a borda comprimida, visto na Equação 25

**Equação 25-**

$$\lambda x = 0,8 * 18,4 = 14,7 \text{ cm}$$

Considerando que o parâmetro de ductilidade é menor que o limite imposto pela NBR 6118 (2023) a seção da viga será dimensionada com armadura simples, com isso podemos chegar na Equação 26 para descobrir a quantidade de aço necessária

**Equação 26-**

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\lambda * \alpha_c * b f * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_s &= \frac{0,8 * 0,85 * 71 * 153 * 0,12 * 3,57}{43,5} \\ A_s &= 72,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

A segunda verificação realizada se vem do Momento Fletor mínimo a ser resistido pela secção transversal, conforme pode ser visto na Equação 27

**Equação 27-**

$$M_{d, \min} = 0,8 * W_o * f_{ctk, sup}$$

Onde o valor da resistência superior do concreto é dado por  $f_{ctk, sup}$  e é calculado pela formula presente na Equação 28

**Equação 28-**

$$f_{ctk, sup} = \frac{1}{3} * f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk, sup} = \frac{1}{3} * 50^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk} = 5,3 \text{ Mpa}$$

$$F_{ctk} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

Com isso, precisamos determinar onde está localizada a linha neutra com relação a borda superior ( $x_t$ ) e determinar o valor do Momento de Inercia da seção Bruta ( $I_c$ ), conforme na Equação 29 e Equação 30

**Equação 29 –**

$$x_t = \frac{0,5bwh^2 + (bf - bw)hf(h - 0,5hf)}{bwh + (bf - bw)hf}$$

$$x_t = \frac{0,5 * 20 * 160^2 + (71 - 20) * 20 * (160 - 0,5 * 20)}{20 * 160 + (71 - 20) * 20}$$

$$x_t = 96,9 \text{ cm}$$

**Equação 30 –**

$$I_c = (bf - bw) * hf * (h - \frac{hf}{2} - x_t)^2 + bwh (\frac{h}{2} - x_t)^2 + \frac{bwh^3}{12} + (bf - bw) * \frac{h^3 f}{12}$$

$$I_c = (71 - 20) * 20 * \left(160 - \frac{20}{2} - 96,9\right)^2 + 20 * 160 * \left(\frac{160}{2} - 96,9\right)^2 + 20 * \frac{160^3}{12} + (71 - 20) * \frac{20^3}{12}$$

$$I_c = 10650619 \text{ cm}^4$$

Por fim, podemos descobrir o valor de  $W_o$  com a equação 31

**Equação 31-**

$$W_o = \frac{I_c}{xt} = \frac{10650619}{96,9} = 109891 \text{ cm}^3$$

Agora com a Equação 32 podemos calcular o Momento Fletor Mínimo, que teve um valor menor que a combinação dos valores da secção estudada, com isso, podemos utilizar a Área de Aço ( $A_s$ ) calculadas na equação 26.

**Equação 32 –**

$$M_{d,min} = 0.8 \cdot 109891.5 \cdot 0.53 = 46533.5 \text{ kNcm} \leq M_{d,neg}$$

$$= 461500 \text{ kNcm}$$

Dadas as informações adquiridas, consideramos o tamanho da bitola das armaduras negativas como  $\phi_{adot} = 32 \text{ mm}$ , assim a área de uma barra seria calculada pela Equação 33 e por fim iríamos descobrir a quantidade de bitolas necessárias para satisfazer a área de aço estipulada por meio da Equação 34

**Equação 33 –**

$$A_{s1b} = \pi \phi \frac{adot^2}{4}$$

$$A_{s1b} = \frac{\pi * 3,2^2}{4}$$

$$A_{s1b} = 8 \text{ cm}^2$$

**Equação 34 –**

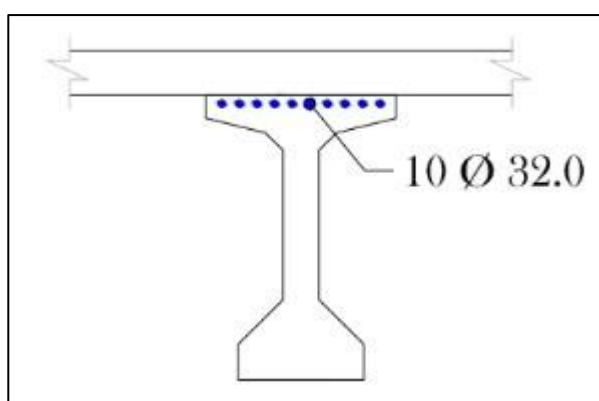
$$nb = \frac{As}{As1b}$$

$$nb = \frac{72,8}{8}$$

$$nb = 10 \text{ barras}$$

Por fim podemos fazer o desenho de como seria distribuída a armadura negativa no projeto original, sem utilização do UHPC, conforme visto na Figura 17

**Figura 17 – Posicionamento das Armaduras Negativas**



**Fonte:** CAVALCANTE (2019)

### **CALCULO DA ARMADURA NEGATIVA DA LONGARINA DE UHPC**

Para o cálculo das armaduras negativas da longarina dimensionada com a utilização do UHPC temos algumas diferenças na hora do cálculo, a parte inicial que considera o valor dos esforços combinados da Força Cortante e do Momento Fletor, presentes na Equação 21 e Equação 22 acima se mantem os mesmos.

Assim como o cálculo presente na Equação 23 para achar o valor de  $d$ , porem conforme avançamos nos cálculos para descobrir a armadura percebemos as diferenças presentes.

Para descobrir a linha neutra da segunda longarina dimensionada, precisamos considerar que o concreto de UHPC apresenta uma resistência de  $15kN/cm^2$ , porem apresenta o mesmo aço CA-50 que sua contraparte original, com isso precisamos determinar o parâmetro de ductilidade  $\xi$  ( $\lambda = 0,60$  e  $\alpha_c = 1$  para o

concreto UHPC com resistência de 150Mpa) com a Equação 35 e por fim descobrir a localização da linha neutra com a Equação 36.

**Equação 35-**

$$\left(\frac{\lambda}{2}\right) * \xi^2 - \xi + \left(\frac{Md, neg_2}{\lambda * \alpha c * b f * d * fcd}\right) = 0$$

$$\left(\frac{0,6}{2}\right) * \xi^2 - \xi + \left(\frac{461500}{0,6 * 1 * 71 * 153^2 * 10,71}\right) = 0$$

$$\xi = 0,04$$

$$x = \xi d = 0,04 * 153$$

$$x = 6,12cm$$

**Equação 36-**

$$\lambda x = 0,8 * 6,12 = 4,90 \text{ cm}$$

Considerando que o parâmetro de ductilidade é menor que o limite imposto pela NBR 6118 (2023) a secção da viga será dimensionada com armadura simples da mesma forma que a original, com isso chegamos na Equação 37 para descobrir a quantidade de aço necessária na segunda longarina

**Equação 37-**

$$As = \frac{\lambda * \alpha c * b f * d * \xi * fcd}{fyd}$$

$$As = \frac{0,6 * 1 * 71 * 153 * 0,04 * 10,71}{43,5}$$

$$As = 64,18 \text{ cm}^2$$

Dada que as segundas verificações referentes ao Momento Fletor mínimo a ser resistido pela secção transversal se mantem iguais para ambas as longarinas, vamos manter seus valores para comparação. Assim, da mesma forma que a primeira estrutura manteve a utilização da Área de Aço calculada anteriormente.

Da mesma forma que anteriormente foram consideradas bitolas para a armadura negativa com tamanho de  $\varnothing_{adot} = 32mm$ , assim a área de uma barra seria a mesma considerada anteriormente e por meio da Equação 38 iríamos descobrir a quantidade de bitolas necessárias para satisfazer a área de aço estipulada

**Equação 38 –**

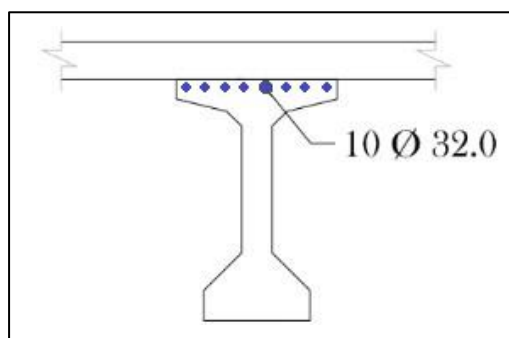
$$nb = \frac{As}{As1b}$$

$$nb = \frac{64,18}{8}$$

$$nb = 8 \text{ barras}$$

Por fim podemos fazer o desenho de como seria distribuída a armadura negativa no projeto original, sem utilização do UHPC, conforme visto na Figura 18

**Figura 18 –** Posicionamento das Armaduras Negativas na segunda longarina



**Fonte:** Autor

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com o resultado da quantidade de barras necessárias para a armadura negativa da longarina, podemos perceber que a segunda estrutura, dimensionada considerando a utilização do UHPC, teve uma redução de 20% na quantidade necessária, onde a primeira se fazia necessária a utilização de 10 barras com diâmetro de 32 mm, com sua contraparte tendo a necessidade de apenas 8 barras com o mesmo diâmetro

Considerando que o objeto de estudo foi somente as armaduras negativas, é possível considerar que a quantidade de bitolas necessárias para as armaduras positivas, armaduras de pele e armaduras transversais também apresentariam uma quantidade menor em sua utilização

Assim, a estrutura apresentaria em sua composição uma quantidade consideravelmente menor de bitolas de aço, tornando sua estrutura mais leve e fácil de ser confeccionada

Devido ao alto custo do material UHPC, uma segunda possibilidade que poderia ser analisada futuramente, seria a diminuição da Área da Secção da longarina, assim a quantidade de armaduras seria mais próxima do original, porém com menos utilização do Ultra-High-Performance Concrete

## CONCLUSÕES

Apesar do material apresentar grande vantagem em sua utilização, devido a sua possibilidade de utilização de menos material para confecções de pontes no Brasil, o material pode ser considerado viável em estruturas de grande porte.

Pontes com grande movimentação e grandes distancias são consideradas estruturas mais viáveis para a utilização do material, dada as corretas correções na utilização.

## REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7187: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7188: Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas**. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7480: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - requisitos**. Rio de Janeiro, 2024.

BAJABER, M. A.; HAKEEM, I. Y. UHPC evolution, development, and utilization in construction: A review. **Journal of Materials Research and Technology**, v. 10, p. 1058-1074, 2021.

CAVALCANTE, Gustavo Henrique F. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. São Paulo: Editora Blucher, 2019. E-book. p. 167. ISBN 9788521218623. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521218623/>. Acesso em: 13 mai. 2025.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. 2018.

PARIZOTTO, Liana. **Concreto armado**. Porto Alegre: SAGAH, 2017. E-book. p. 27. ISBN 9788595020917. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788595020917/>. Acesso em: 19 mar. 2025.

QUADROS, Helena Szortika. **Projeto estrutural de ponte: comparativo de soluções com vigas seções T pré-moldada e caixão moldado in loco**. 2013.

RESPLENDINO, Jacques. First recommendations for ultra-high-performance concrete and examples of application. In: **International symposium on ultra high performance concrete**, 2004. p. 79-90.