



JEAN MICHEL ANDRADE NABACK

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS
MISTAS MADEIRA-CONCRETO PARA
UMA PONTE**

**LAVRAS-MG
2021**

JEAN MICHEL ANDRADE NABACK

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS
MISTAS MADEIRA-CONCRETO PARA
UMA PONTE**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador
B.Sc. Bruno Marani Siciliano
Coorientador

**LAVRAS-MG
2021**

JEAN MICHEL ANDRADE NABACK

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS
MISTAS MADEIRA-CONCRETO PARA
UMA PONTE**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 19 de novembro de 2021.

D.Sc. Ígor José Mendes Lemes UFLA

B.Sc. Bruno Marani Siciliano UFMG

D.Sc. Jéssica Lorrany e Silva UFMG



Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador

B.Sc. Bruno Marani Siciliano
Coorientador

**LAVRAS-MG
2021**

RESUMO

Apesar de pouco comum, o uso das estruturas mistas de madeira-concreto apresenta grande viabilidade de utilização já que promovem melhor resistência a propagação do fogo, melhores propriedades acústicas e de vibração, além de proporcionar redução no custo e tempo de obra. Com a intenção de contribuir para a popularização das estruturas mistas de madeira e concreto, este trabalho, a partir do projeto de uma ponte em concreto armado proposto por Marchetti (2008), se propõe a dimensionar vigas e estruturas de travamento em madeira laminada colada de modo a atender às condições de segurança nos estados limites últimos e de utilização. Para os cálculos, foi considerada a contribuição da laje de concreto armado na inércia da viga na forma de seção T, baseada no equilíbrio de forças, o que proporcionou uma análise mais precisa e o melhor aproveitamento dos materiais. Além disso, os conectores metálicos foram dimensionados de modo a resistirem aos esforços de cisalhamento e, também, impedir o desprendimento vertical entre os materiais, o que garante o desempenho mecânico da estrutura mista. Ao final do dimensionamento, observou-se que a configuração da estrutura adotada não é a ideal, já que proporcionou uma má otimização da madeira e pouco uso de sua resistência, sendo sugerida a adoção de outro sistema estrutural, como a de ponte treliçada.

Palavras-chave: Dimensionamento Estrutural, Pontes, Estrutura Mista de Madeira-Concreto.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objetivos	1
2	REFERENCIAL TEÓRICO	2
2.1	Definição	2
2.2	Elementos constituintes de uma ponte	2
2.3	Classificação	2
2.4	Solicitações em pontes	3
2.4.1	Cargas permanentes	4
2.4.2	Cargas móveis	4
2.4.3	Cargas nos passeios	5
2.4.4	Coefficientes de ponderação das cargas verticais	6
2.4.5	Forças horizontais	7
2.4.6	Ações excepcionais	7
2.4.7	Ação do vento	8
2.4.8	Pressão da água em movimento	8
2.5	Caracterização das propriedades da madeira	9
2.5.1	Classes de umidade	9
2.5.2	Classes de resistência	9
2.5.3	Valores de cálculo	10
2.5.4	Coefficiente de modificação	11
2.6	Combinação de ações agrupadas	13
2.7	Linha de influência	14
2.8	Largura colaborante de vigas de seção T	14
2.9	Verificações em vigas de madeira	15
2.9.1	Flexão reta	15
2.9.2	Instabilidade lateral	16
2.9.3	Deslocamento excessivo	16
2.10	Sistemas de conexões	17
2.10.1	Número de conectores	17
2.10.2	Verificação dos conectores	17
3	METODOLOGIA	19
3.1	Especificações da ponte	19

4	DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA DE MADEIRA	21
4.1	Cálculo das cargas permanentes	21
4.2	Carga móvel e envoltória de esforços.....	22
4.3	Pré-dimensionamento.....	23
4.3.1	Primeira tentativa	23
4.3.2	Segunda tentativa	27
4.4	Coeficientes de ponderação para ELU	29
4.4.1	Largura da mesa colaborante.....	30
4.4.2	Definição das equações para verificação da estrutura mista.....	31
4.5	Verificação da seção T para flexão	33
4.5.1	Primeira tentativa	33
4.5.2	Segunda tentativa	37
4.6	Verificação das ligações metálicas.....	41
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO	43
6	CONCLUSÃO	44
7	REFERÊNCIAS	45

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

As pontes são elementos de grande importância para o desenvolvimento da infraestrutura de um país, já que ao transpor obstáculos, facilitam a conexão de vias, ocasionando uma economia de tempo e combustível no transporte. Sendo assim, é interessante a ampliação das possibilidades de materiais que podem ser utilizados para a construção dessas, visando não só os ganhos econômicos, mas também melhorias estéticas e mecânicas.

A evolução da tecnologia permitiu a criação da madeira “engenheirada” que, apesar de promover um alívio de cargas na fundação e possuir vantagens ecológicas, ainda é pouco utilizada no cenário nacional. Isto posto, o desenvolvimento de obras de arte utilizando este material faz-se importante para popularização da madeira como elemento estrutural na construção civil brasileira.

Além disso, a combinação de madeira e concreto permite o desenvolvimento de estudos estruturais pouco citados em normas e referências nacionais, de forma que o presente trabalho pode auxiliar no desenvolvimento de pesquisas futuras no tema.

1.2 Objetivos

O presente trabalho visa ao dimensionamento da superestrutura de uma ponte mista de madeira e concreto, com o intuito de avaliar manualmente e comparar o comportamento da estrutura reticulada com a de outra ponte de mesmo vão projetada apenas em concreto armado, por Marchetti (2008).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Definição

Segundo Marchetti (2008), pontes são obras de arte que tem como finalidade a transposição de obstáculos para permitir a continuidade de uma via de comunicação.

Ainda em seu trabalho, Marchetti (2008), ressaltou que, são chamadas de pontes aquelas que dispõem sobre cursos de rios ou braços de mar. Já as construções sobre vales profundos, outras vias ou obstáculos não constituídos de água são conhecidas como viadutos.

Vale salientar também que, as obras destinadas exclusivamente à circulação de pedestres e ciclistas, são classificadas como passarelas.

2.2 Elementos constituintes de uma ponte

Sob o ponto de vista funcional, Pfeil (1979) afirmou que as pontes podem ser divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

A infraestrutura é constituída por elementos que permitem a transferência dos esforços recebidos da mesoestrutura para o solo ou rocha no terreno de implantação da obra. Integram a infraestrutura fundações como as de bloco, sapatas, estacas, entre outras. Além de elementos de ligação como os blocos de cabeça de estacas.

A mesoestrutura, por meio dos pilares, recebe os esforços da superestrutura e de outras forças diretamente aplicadas nos seus componentes, como a pressão dos ventos e das correntes de água.

Já a superestrutura é constituída basicamente por vigas e lajes, que são elementos de suporte imediato do estrado, e por isso são considerados como a parte utilizável da obra.

2.3 Classificação

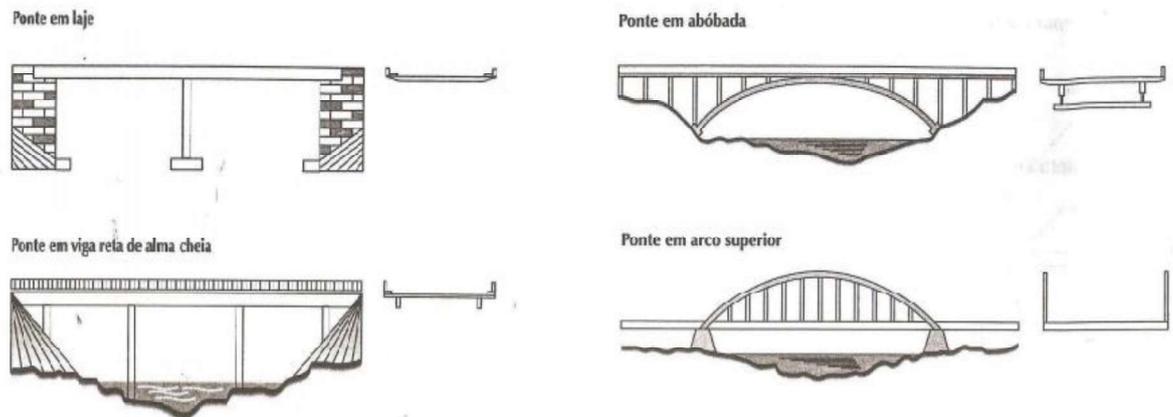
Para que uma estrutura possa ser classificada como uma ponte, o vão total a ser vencido deve possuir no mínimo 10 metros de comprimento, caso contrário, a construção é classificada como bueiro quando o vão alcança até 2 metros, e pontilhão quando o vão fica entre 2 e 10 metros.

As pontes podem ainda ser classificadas de acordo com a natureza de seu tráfego. Nesse caso as classes são divididas em ferroviárias, rodoviárias e mistas. Além disso, existem

variações em seu sistema estrutural, como as pontes em arco superior, em laje, pênsil, em viga reta treliçada, entre outras, como representado nas Figura 1 e 2.

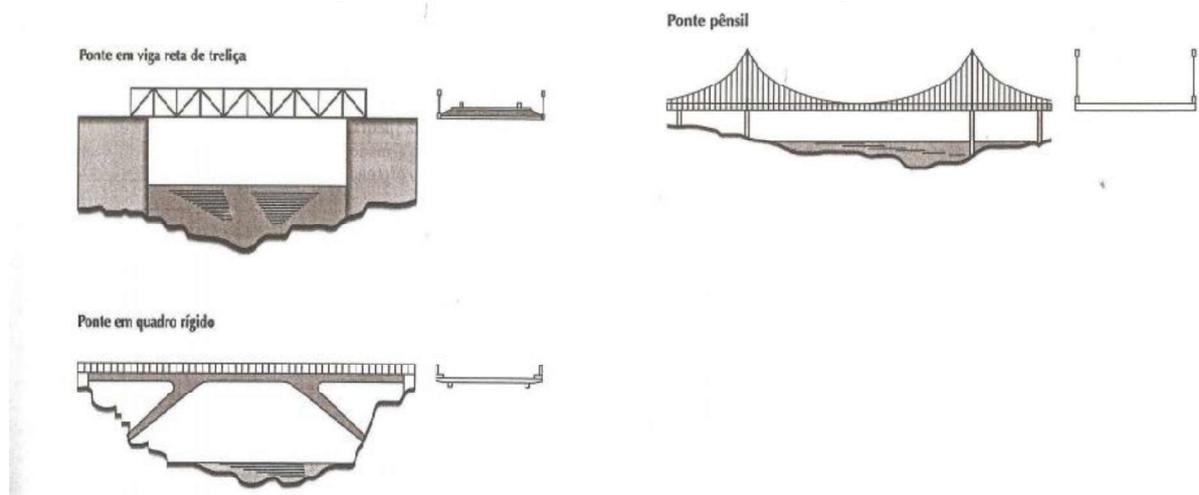
Outro tipo de classificação é relacionado ao material que as constitui, como madeira, concreto armado protendido ou não, metálicas, mistas e até mesmo de pedra.

Figura 1– Classificação das estruturas de pontes.



Fonte: Marchetti (2008), ps. 5 e 6.

Figura 2– Classificação das estruturas de pontes.



Fonte: Marchetti (2008), ps. 5 e 6.

2.4 Solicitações em pontes

A estrutura de uma ponte, como qualquer outra estrutura, deve suportar, além das cargas externas, o seu peso próprio. Pfeil (1979) ressaltou a importância do peso próprio na solicitação total da estrutura, comparando uma ponte metálica de vão livre de 10 metros, onde o peso

próprio da estrutura tem pequena importância, com uma ponte de concreto armado de vão livre de 200 metros, onde o peso próprio é a solicitação predominante na estrutura.

Além disso, existem as solicitações devidas aos veículos, que são denominadas cargas úteis. O movimento dos veículos e as irregularidades da pista acarretam um acréscimo no peso atuante, denominado efeito de impacto vertical. Os veículos ainda, devido a aceleração e frenagem, produzem esforços horizontais longitudinais.

Há também as solicitações devido à pressão causada pelos elementos naturais como o solo, vento e a água, e os esforços produzidos por deformações internas ocasionadas pela dilatação, retração ou fluência do material estrutural.

2.4.1 Cargas permanentes

De acordo com Marchetti (2008), para o cálculo das cargas permanentes em uma ponte, deve-se considerar o peso próprio da estrutura e de outros elementos que permaneceram fixos na construção ao longo de sua vida útil, como guarda-corpo, guarda-rodas, calçadas, lastros, etc.

Conhecendo o volume (V) ou o volume relativo ao comprimento unitário (v) dos elementos da construção, e seus respectivos pesos específicos (ρ), que podem ser consultados nas tabelas da norma ABNT NBR 6120:1980, a obtenção dos valores de carregamento será realizada pelas seguintes formulações:

$$\text{Carga permanente distribuída: } q = v \cdot \rho \text{ (kN/m)} \quad (1)$$

$$\text{Carga permanente concentrada: } G = V \cdot \rho \text{ (kN)} \quad (2)$$

2.4.2 Cargas móveis

A norma ABNT NBR 7188:2013 define como P , em quilonewtons (kN), a carga estática concentrada aplicada no nível do pavimento, e como p , em quilonewtons por metro quadrado (kN/m²), a carga uniformemente distribuída aplicada no nível do pavimento. Já as cargas móveis, concentrada (Q) e distribuída (q), são iguais aos valores característicos dos carregamentos estáticos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), conforme as formulações:

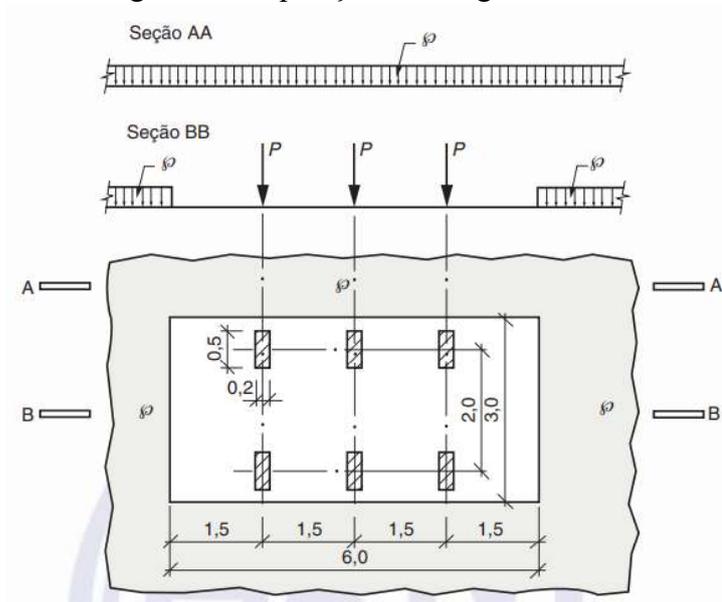
$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (3)$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (4)$$

As cargas para as ações em pontes, galerias e viadutos tem sua disposição representada na Figura 3 e são determinadas pela mesma norma, de acordo com as seguintes classes:

- TB – 450: definida por um veículo tipo de 450 kN, de 6 rodas, com carga estática (P) de 75 kN, três eixos afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m².
- TB – 240: para obras em estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares. Definida por um veículo tipo de 240 kN, de 6 rodas, com carga estática (P) de 40 kN, três eixos afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 4$ kN/m².

Figura 3– Disposição das cargas estáticas.



Fonte: ABNT NBR 7188:2013, p. 4.

Segundo a norma ABNT NBR 7188:2013 a carga móvel pode assumir qualquer posição em toda pista de rolamento, inclusive acostamentos e faixas de segurança, de modo a ser aplicada na posição mais desfavorável.

2.4.3 Cargas nos passeios

A ABNT NBR 7188:2013 define ainda que, em passeios para pedestres de pontes e viadutos, adota-se uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m² na posição mais

desfavorável coincidente com a carga móvel rodoviária. Além disso, ressalta-se que esse valor não deve ser ponderado com os coeficientes *CIV*, *CNF* e *CIA*.

2.4.4 Coeficientes de ponderação das cargas verticais

2.4.4.1 Coeficiente de impacto vertical

Deve ser aplicado às cargas móveis para o dimensionamento de toda a estrutura conforme o modelo apresentado no tópico 4.2, o coeficiente de impacto vertical é definido por:

$$CIV = 1,35, \text{ para estruturas com vão menor do que } 10 \text{ m}; \quad (5)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right), \text{ para estruturas com vão entre } 10 \text{ m e } 200 \text{ m} \quad (6)$$

em que L_{iv} é o vão em metros para o cálculo *CIV*, conforme o tipo de estrutura, sendo a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos e o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço.

Para vãos maiores que 200 metros a ABNT NBR 7188:2013 indica a necessidade de um estudo específico para a amplificação dinâmica e determinação do coeficiente de impacto vertical.

2.4.4.2 Coeficiente de número de faixas

O *CNF* deve ser aplicado para a ponderação das cargas móveis características e é definido como:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (7)$$

na qual n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são considerados faixas de tráfego da rodovia.

Este coeficiente não deve ser aplicado no dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego como lajes e transversinas.

2.4.4.3 Coeficiente de impacto adicional

Os esforços das cargas móveis devem ser majorados com o coeficiente de impacto adicional nas juntas ou descontinuidade estrutural a uma distância horizontal inferior a 5 metros para cada lado, e seu valor é dado por:

$$CIA = 1,25, \text{ para obras em concreto ou mistas;} \quad (8)$$

$$CIA = 1,15, \text{ para obras em aço;} \quad (9)$$

2.4.5 Forças horizontais

2.4.5.1 Frenagem e aceleração

Segundo a ABNT NBR 7188:2013, as forças horizontais produzida pela frenagem e/ou aceleração aplicada no tabuleiro, são uma porcentagem da carga característica dos veículos aplicada na posição mais desfavorável, e é definida por:

$$H_f = 0,25.B.L.CNF \geq 135 \text{ kN;} \quad (10)$$

sendo B e L são respectivamente a largura efetiva e o comprimento em metros da carga distribuída de 5 kN/m².

2.4.5.2 Força centrífuga

Pela ABNT NBR 7188:2013, as forças horizontais provenientes da força centrífuga em obras em curva horizontal, são um percentual da carga do veículo tipo aplicada sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, conforme a relação:

$$H_{fc} = 2,4.P \text{ em kN, para curvas com raio } R < 200 \text{ m;} \quad (11)$$

$$H_{fc} = \frac{480}{R}.P \text{ em kN, para curvas com raio } 200 \text{ m} < R < 1500 \text{ m;} \quad (12)$$

$$H_{fc} = 0, \text{ para raios superiores a } 1500 \text{ m;} \quad (13)$$

nas quais R é o raio da curva horizontal no eixo da obra, expresso em metros.

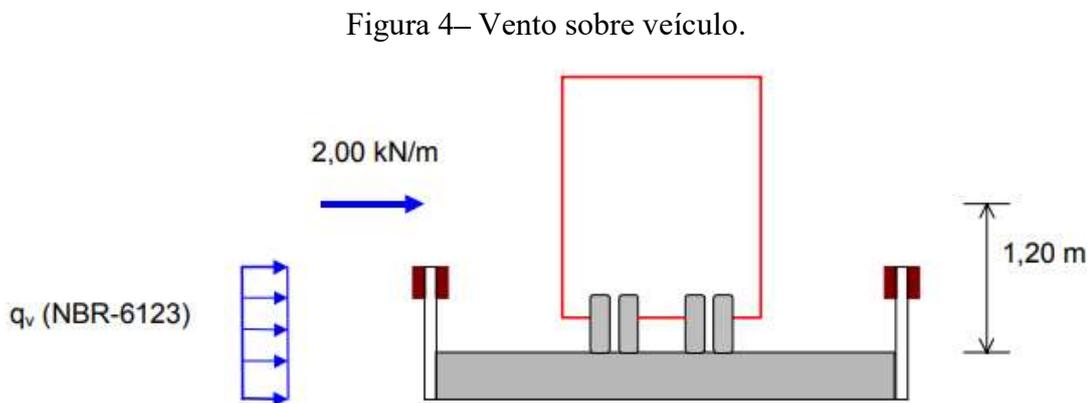
2.4.6 Ações excepcionais

A ABNT NBR 7188:2013 determina que as ações excepcionais (colisões) sobre os elementos estruturais e sobre a obra precisam ser verificadas apenas no estado-limite ultimo e de estabilidade global de forma isolada. O meio fio e o guardas rodas devem ser dimensionados para uma força horizontal perpendicular a direção do tráfego com um valor de 100 kN. Já o

guarda corpo, deve ser considerado um carregamento horizontal linearmente distribuído no topo do elemento com o valor de 2 kN/m.

2.4.7 Ação do vento

Calil Júnior (2006) afirmou que, para as ações dos ventos, deve-se seguir as prescrições na ABNT NBR 6123:1988, somado ao efeito do vento sobre os veículos com um valor característico de 2 kN/m na horizontal, aplicado a uma altura de 1,20 m acima da superfície de rolamento, conforme indicado na Figura 4:



Fonte: Calil Júnior (2006), p. 25.

2.4.8 Pressão da água em movimento

Segundo a ABNT NBR 7187:2003 a pressão da água em movimento em pilares e fundação pode ser determinada com a relação:

$$p = k \cdot v_a^2; \quad (14)$$

em que, v_a é a velocidade da água em metros por segundos (m/s), e k é um coeficiente, cujo valor é de 0,34 para elementos com seção transversal circular. Para elementos com seção transversal retangular o valor de k é função do ângulo de incidência do movimento das águas em relação ao plano da face do elemento, conforme o Quadro 1:

Quadro 1–Valores de k em função do ângulo de incidência.

Ângulo de incidência	k
90°	0,71
45°	0,54
0°	0

NOTAS

1 Para situações intermediárias, o valor de k deve ser obtido por interpolação linear.

2 A pressão p deve ser considerada sobre uma área igual à da projeção do elemento em um plano perpendicular à direção do movimento da água. Para elementos com outras seções transversais, consultar a bibliografia especializada para a determinação do fator k .

Fonte: ABNT NBR7187 (2003), p. 7.

2.5 Caracterização das propriedades da madeira

2.5.1 Classes de umidade

A ABNT NBR 7190:2010 indica que, para ajustar as propriedades de resistência e de rigidez às condições ambientes em que a estrutura está submetida, é necessário a definição das classes de umidades como especificados no Quadro 2:

Quadro 2–Classes de umidade.

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$U_{amb} \leq 65 \%$	12 %
2	$65 \% < U_{amb} \leq 75 \%$	15 %
3	$75 \% < U_{amb} \leq 85 \%$	18 %
4	$U_{amb} > 85 \%$ durante longos períodos	$\geq 25 \%$

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 5.

2.5.2 Classes de resistência

As classes de resistência para a madeira são definidas pela ABNT NBR 7190:2010 de acordo com os Quadros 3 e 4:

Quadro 3–Classe de resistência das coníferas.

Coníferas (Valores na condição-padrão de referência U = 12 %)				
Classes	f_{c0k} MPa	$f_{v0,k}$ MPa	$E_{c0,m}$ MPa	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C20	20	4	3500	500
C25	25	5	8500	550
C30	30	6	14500	600

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 7.

Quadro 4–Classe de resistência das folhosas.

Folhosas (Valores na condição-padrão de referência U = 12 %)				
Classes	f_{c0k} MPa	$f_{v0,k}$ MPa	$E_{c0,m}$ MPa	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
D20	20	4	9500	650
D30	30	5	14500	800
D40	40	6	19500	950
D50	50	7	22000	970
D60	60	8	24500	1000

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 7.

A classe das coníferas é composta por pinus e pinheiros, que tem em sua característica madeira de coloração clara e constituição homogênea. Já as folhosas, que englobam a maior parte espécies florestais brasileira, apresentam grande variação de cores em sua madeira, são exemplos dessa classe os eucaliptos e pau-brasil.

2.5.3 Valores de cálculo

2.5.3.1 Resistência de cálculo

De acordo com a ABNT NBR 7190:2010 os valores de cálculo X_d de uma propriedade da madeira é definido por:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_w} \quad (15)$$

em que k_{mod} é o coeficiente de modificação definido no tópico 2.5.4 deste trabalho, X_k a resistência característica e γ_w o coeficiente de minoração que é definido da seguinte maneira:

$$\text{-para estado limite de serviço: } \gamma_w = 1,0 \quad (16)$$

-para estado limite ultimo com tenções de compressão paralela às fibras:

$$\gamma_w = 1,4 \quad (17)$$

-para estado limite ultimo com tenções de cisalhamento paralela às fibras:

$$\gamma_w = 1,8 \quad (18)$$

2.5.3.2 Módulo de elasticidade efetivo

Segundo a ANBT NBR7190: 2010, nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira o modulo de elasticidade específico definido como $E_{c0,ef}$ deve ser definido como:

$$E_{c0,ef} = K_{mod} \cdot E_{c0,m} \quad (19)$$

na qual $E_{c0,m}$ é o modulo de elasticidade com valores definidos pelos Quadros 3 e 4.

2.5.4 Coeficiente de modificação

O coeficiente de modificação, k_{mod} , ajusta os valores característicos da madeira de acordo com as condições de carregamento, umidade admitida e qualidade da madeira. Este é definido pela seguinte equação:

$$K_{mod} = K_{mod1} \cdot K_{mod2} \cdot K_{mod3} \quad (20)$$

O coeficiente k_{mod1} leva em consideração a classe de carregamento que a madeira está submetida, com forme a Quadro 5.

Já o confidente k_{mod2} é definido pela classe de umidade e o tipo de madeira conforme a Quadro 6.

E por último, o coeficiente k_{mod3} depende da qualidade da madeira o que requer uma avaliação de todas as peças estruturais. Quando usadas madeiras classificadas seu valor é definido pelos Quadros 7 e 8. Contudo, ao considerar a utilização de madeira de segunda qualidade o valor de k_{mod3} a ser adotado é 1.

Quadro 5– Classes de carregamento e valores de k_{mod1} .

Classes de carregamento	Ação variável principal da combinação		Tipos de madeira	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica	Madeira serrada Madeira roliça Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	Permanente	Vida útil da construção	0,60	0,30
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses	0,70	0,45
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses	0,80	0,65
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana	0,90	0,90
Instantânea	Instantânea	Muito curta	1,10	1,10

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 9.

Quadro 6 –Valores de k_{mod2} .

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira roliça Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1)	1,00	1,00
(2)	0,90	0,95
(3)	0,80	0,93
(4)	0,70	0,90

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 9.

Quadro 7 –Valores de k_{mod3} para as coníferas.

Classificação	Classe	Tipo de classificação	
		Apenas visual	Visual e mecânica
Densas (D)	SE-D	0,70	0,90
	S1-D	0,60	0,80
	S2-D	0,50	0,70
	S3-D	0,40	0,60
Não-Densas (ND)	SE-ND	0,60	0,80
	S1-ND	0,50	0,70
	S2-ND	0,40	0,60
	S3-ND	0,30	0,50

Fonte: ABNT NBR7190 (2010), p. 10.

Quadro 8– Valores de k_{mod3} para as folhosas.

Classe	Tipo de classificação	
	Apenas visual	Visual e mecânica
SE	0,90	1,00
S1	0,85	0,95
S2	0,80	0,90
S3	0,75	0,85

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 10.

2.6 Combinação de ações agrupadas

A ABNT NBR 8681:2003 permite que o projetista considere, para as combinações ultimas, o agrupamento direto das ações. Nesse caso as ações variáveis são consideradas conjuntamente e os valores dos coeficientes de ponderação são definidos pelos Quadros 9 e 10:

Quadro 9– Ações permanentes diretas agrupadas.

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando a ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: ABNT NBR 8681 (2003), p. 11.

Quadro 10– Ações variáveis diretas agrupadas.

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: ABNT NBR 8681 (2003), p. 12.

2.7 Linha de influência

Em estruturas submetidas a cargas móveis, os esforços internos não dependem apenas de suas magnitudes, mas também da posição que essas se encontram. Desta forma, o projetista está sujeito a determinar as posições de atuação das cargas que resultarão nos valores limites de esforços cortantes e momentos fletores. A linha de influência é uma ferramenta que permite simplificar essas determinações, já que representa graficamente ou analiticamente o comportamento dos esforços, em função da posição de uma carga unitária que se move sobre a estrutura.

Com base nos traçados determinados pela linha de influência é possível a obtenção das envoltórias limites de esforços e momentos, que descrevem os valores máximos e mínimos de forma análoga aos diagramas de esforços para as cargas fixas.

2.8 Largura colaborante de vigas de seção T

A ABNT NBR 6118:2014 prevê que quando a estrutura for modelada sem a consideração automática das ações conjuntas de lajes e vigas, esse efeito pode ser considerado com a adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, formando uma seção transversal T. Essa consideração permite a análise de forma mais realista, já que considera as distribuições dos esforços internos, tensões, deformações e descolamentos na estrutura.

A norma define que a largura colaborante b_f deve ser dada pela largura da viga b_w acrescida de no máximo 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado.

A distância a pode ser estimada em função do comprimento l do tramo de acordo com as seguintes considerações:

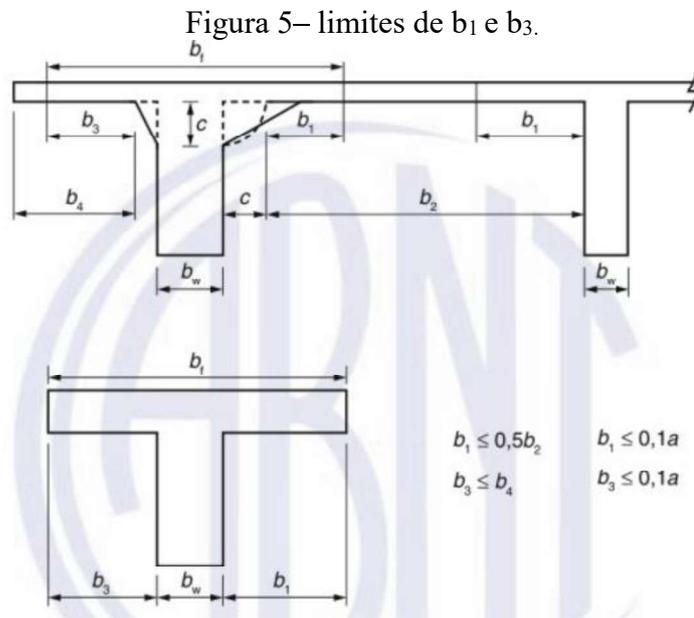
$$\text{- viga simplesmente apoiada: } a = 1,00.l \quad (21)$$

$$\text{- tramo com momento em uma só extremidade: } a = 0,75.l \quad (22)$$

$$\text{- tramo com momentos nas duas extremidades: } a = 0,60.l \quad (23)$$

$$\text{- tramo em balanço: } a = 2,00.l \quad (24)$$

Para o caso de vigas contínuas, a norma permite considerar uma única largura colaborante para toda as seções, desde que respeitando os limites b_1 e b_3 conforme indicado na Figura 5:



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), p. 88.

2.9 Verificações em vigas de madeira

2.9.1 Flexão reta

Na flexão reta, segundo a ABNT NBR 7190:2010, as verificações de segurança em estados limites últimos devem ser realizadas para as tensões normais (tração e compressão no ponto de momento fletor máximo) e tangenciais (cisalhamento nos apoios).

2.9.2 Instabilidade lateral

Para as vigas sujeitas a flexão simples, além das verificações indicada no tópico 2.8.1, deve ser verificado a instabilidade lateral, segundo a expressão apresentada pela ABNT NBR 7190:2010, como segue:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{coef}}{\beta_M f_{co,d}} \quad (25)$$

$$\beta_M = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\beta_E}{\gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (26)$$

sendo L_1 é o espaçamento máximo das estruturas de travamento, h a altura da viga, b a largura da viga, $\gamma_f = 1,4$ e o coeficiente de correção $\beta_E = 4$.

2.9.3 Deslocamento excessivo

A verificação dos deslocamentos excessivos que podem afetar a utilização normal ou o aspecto estético da construção, de acordo com a ABNT NBR 7190:2010, é feita com a seguinte comparação:

$$u_{ef} \leq \frac{l}{300} \quad (27)$$

na qual l é o comprimento total do vão e u_{ef} é dado por:

$$u_{ef} = u_{ime} + u_c \quad (28)$$

$$u_{ime} = u_G + \psi_2 \cdot u_Q \quad (29)$$

$$u_c = \phi \cdot (u_G + \psi_2 \cdot u_Q) \quad (30)$$

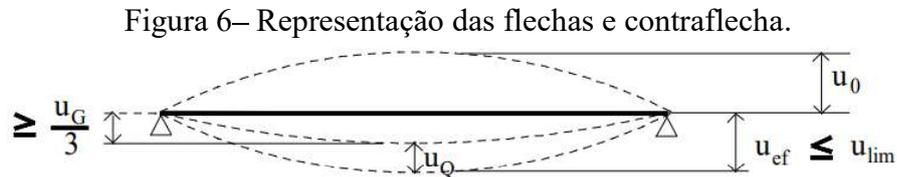
sendo ϕ o coeficiente de fluência que é definido pela Quadro 11 e ψ_2 é o fator de redução que para pontes rodoviárias admite valor de 0,3.

Quadro 11– Coeficiente de fluência.

Classes de carregamento	Classes de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 41.

A mesma norma ainda prevê, caso necessário, a aplicação de contraflecha (u_0), dês que a mesma não ultrapasse $2/3$ de u_G , como representado na Figura 6:



Fonte: ABNT NBR 7190 (2010), p. 41.

2.10 Sistemas de conexões

Os sistemas de conexões em uma estrutura mistas são os responsáveis por transmitir as forças de cisalhamento longitudinal na interface madeira-concreto. Sua necessidade se dá pelo fato de que apenas o atrito entre os materiais não é suficiente para resistir aos esforços longitudinais.

Em sua tese, Soriano (2001) apresentou dois tipos de conectores denominados como rígidos e semirrígidos. A conexão rígida é obtida, por exemplo, pela aplicação de adesivos epóxi ao longo da superfície de contato. Esse tipo de conexão faz com que a estrutura trabalhe monoliticamente. Já os conectores flexíveis ou semirrígidos, como pregos e parafusos, proporcionam a interação parcial dos elementos o que ocasiona no um deslizamento relativo na interface dos dois materiais.

2.10.1 Número de conectores

Para o cálculo do número de conectores, Soriano (2001) relaciona a força admissível no conector com espaçamento entre os conectores e o fluxo de cisalhamento longitudinal na interface dos materiais, como segue:

$$\frac{R_l}{s} \geq T \quad (31)$$

na qual R_l é a força admissível no conector, s o espaçamento entre conectores e T o fluxo de cisalhamento longitudinal.

2.10.2 Verificação dos conectores

Para as ligações de pinos metálicos, além da verificação da capacidade resistente dos conectores, devem também ser verificado o efeito de embutimento da madeira e a compressão localizada do concreto. Para isso, Soriano (2001) propõe o uso das Equações 32-34, que são análogas ao sistema de ligação madeira-chapa de aço.

- Resistência ao efeito de corte no conector:

$$R_{1,d} \leq 0,8 \cdot \frac{f_y \pi \phi^2}{4 \cdot \gamma_m} \quad (32)$$

- Efeito de compressão localizada no concreto

$$R_{1,d} \leq 0,23 \cdot \phi^2 \sqrt{f_{cc} \frac{E_c}{\gamma_m}} \quad (33)$$

- Efeito de Embutimento na madeira

$$R_{1,d} \leq 1,5 \sqrt{2 \frac{M_{y,k}}{\gamma_m} f_{e0,d} \phi} \quad (34)$$

nas quais: $R_{1,d}$ é a força de cálculo atuante num conector;

f_{cc} é a resistência cúbica do concreto à compressão;

$M_{y,k} = 0,8 f_y \cdot \frac{(\phi)^3}{6}$ é o momento de escoamento de um conector;

f_y é a tensão de escoamento do conector;

ϕ é o diâmetro do conector;

$f_{e0,d}$ é a tensão de embutimento paralela às fibras da madeira;

E_c é o valor médio do módulo de deformação longitudinal do concreto.

O valor característico da resistência cúbica do concreto pode ser obtido na Tabela 10. Já o valor médio de deformação do concreto é calculado pela Equação 35.

Tabela 1– Resistência característica (MPa)

Concreto	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
$f_{ck,cilindrico}$	12	20	30	40	50	60	70	80
$f_{ck,cúbico}$	15	25	37	50	60	70	80	90

Fonte: Soriano (2001), p.108.

$$E_c = 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (35)$$

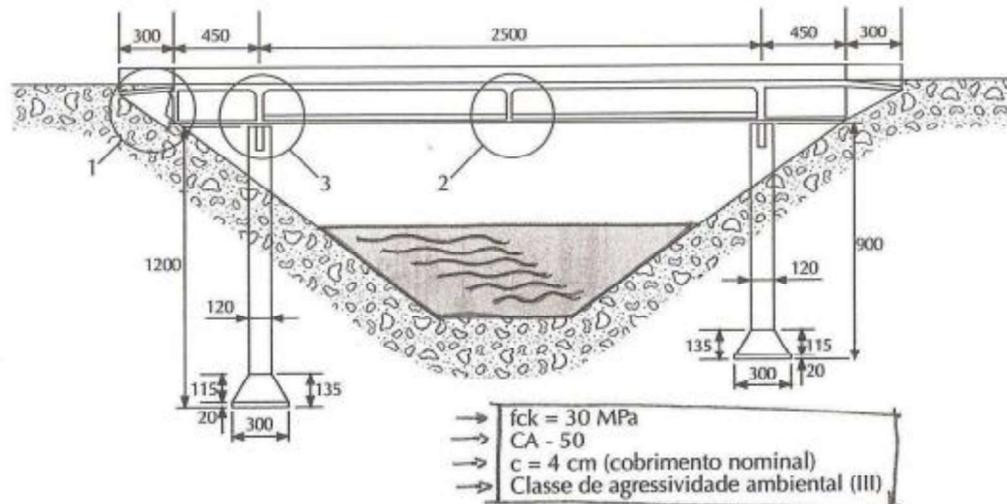
na qual $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa).

3 METODOLOGIA

3.1 Especificações da ponte

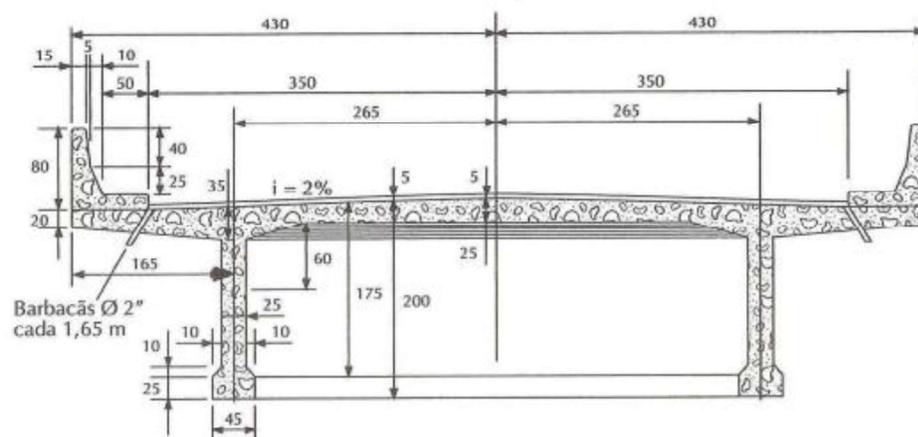
As especificações de projeto utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho foram as mesmas presentes no livro de Osvaldemar Marchetti. O autor apresenta uma ponte rodoviária em viga reta biapoiada com vão livre de 34 metros, cujo o tabuleiro é constituído por concreto C30 e aço CA-50. Além disso, a ponte apresenta duas faixas de circulação e não prevê tráfego de pedestres, o que justifica a ausência de calçadas no projeto. Os cortes são apresentados nas Figuras 7-10, a seguir (MARCHETTI, 2008):

Figura 7– Corte longitudinal.



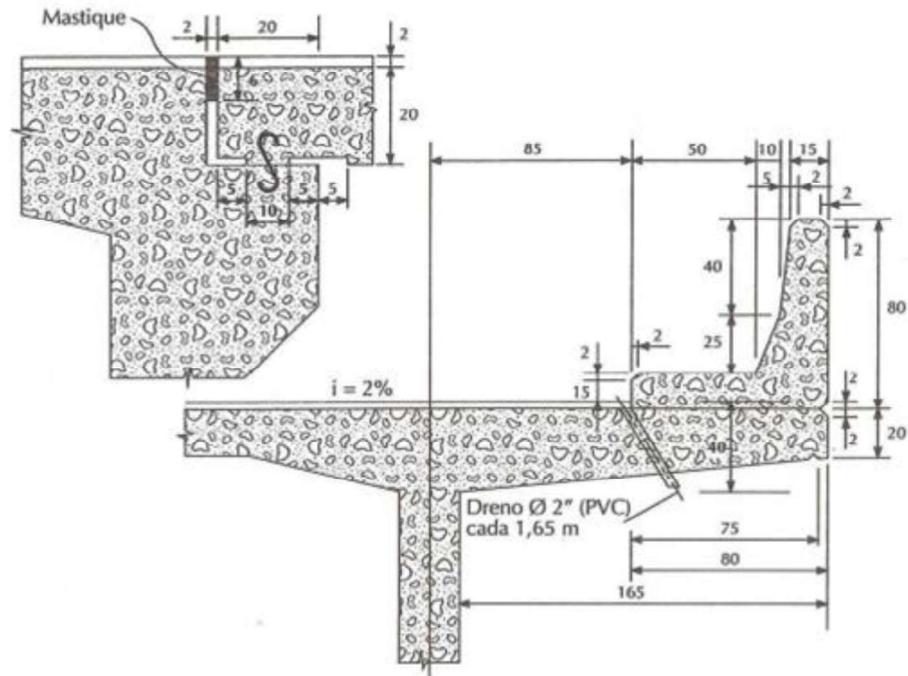
Fonte: Marchetti (2008), p. 11.

Figura 8– Corte transversal.



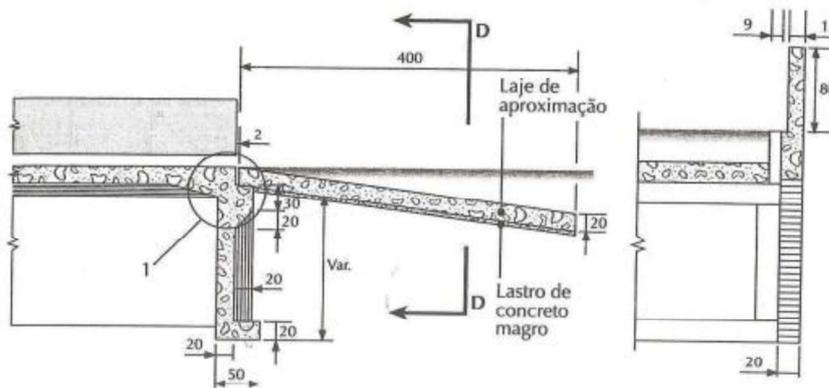
Fonte: Marchetti (2008), p. 11.

Figura 9– Detalhes do guarda-corpo.



Fonte: Marchetti (2008), p. 20.

Figura 10– Detalhes da laje de aproximação.



Fonte: Marchetti (2008), p. 17.

4 DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA DE MADEIRA

4.1 Cálculo das cargas permanentes

A partir das dimensões indicadas nas Figuras 7-10 e, com o auxílio do programa de computador Microsoft Excel (2019), foram calculados os volumes em metros cúbicos por metro (m^3/m) dos elementos em concreto armado que compõem a superestrutura da ponte.

Ainda no Microsoft Excel, adotando o valor de peso específico do concreto armado como $25 \text{ kN}/m^3$ (ABNT NBR 6120:1980, p.2) e aplicando as equações 1 e 2, calculou-se as cargas distribuídas e concentradas inerentes aos elementos estruturais. Vale ressaltar que, para os cálculos nessa etapa, não foi considerado o peso próprio da viga, sendo este o elemento a ser dimensionado.

Além disso, como nos cálculos de Marchetti (2008), considerou-se o volume de terra sobre as lajes de aproximação, onde o valor do peso específico do solo adotado foi de $19 \text{ kN}/m^3$ e o comprimento da faixa de solo de 2,5 metros (Figura 10).

Os resultados dos cálculos descritos e as disposições das cargas no elemento estrutural se apresentam nas Figuras 11-13:

Figura 11–Planilhas de cálculo do Excel para carregamento distribuído.

carregamento distribuído		
volumes (m^3/m)		volumes (m^3/m)
seção estrutural		Barreira lateral
laje em balanço	0,42	viga
Laje entre vigas	0,60	camada reg.
misula	0,05	
		peso proprio sem a viga (kN/m)
		37,20

Fonte: Do autor (2021).

Figura 12 – Planilhas de cálculo do Excel para carregamento pontual.

carregamento pontual (kN)			
misula laje	5,68	misula laje	5,46
total	5,68	total	5,46

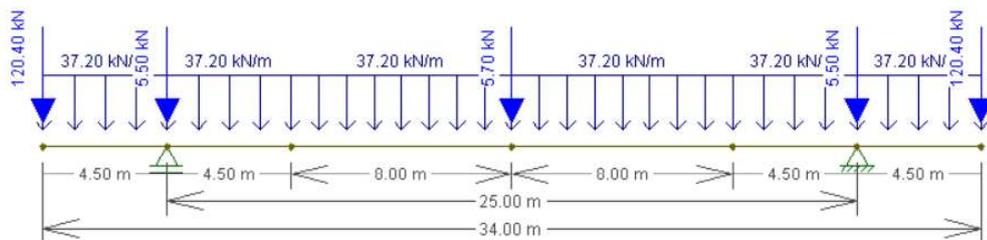
volume da cortina meia ponte (m ³)	
cortina	2,06
misula laje	0,19
apoio da laje	0,34
laje aproximação	1,08
cortina lateral	0,84
total	4,52

volume de terra sob a laje (m ³)	
	0,39

peso da cortina referido meia ponte (kN)	
	120,41

Fonte: Do autor (2021).

Figura 13–Disposição dos carregamentos permanentes na viga.

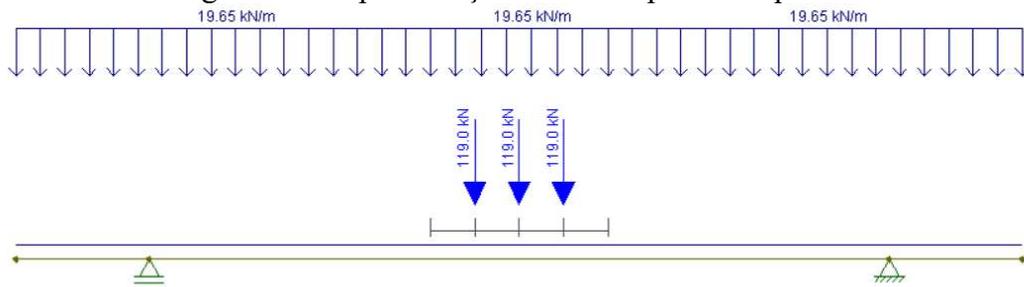


Fonte: Do autor (2021).

4.2 Carga móvel e envoltória de esforços

Apesar das definições atualizadas para veículo-tipo apresentadas na ABNT NBR 7188:2013, para fins de comparação, optou-se por replicar os valores utilizados por Marchetti (2008). No referido trabalho, o autor utilizou uma forma simplificada do trem-tipo 45, que consiste em uma carga distribuída ao longo de toda estrutura no valor de 19,65 kN/m e 3 cargas pontuais iguais no valor de 119 kN, com 1,5 metros de distância entre elas como representado na Figura 14:

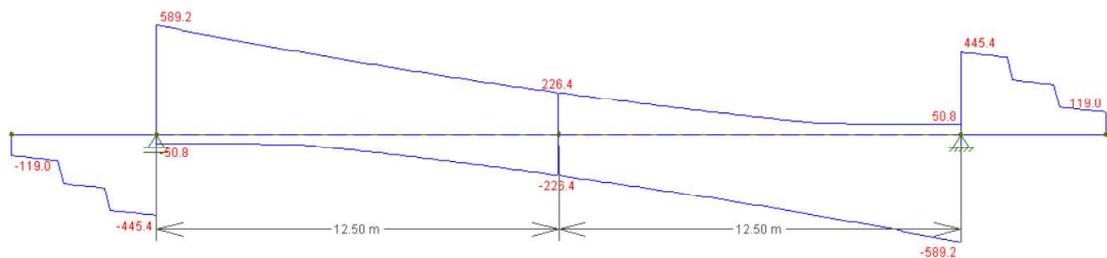
Figura 14– Representação do trem-tipo 45 simplificado.



Fonte: Do autor (2021).

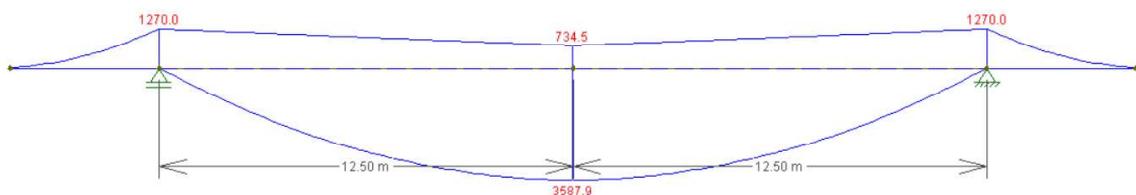
Os cálculos das linhas de influência e envoltórias de esforços foram realizados de forma automática no *software* Ftool, e os resultados apresentados a seguir:

Figura 15– Envoltória de esforços: cortante.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 16– Envoltória de esforços: momento fletor.



Fonte: Do autor (2021).

4.3 Pré-dimensionamento

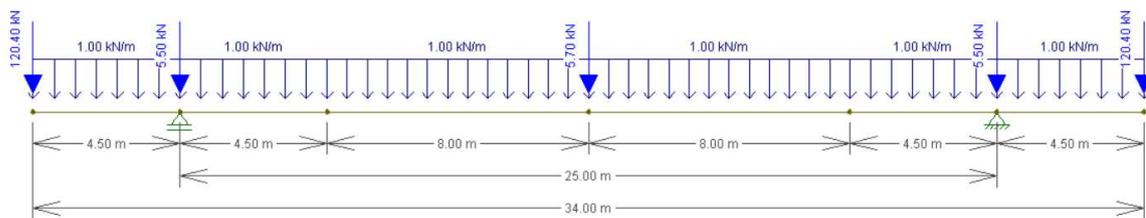
4.3.1 Primeira tentativa

Para o pré-dimensionamento da viga em madeira, como a altura e conseqüentemente o peso da viga não é conhecido, optou-se por usar a ferramenta de cálculo por interação do

programa Microsoft Excel “atingir metas”, tendendo a diferença entre o esforço solicitante e o esforço resistente para zero ($fcd - esf \cong 0$). Para tal é necessário obter o momento fletor total em função da altura da viga.

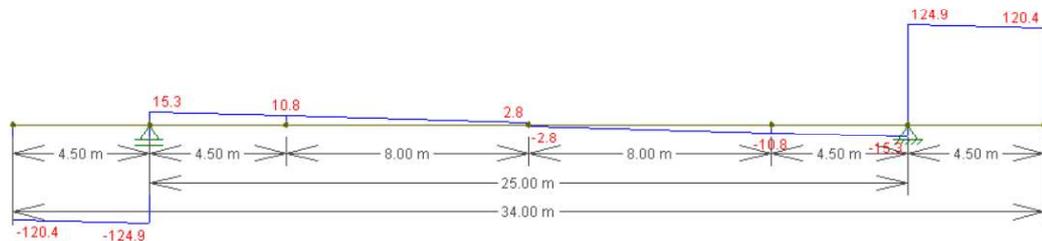
Construiu-se então um modelo no Ftool com carregamento distribuído unitário (Figura 17), de modo a permitir a análise do comportamento do diagrama de esforços cortantes (Figura 18).

Figura 17–Disposição das cargas pontuais e unitária.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 18– Diagrama do cortante unitário.



Fonte: Do autor (2021).

Para obter as funções que descrevem os digramas unitários conforme o carregamento aplicado, dividiu-se a ponte em duas partes. A primeira partindo de umas de suas extremidades até o apoio onde x varia de 0 a 4,5 m. E outra a partir do apoio até o meio da ponte onde x varia de 0 a 12,5 m. A partir daí, os processos de cálculos são descritos a seguir:

- Primeira parte:

Cortante:

$$d_1(x) = -xu - 120,4$$

na qual u representa a carga distribuída unitária aplicada no modelo.

Momento fletor:

$$M_1(x) = \int d_1 dx \rightarrow M_1 = \int -xu - 120,4 dx \rightarrow M_1 = -\frac{x^2 u}{2} - 120,4x + c$$

na qual c , para esse caso, é igual a 0, já que não há a aplicação de momento concentrado à direita do apoio, assim:

Reação no pilar:

$$r = 120,4 + 5,5 + \frac{5,7}{2} + 17u \rightarrow r = 128,75 + 17u$$

• Segunda parte:

Cortante:

$$d_2 = -ux + (-4,5u - 120,4 + 128,75 + 17u - 5,5)$$

$$d_2 = -ux + 12,5u + 2,85$$

Momento fletor:

$$M_2(x) = \int d_2 dx \rightarrow M_2 = \int -ux + 12,5u + 2,85 dx$$

$$M_2 = -\frac{ux^2}{2} + 12,5ux + 2,85x + c$$

em que c , nesse caso, é o momento da primeira parte $M_1(x)$ quando $x = 4,5$, logo:

$$M_2 = -\frac{ux^2}{2} + 12,5ux + 2,85x + \left(-\frac{(4,5^2)u}{2} - 120,4 \cdot 4,5 \right)$$

organizando a equação tem-se:

$$M_2 = -\frac{ux^2}{2} + 12,5ux + 2,85x + (-10,125u - 541,8)$$

No pré-dimensionamento adota-se o momento máximo que ocorre no meio da ponte, para a parte 2 quando $x = 12,5$ m, assim:

$$M_{m\acute{a}x} = -\frac{u(12,5)^2}{2} + 12,5u \cdot (12,5) + 2,85 \cdot (12,5) + (-10,125u - 541,8)$$

$$M_{m\acute{a}x} = -78,125u + 156,25u + 35,625 + (-10,125u - 541,8)$$

$$M_{m\acute{a}x} = -78,125u + 156,25u + 35,625 + (-10,125u - 541,8)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 68u - 506,175 \quad (36)$$

Soma-se então o momento máximo das cargas permanentes com o momento máximo das cargas móveis obtidas pela envoltória no Ftool (Figura 16), e aplica-se a combinações de esforços de longa duração ELU:

$$\begin{aligned} M_{total} &= (M_{m\acute{a}x} + M_{env}).1,4 \\ M_{total} &= (68u - 506,175 + 3587,9).1,4 \\ M_{total} &= 95,2u + 4314,415 \end{aligned} \quad (37)$$

O termo u pode ser substituído pelo carregamento permanente em função de h (laje + viga). Considerando uma viga com largura de 0,45 metros, tem-se:

$$u = 37,2 + 0,45 \cdot h \cdot \rho \quad (38)$$

onde ρ é o peso específico da madeira.

Para a verificação dos esforços utilizou-se o princípio que os esforço solicitante à compressão perpendicular às fibras deve menor ou igual ao resistente:

$$\sigma_{c,d} \leq f_{c0,d}$$

A tensão solicitante pode ser obtida com equação:

$$\sigma_{c,d} = \frac{M}{I} y$$

na qual:

M = momento fletor solicitante;

I = momento de inércia da seção;

y = distância de interesse para estudo da tensão de compressão ou tração em relação à linha neutra. Dessa forma:

$$\begin{aligned} I &= \frac{0,45h^3}{12} \\ y &= \frac{h}{2} \end{aligned}$$

Para o cálculo do esforço resistente (f_{cd}) aplicou-se a Equação 15 adotando madeira laminada colada folhosas D60, com classe de umidade 4 e carregamento de longa duração, onde $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ conforme o Quadro 4. Os dados foram inseridos nas planilhas de cálculo do Excel e retornou o valor de $h = 2,41 \text{ m}$, como mostrado na Figura 19:

Figura 19– Planilhas da rotina de cálculo de interação no Excel.

d (m)	0,45	Folhosa D60		p (kN/m ³)	0,10
h (m)	2,41	kmod1	0,60		
u (kN/m)	37,31	kmod2	0,70		
M (kNm)	7866,20	kmod3	1,00		
l (m4)	0,53	kmod	0,42		
y (m)	1,21	yw	1,40		
esf sol. (kN/m ²)	18000,00	fc0k (kN/m ²)	60000,00		
		fcd (kN/m ²)	18000,00		
		fcd - esf	0,00		

Fonte: Do autor (2021).

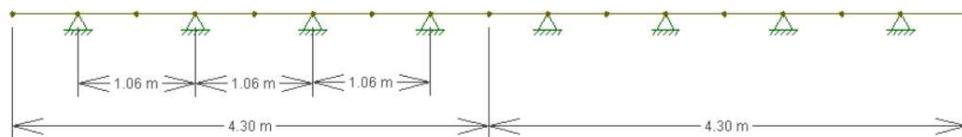
4.3.2 Segunda tentativa

O valor de altura para a viga de madeira obtido no tópico 4.3.1 (2,41 metros) é relativamente alto para esse material. Portanto, visando o alívio das tensões, optou-se por aumentar o número de vigas, de modo a obter uma configuração que permite uma distribuição de carregamentos com valores próximos para todos os elementos.

Após algumas tentativas, a configuração que mais se adequou ao objetivo foi a que utiliza 8 vigas com os espaçamentos iguais de 1,06 metros (métodos construtivos não foram levados em consideração), conforme a Figura 20.

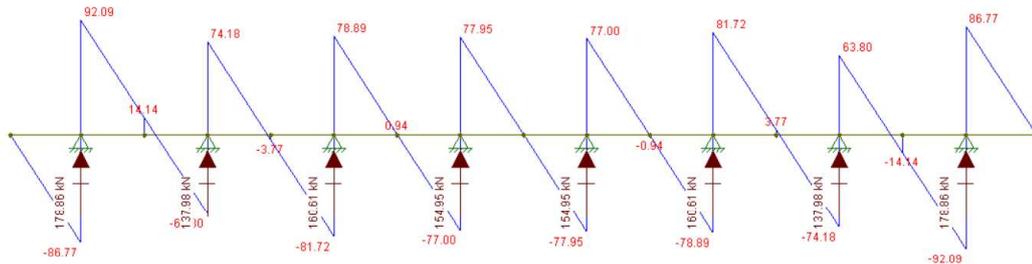
Afim de observar o comportamento da distribuição dos carregamentos nessa configuração, no *software* Ftool, aplicou-se o valor de carregamento do centro da viga no tabuleiro (147,07 kN/m) e obteve-se as reações em cada elemento conforme a Figura 21:

Figura 20 – Configuração de vigas sob o tabuleiro.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 21– Reações de apoio e diagrama do cortante para a configuração de 8 vigas.



Fonte: Do autor (2021).

Com isso, considerando que todas as vigas serão de mesmo tamanho, selecionou-se o elemento mais solicitado (viga com reação de 178,86 kN) e, como o carregamento aplicado é referente a meia viga, calculou-se a porcentagem de carga recebida por esse elemento conforme a Figura 22:

Figura 22–Planilhas de cálculo para a porcentagem da solicitação na viga.

% de viga mais solicitada	
carga total para meia viga (kN)	632,40
reação do apoio mais solicitado (kN)	178,86
% da solicitação total	28,28

Fonte: Do autor (2021).

Admitindo que os valores de cortante e momento fletor são diretamente proporcionais ao carregamento, adaptou-se a equação de momento máximo e a equação de u obtidas no tópico 4.3.1 (Equações 37 e 38 respectivamente). Essa adaptação, consiste na aplicação da porcentagem de 28,28% nos valores de carregamento da laje e carga móvel resultando nas Equações 39 e 40:

$$M_{total} = 95,2u + 4314,415. (0,283)$$

$$M_{total} = 95,2u + 1220,98 \quad (39)$$

$$u = 37,2. (0,283) + 0,45. h. \rho$$

$$u = 10,528 + 0,45. h. \rho \quad (40)$$

Realizou-se novamente o processo de interação automatizado no Excel, aplicando as formulas adaptadas e obteve-se o valor de $h = 1,45$ metros, como representado na Figura 23:

Figura 23– Planilhas da rotina de cálculo de interação no Excel.

d (m)	0,45	folhasas D60		ρ (kN/m ³)	10,00
h (m)	1,45	kmod1	0,60		
u (kN/m)	17,06	kmod2	0,70		
M (kNm)	2845,13	kmod3	1,00		
I (m ⁴)	0,11	kmod	0,42		
y (m)	0,73	yw	1,40		
		fcdk (kN/m ²)	60000,00		
esf sol. (kN/m ²)	18000,00	fcd (kN/m ²)	18000,00		
		fcd - esf	0,00		

Fonte: Do autor (2021).

Por questões conservadoras optou-se por utilizar $h = 1,5$ m. Assim, com o valor da altura definido foi possível obter as cargas permanentes conforme indicado no Quadro 12:

Quadro 12– Valores referente ao carregamento distribuídos permanentes.

peso proprio laje (kN/m)	37,2
h viga (m)	1,5
d viga (m)	0,45
ρ (kN/m ³)	10
número de vigas	4
peso proprio da viga (kN/m)	27
peso proprio total (kN/m)	64,2

Fonte: Do autor (2021).

4.4 Coeficientes de ponderação para ELU

Para determinação dos coeficientes de ponderação, realizou-se, pelo programa Microsoft Excel, a verificação da classe da ponte conforme indicado pela ABNT NBR 8681:2003 (Quadro 10). A partir da classe da ponte e possível a obtenção dos coeficientes de ponderação pelos Quadros 9 e 10. A verificação é apresentada na Figura 24:

Figura 24–Planilhas da rotina de cálculo de interação no Excel.

Porcentagem do peso próprio		coeficientes de ponderação	
Momento máximo devido ao peso próprio (kNm)	3859,43	Ações normais permanentes agrupadas	1,35
Momento máximo devido à carga movel (kNm)	3587,90	Ações normais variáveis agrupadas	1,5
total (kNm)	7447,33		
% peso próprio	51,82		
verificação	pontes em geral		

Fonte: Do autor (2021).

4.4.1 Largura da mesa colaborante

A largura da mesa, representada na Figura 25, foi obtida por meio do uso da Equação 21 e pelas relações apresentadas na Figura 5, como determinado pela ABNT NBR 6118:2014:

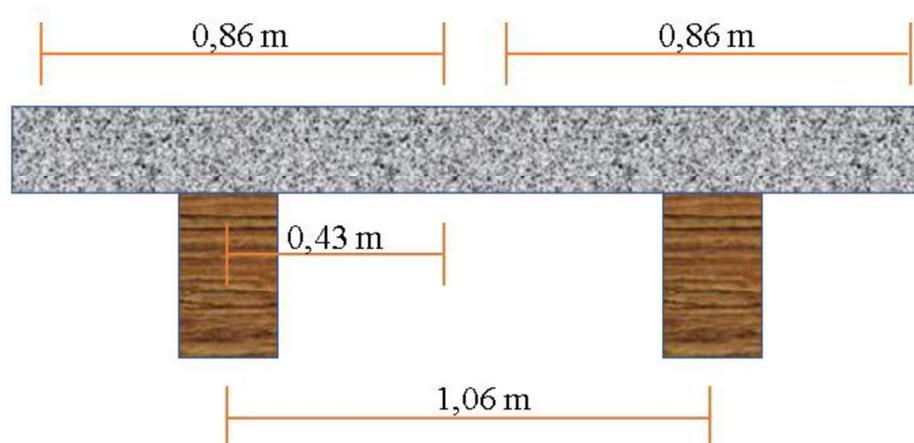
$$a = 1,00 \cdot l$$

$$l = 8,6 \text{ m} \rightarrow a = 8,6 \text{ m}$$

$$0,1 \cdot a = 0,86 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,86 \text{ m}$$

Figura 25– Representação da largura da mesa colaborante.



Fonte: Do autor (2021).

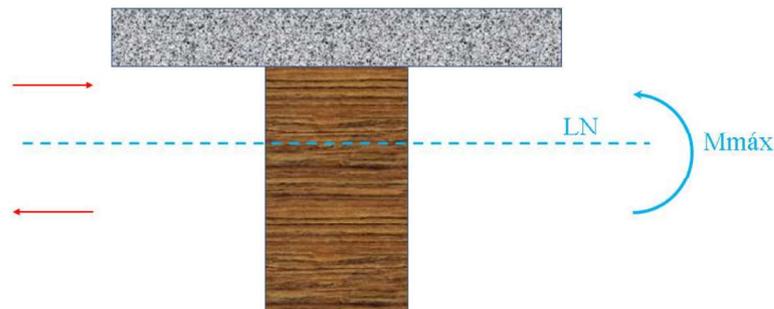
4.4.2 Definição das equações para verificação da estrutura mista

Para o desenvolvimento das equações considerando a influência da laje de concreto admitiu-se que, para a simplificação dos cálculos, a ligação promove a interação completa entre os materiais. Sendo assim, o desenvolvimento para estado limite último é apresentado a seguir:

- Determinação da posição da linha neutra:

Para a seção transversal o momento máximo resistente da flexão pode ser decomposto em forças que promovem solicitações de compressão acima da linha neutra e tração a baixo da linha neutra, com representado na Figura 26:

Figura 26– Seção transversal sujeita à flexão simples.



Fonte: Do autor (2021).

As suposições da posição da linha neutra são baseadas na resistência máxima de cada material e no equilíbrio de forças:

se $F_{máx,t,mad} = F_{máxc,con} \rightarrow$ LN está na interface madeira-concreto;

se $F_{máx,t,mad} > F_{máxc,con} \rightarrow$ LN está na viga madeira;

se $F_{máx,t,mad} < F_{máxc,con} \rightarrow$ LN está na laje de concreto.

- Hipótese linha neutra na interface:

Se a linha neutra se encontra na interface madeira-concreto significa que, para o ELU, a laje está recebendo todo o esforço de compressão, enquanto a viga está sofrendo apenas tração, logo as verificações de segurança podem ser feitas separadamente para cada material conforme as respectivas normas.

- Hipótese linha neutra na viga madeira:

Para esse caso o esforço de compressão é aplicado tanto na laje como em parte da viga, enquanto o esforço de tração é aplicado apenas na viga.

Para a Figura 27 tem-se:

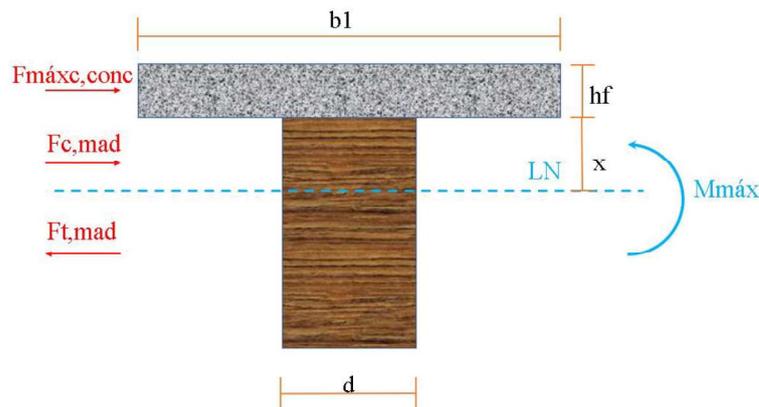
$$F_{máxc,con} = h_f \cdot b_1 \cdot f_{cd,con}$$

$$F_{c,lad} = d \cdot x \cdot f_{c0d,lad}$$

$$F_{t,lad} = d \cdot (h - x) \cdot f_{c0t,lad}$$

na qual $F_{máxc,con}$ é a força máxima de compressão do concreto, $F_{c,lad}$ a força de compressão na madeira e $F_{t,lad}$ a força de tração na madeira.

Figura 27– Seção transversal com linha neutra na viga de madeira.



Fonte: Do autor (2021).

Pelo princípio do equilíbrio, igualou-se as forças totais de tração e compressão para obter o valor de x (posição da linha neutra), da seguinte maneira:

$$F_{t,lad} = F_{máxc,con} + F_{c,lad}$$

$$d \cdot (h - x) \cdot f_{c0t,lad} = h_f \cdot b_1 \cdot f_{cd,con} + d \cdot x \cdot f_{c0d,lad}$$

isolando x na equação:

$$x = \frac{-h_f \cdot b_1 \cdot f_{cd,con} + d \cdot h \cdot f_{c0t,lad}}{d \cdot (f_{c0t,lad} + f_{c0d,lad})} \quad (41)$$

Ainda pelo princípio do equilíbrio de forças, realizando o somatório de momentos tem-se que o momento máximo resistido pela estrutura (M_d) é igual a:

$$M_d = -F_{c,lad} \cdot \frac{h_f + x}{2} + F_{t,lad} \cdot \left[\frac{h_f}{2} + x + \left(\frac{h - x}{2} \right) \right] \quad (42)$$

- Hipótese linha neutra na laje de concreto:

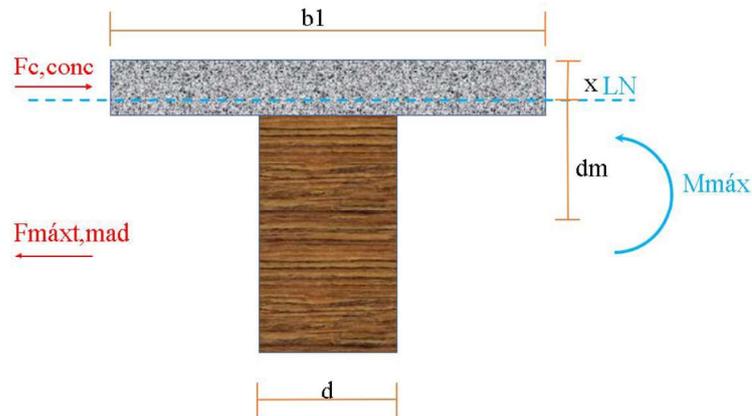
Para esse caso o esforço de compressão é aplicado apenas na, enquanto o esforço de tração é aplicado tanto na laje como na viga de madeira. Para a Figura 28 tem-se:

$$F_{c,con} = h_f \cdot x \cdot f_{cd,con}$$

$$F_{tmáx,lad} = d \cdot h \cdot f_{c0d,lad}$$

em que $F_{c,con}$ é a força de compressão do concreto e $F_{tmáx, mad}$ a força máxima de compressão da madeira.

Figura 28– Seção transversal com linha neutra na laje de concreto.



Fonte: Do autor (2021).

na qual, para a Figura 28, d_m é a distância do centro geométrico da viga de madeira até a linha neutra.

Igualando as forças e isolando o x tem-se:

$$F_{c,con} = F_{tmáx, mad} \rightarrow h_f \cdot x \cdot f_{cd,con} = d \cdot h \cdot f_{cd, mad}$$

$$x = d \cdot h \cdot \frac{f_{cd, mad}}{h_f \cdot f_{cd, con}} \quad (43)$$

E finalmente, do somatório de momentos, obtém-se o momento máximo (M_d):

$$M_d = F_{tmáx, mad} \cdot \left(d_m + \frac{x}{2} \right) \quad (44)$$

4.5 Verificação da seção T para flexão

4.5.1 Primeira tentativa

- Verificação para a flexão:

Aplicando as hipóteses de posição de linha neutra apresentado no tópico 4.4.2 juntamente com as Equações 36,41,42,43 e 44, realizou-se a automatização dos cálculos nas planilhas no Microsoft Excel como representado na Figura 29. Vale ressaltar que, os valores de momento utilizados nos cálculos, já estão ponderados para ELU com os coeficientes indicados na Figura 24.

Figura 31–Planilhas da rotina de cálculo instabilidade lateral

Instabilidade lateral	
menor inercia (m ⁴)	0,0114
h/b	3,33
Bm	13,47
yc (m)	0,20
Wc (m ³)	0,06
$\sigma_{c1,d}$ (kN/m ²)	42998,54
folhosas D60	
kmod1	0,60
kmod2	0,70
kmod3	1,00
kmod	0,42
Ec0,m(kN/m ²)	24500000,00
Ec0,ef (kN/m ²)	10290000,00
L1/b	42,46
L1 (m)	19,10
verificação	NÃO OK

Fonte: Do autor (2021).

- Verificação para deslocamento excessivo:

Para considerar a influência da laje de concreto na verificação no estado limite de serviço, calculou-se a rigidez equivalente da seção T somando as rigidezes dos materiais (Figura 32). Para o cálculo do módulo de elasticidade efetivo da madeira utilizou-se a Equação 19.

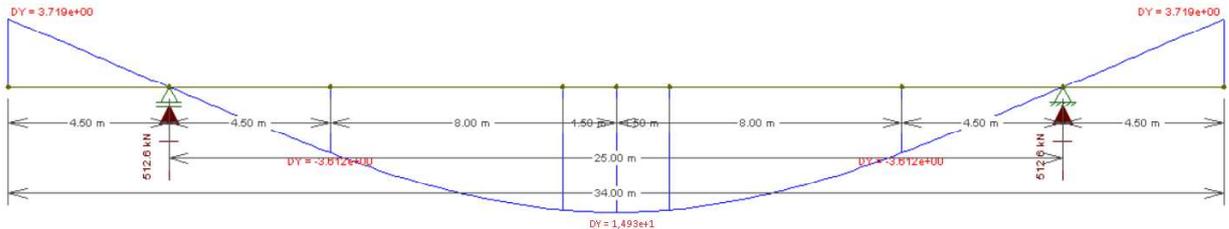
Figura 32–Planilhas da rotina de cálculo rigidez da seção T.

cálculo da rigidez	
lx da concreto (cm ⁴)	111979,17
lx da madeira (cm ⁴)	12656250,00
folhosas D60	
kmod1	0,60
kmod2	0,70
kmod3	1,00
kmod	0,42
Ec0,m(MPa)	2450,00
Ec0,ef (kN/cm ²)	1029,00
Eci (kN/cm ²)	2700,00
rigidez (kNcm ²)	13325625000,00

Fonte: Do autor (2021).

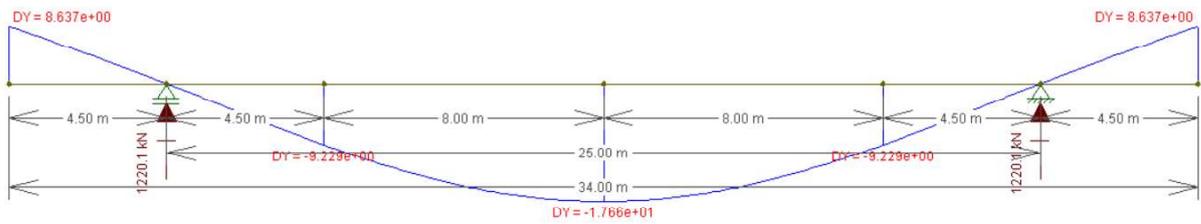
Para o cálculo das flechas devido aos carregamentos permanentes e carga móvel utilizou-se o *software* Ftool, onde após a inserção das características da seção transversal (dimensões e rigidez), retornou os valores representados nas Figuras 33 e 34:

Figura 33–Deslocamento em centímetros para carga permanente.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 34–Deslocamento em centímetros para carga móvel.



Fonte: Do autor (2021).

Como o deslocamento é diretamente proporcional ao carregamento, aplicou-se a porcentagem de carga para uma viga e, com as relações apresentadas pelas Equações 27-30 calculou-se a flecha e contraflecha.

Conforme indicado na Figura 34 a flecha obtida pelo cálculo extrapola os limites definidos pela ABNT NBR 7190:2010, como também a contraflecha necessária, que não atente as limitações normativas. Portanto, optou-se pelo aumento da altura da seção transversal da viga de madeira.

Figura 35– Planilhas da rotina de cálculo flecha e contraflecha.

deformação considerando 1 viga	
UG (cm)	17,66
UQ (cm)	14,93

deformação com % da viga mais solicitada	
UG (cm)	4,99
UQ (cm)	4,22

ψ 2	0,30
uime (cm)	6,26
coef de fluencia	2,00
uc (cm)	12,51
u ef (cm)	18,77

verificação	
1/300 vão (cm)	8,33
verificação	NÃO OK

contra flecha	
u0 (cm)	10,43
2/3 UG (cm)	3,33
verificação	NÃO OK

Fonte: Do autor (2021).

4.5.2 Segunda tentativa

Para a segunda tentativa adotou-se viga com $h = 1,95$ m e foi adicionado no centro entre os pilares, com o objetivo único de travar o deslocamento lateral da estrutura, uma transversina de madeira laminada colada C30 com dimensões de 0,50 m x 0,50 m. Dessa forma, a Equação 36 foi adaptada de modo a considerar o peso próprio da transversina, obtendo-se então, a seguinte formulação:

$$M_{m\acute{a}x} = 68u - 482,675 \quad (45)$$

Atualizando a planilha de cálculo com o novo valor de h e com a Equação 45, seguiu-se os mesmos passos de verificação apresentados no tópic 4.5.1, onde os resultados são apresentados a seguir pelas Figuras 36-42.

Figura 38–Planilhas da rotina de cálculo atualizada instabilidade lateral.

instabilidade lateral	
menor inercia (m4)	0,0148
h/b	4,33
Bm	17,05
yc (m)	0,68
Wc (m³)	0,02
$\sigma_{1,d}$ (kN/m²)	185924,64
folhosas D60	
kmod1	0,60
kmod2	0,70
kmod3	1,00
kmod	0,42
Ec0,m(kN/m²)	24500000,00
Ec0,ef (kN/m²)	10290000,00
L1/b	33,52
L1 (m)	15,09
verificação	OK

Fonte: Do autor (2021).

Para a rotina apresentada na Figura 37, L_1 foi comparado com a distância horizontal do pilar a transversina.

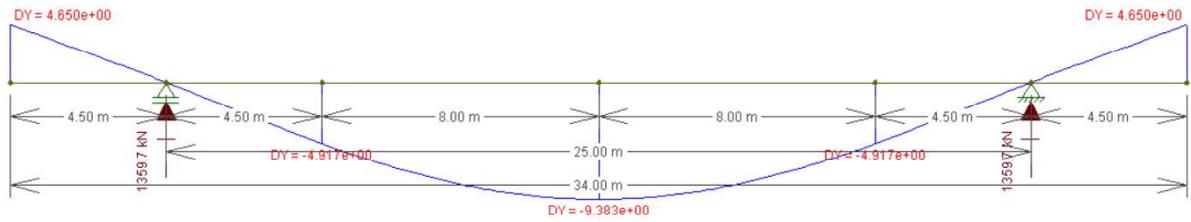
- Verificação para deslocamento excessiva:
O valor de rigidez do elemento é determinado pela figura 39.

Figura 39–Planilhas da rotina de cálculo atualizada para rigidez da seção T.

calculo da rigidez	
lx da concreto (cm4)	111979,17
lx da madeira (cm4)	27805781,25
folhosas D60	
kmod1	0,60
kmod2	0,70
kmod3	1,00
kmod	0,42
Ec0,m(MPa)	2450,00
Ec0,ef (kN/cm²)	1029,00
Eci (kN/cm²)	2700,00
rigidez (kNcm²)	28914492656,25

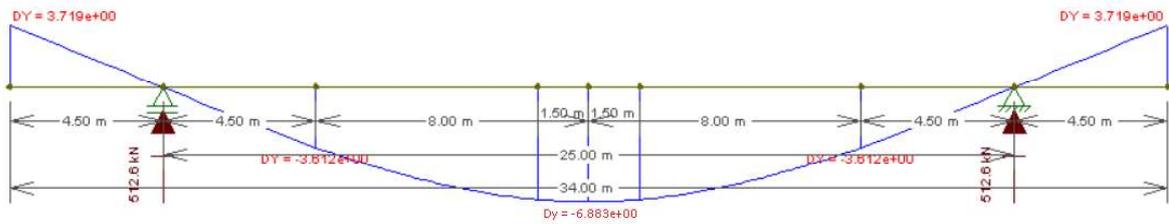
Fonte: Do autor (2021).

Figura 40 –Deslocamento em centímetros para carga permanente.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 41–Deslocamento em centímetros para carga móvel.



Fonte: Do autor (2021).

Figura 42– Planilhas da rotina de cálculo flecha e contraflecha.

deformação considerando 1 viga	
UG (cm)	9,38
UQ (cm)	6,88

deformação com % da viga mais solicitada	
UG (cm)	2,65
UQ (cm)	1,95

Ψ 2	0,30
uime (cm)	3,24
coef de fluencia	2,00
uc (cm)	6,47
u ef (cm)	9,71

verificação	
1/300 vão (cm)	8,33
verificação	NÃO OK

contra flecha	
u0 (cm)	1,38
2/3 UG (cm)	1,77
verificação	OK

Fonte: Do autor (2021).

Sendo assim, aplicando uma contraflecha de 1,38 cm, a estrutura atende as especificações normativas para a deslocamento excessivo.

4.6 Verificação das ligações metálicas

Para a determinação da força de cálculo atuante no conector, admitiu-se a proporcionalidade de distribuição de esforços do momento resistente e do momento solicitante. Considerou-se também que a força de cisalhamento nos conectores é igual a força de compressão no concreto. Assim, partindo dos valores calculados nas planilhas representado na Figura 36, tem-se:

$$M_d = 11534,42 \rightarrow F_{c,con} = 3916,07$$

$$M_d = 2641,67 \rightarrow F_{cis}$$

$$F_{cis} = \frac{2641,67 \cdot 3916,07}{11534,42}$$

$$F_{cis} = 896,88 \text{ kN}$$

A partir daí, adotando 20 conectores por metro, determinou-se a força atuante em cada conector e, aplicando as Equações 31 e 32, o espaçamento e o diâmetro mínimo dos conectores, como representado na planilha de cálculo a seguir:

Figura 43– Planilhas da rotina de cálculo determinação do diâmetro mínimo.

cisalhamento máximo na interface		considerando pregos de com $f_y = 25 \text{ MPa}$	
L (m)	25,00	f_y (kN/m ²)	250000,00
F interface (kN)	896,88	R1,d (kN)	1,32
tensão de cisalhamento (kN/m ²)	79,72	γ_m	1,40
fluxo de cisalhamento (kN/m)	177,16	d (m)	0,003
espaçamento (m)		0,01	
L total (m)		34,00	
número de conectores (uni/m)		20	

Fonte: Do autor (2021).

Apesar o diâmetro mínimo obtido pela verificação do cortante ser de 3 mm, optou-se por adotar um diâmetro comercial de 16 mm, de modo a garantir que a estrutura também passe nas averiguações de compressão localizada e embutimento. Sendo assim, aplicando as Formulações 33 e 34, realizou-se verificações finais, como apresentado pela Figura 43.

Figura 44 – Planilhas da rotina de cálculo para compressão no concreto e embutimento na madeira.

R1,d (kN)	1,32
verificação	
efeito de compressão localizada no concreto	
Ec (MPa)	33550,551
ym	1,40
resistencia comp localizada (kN)	46,859
verificação	OK
efeito de embutimento na madeira	
My,k (kNm)	0,001
ym	1,40
resistencia ao embutimento (kN)	1,782
verificação	OK

Fonte: Do autor (2021).

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO

Ao substituir o concreto armado por elementos estruturais de madeira é comum esperar um alívio de cargas nas fundações já que, fundamentalmente, a madeira apresenta uma relação resistência/ peso específico maior que a do concreto. Contudo, para a estrutura dimensionada nesse trabalho, quando comparado com os elementos apresentados por Marchetti (2008), aponta um acréscimo no valor do peso próprio como demonstrado na Quadro 12. Isso se deu pela adoção de um sistema com 8 vigas, que apesar de se adequarem às verificações normativas, não otimiza o material, já que a resistência de cálculo da seção T é bem maior que o esforço solicitante e, no entanto, para o deslocamento excessivo foi necessário a aplicação de contraflecha. Esse fato indica que, para vãos livres de tamanho elevado como este, o sistema estrutural de vigas contínuas retas com a utilização de madeira não é o mais viável economicamente.

Quadro 13– Valores para a ponte de concreto armado e ponte com vigas de madeira.

Ponte com vigas de concreto armado		Ponte com vigas de madeira	
Peso próprio (kN/m)	51,20	Peso próprio (kN/m)	72,3
Reação nos pilares (kN)	1090,6	Reação nos pilares (kN)	1359,7

Fonte: Do autor (2021).

Ademais, ao analisar as flechas apresentadas pela estrutura, pode se observar, além da deformação no centro do vão, os deslocamentos nas extremidades da ponte que, apesar de pequenos (algo em torno de 2,40 cm), criam uma espécie de degrau na pista de rolamento. Essas elevações na pista podem ocasionar acidentes quando o tráfego de veículos em alta velocidade é levado em consideração. Uma solução para esse problema é a adição de cargas na extremidade da ponte com a função de contrapeso, o que pode acarretar a diminuição tanto da flecha nas externas quanto no centro da viga.

É importante citar também que o método adotado para a análise da seção T e dos conectores não é o mais apropriado, já que foi admitido interação total entre os elementos, o que na realidade não ocorre, pois, como mencionado por Soriano (2001) em seu trabalho, a interação total entre os elementos só é possível com a utilização de ligação rígida. Dessa maneira, para a representação mais próxima a realidade, é necessário a consideração do deslizamento dos materiais na interface madeira-concreto.

6 CONCLUSÃO

Foi realizado o dimensionamento de vigas de madeira para a ponte, juntamente com a análise teórica do comportamento de uma seção T mista madeira-concreto considerando interação total entre os materiais. Dessa maneira, a utilização do programa Microsoft Excel foi imprescindível, tanto por conter a ferramenta “atingir metas” como por permitir a construção das planilhas automatizadas que auxiliaram na velocidade dos cálculos. Além disso, o programa Ftool também foi de grande valia, tanto por fornecer de maneira rápida e fácil os diagramas e envoltórias de esforços, quanto por fornecer os deslocamentos nas estruturas.

Apesar do dimensionamento bem sucedido das vigas em madeira, os valores de carregamento transmitidos para a fundação, quando comparados com a mesma ponte em concreto-armado, indicam que a configuração estrutural adotada não é a ideal.

Para trabalhos futuros, sugere-se o desenvolvimento de projetos de pontes com o mesmo vão, de modo a encontrar configurações estruturais que otimizem o uso da madeira, como por exemplo pontes treliçadas ou em arco. Além disso, é possível ainda realizar a verificação e comparação do custo energético para ambos os materiais, o que pode indicar uma vantagem da madeira em relação ao concreto. Outra sugestão, levando em conta a falta de referencial teórico sobre o assunto, é o estudo aprofundado das estruturas mista madeira-concreto e seus sistemas de conexão. Ademais, vale salientar a possibilidade de desenvolvimento de programas computacionais que permitem a análise desse tipo de estrutura, o que auxiliaria os engenheiros no desenvolvimento de projeto desta natureza.

7 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido — Procedimento: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6181**: Ações e segurança nas estruturas — Procedimento: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto— Procedimento: ABNT, 2014.

CALIL JÚNIOR, Carlito *et al.* **MANUAL DE PROJETOS E CONSTRUÇÃO E PONTES DE MADEIRA**. São Carlos: 1ª ed. USP, 2006.

MARCHETTI, Osvaldemar. **PONTES DE CONCRETO ARMADO**. São Paulo: 1ª ed. Blucher, 2008.

PFEIL, Walter. **PONTES EM CONCRETO ARMADO: ELEMENTOS DE PROJETOS, SOLICITAÇÕES, DIMENSIONAMENTOS**. Rio de Janeiro: Livros técnicos científicos. Editora S.A, 1979.

SORIANO, Julio. **ESTRUTURAS MISTAS EM CONCRETO E EM MADEIRA**: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil. Orientador: Nilson Tadeu Mascia. 2001. 234 p. Tese de Doutorado. Engenharia agrícola. Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2001.