

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DANIELA PFAFFENSELLER FLORES

**ESTUDO DE CASO: PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PONTE
COM TRELIÇA MODULAR DE MADEIRA PARA O MUNICÍPIO DE
FLORIANÓPOLIS**

FLORIANÓPOLIS, 2022.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

DANIELA PFAFFENSELLER FLORES

**ESTUDO DE CASO: PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PONTE
COM TRELIÇA MODULAR DE MADEIRA PARA O MUNICÍPIO DE
FLORIANÓPOLIS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador:
Profa. Dra. Luciana da Rosa Espíndola

FLORIANÓPOLIS, 2022.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Flores, Daniela

Estudo de caso: projeto e dimensionamento de ponte com treliça modular de madeira para o município de Florianópolis / Daniela Flores; orientação de Luciana Espíndola. - Florianópolis, SC, 2022.

99 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico de Construção Civil. Inclui Referências.

1. Ponte de madeira. 2. Dimensionamento de estruturas de madeira. 3. Vigas treliçadas. 4. Módulos de madeira. I. Espíndola, Luciana. II. Instituto Federal de Santa Catarina. III. Estudo de caso.

ESTUDO DE CASO: PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PONTE COM TRELIÇA MODULAR DE MADEIRA PARA O MUNICÍPIO DE FLORIANÓPOLIS

DANIELA PFAFFENSELLER FLORES

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheira Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 28 de julho, 2022.

Banca Examinadora:



Documento assinado digitalmente
LUCIANA DA ROSA ESPINDOLA
Data: 27/08/2022 22:01:58-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Luciana da Rosa Espíndola, Doutora em Arquitetura e Urbanismo



Documento assinado digitalmente
ALEXANDRE LIMA DE OLIVEIRA
Data: 28/08/2022 02:00:43-0300
CPF: 014.836.549-31
Verifique as assinaturas em <https://v.ifsc.edu.br>

Alexandre Lima de Oliveira, Doutor em Engenharia Civil
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina



Documento assinado digitalmente
MARCIA MARIA MACHADO STEIL
Data: 27/08/2022 18:55:09-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Márcia Maria Machado Steil, Mestre em Engenharia Civil
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina

*Dedico este trabalho a minha mãe
e meu irmão, as pessoas que mais
amo nessa vida e sem as quais eu
não estaria aqui hoje para realizá-lo.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que passaram por mim durante essa jornada que foi a graduação: pais, irmãos, amigos, colegas, professores e professoras, conhecidos e desconhecidos que, de alguma forma, deixaram um pouco de si em mim. Quem sou hoje é resultado de todos vocês.

Deixo um agradecimento especial aos professores Luciana da Rosa Espíndola e Caio Acosta Veloso, por todos os ensinamentos e pela atenção dedicada a mim durante a elaboração desse trabalho.

Sic parvis magna:
Grandeza a partir de pequenos começos.

RESUMO

Pontes são estruturas indispensáveis ao cotidiano e parte fundamental do desenvolvimento nacional, contribuindo para escoamento de pessoas e mercadorias. Com poucos recursos e baixo investimento público, a infraestrutura viária nacional é comprometida, levando a menos construções e falta de manutenção das existentes. Pontes de madeira são uma boa opção para contornar estes obstáculos, tendo baixo custo e facilidades construtivas, o que as tornam uma alternativa para novas pontes ou para substituir alguma que precise ser demolida. No presente trabalho foi sugerida a substituição de uma ponte danificada no município de Florianópolis por uma alternativa em material mais sustentável e de fácil manuseio: a madeira. O modelo proposto foi a estrutura de vigas treliçadas compostas por módulos pré-fabricados e padronizados. Para a elaboração deste projeto foram realizadas as seguintes atividades: (1) definição da geometria da ponte e da madeira aplicada e pré-dimensionamento da estrutura seguindo orientações normativas e o método proposto por Calil Júnior *et al.* (2006) e Baggio (2017); (2) definição das cargas atuantes e suas combinações de acordo com as normas brasileiras e orientações de Calil Júnior *et al.* (2006); (3) verificação da segurança da estrutura para os esforços e as deformações decorrentes das cargas atuantes conforme o projeto de revisão da NBR 7120 (2010); e (4) dimensionamento das ligações entre os elementos da estrutura conforme o EUROCODE 5 (CEN, 2004) e o projeto de revisão da NBR 7120 (2010). Os resultados apresentam o memorial destes cálculos assim como desenhos com detalhes finais do projeto. Por fim, concluiu-se que é possível a construção de uma ponte de madeira para o estudo de caso analisado. Entretanto, para um cenário mais amplo, faz-se necessário disseminar ainda mais este conhecimento técnico para diminuir os receios de projetistas sobre a madeira na construção civil.

Palavras-chave: Ponte de madeira. Dimensionamento de estruturas de madeira. Vigas treliçadas. Módulos de madeira.

ABSTRACT

Bridges are indispensable structures for daily life and a fundamental part of national development, contributing to the flow of people and goods. With few resources and low public investment, the national road infrastructure is compromised, leading to less construction and lack of maintenance of existing ones. Wooden bridges are a good option to overcome those obstacles, having low cost and construction facilities, which makes them an alternative for new bridges or to replace one that needs to be demolished. In the present work, it was suggested to replace a damaged bridge in the city of Florianópolis with an alternative in a more sustainable and easy-to-handle material: wood. The proposed model was the structure of trussed beams composed of prefabricated and standardized modules. For the elaboration of this project, the following activities were carried out: (1) definition of the geometry of the bridge and of the wood applied and pre-dimensioning of the structure following normative guidelines and the method proposed by Calil Júnior *et al.* (2006) and Baggio (2017); (2) definition of active loads and their combinations according to Brazilian standards and guidelines by Calil Júnior *et al.* (2006); (3) verification of the safety of the structure for the efforts and deformations resulting from the loads acting according to the revision project of NBR 7120 (2010); and (4) dimensioning of the connections between the elements of the structure according to EUROCODE 5 (CEN, 2004) and the revision project of NBR 7120 (2010). The results present the memorial of these calculations as well as drawings with final details of the project. Finally, it was concluded that it is possible to build a wooden bridge for the analyzed case study. However, for a broader scenario, it is necessary to further disseminate this technical knowledge to reduce the fears of designers about wood in civil construction.

Keywords: Wooden bridge. Wooden structures design. Trussed beams. Wooden modules.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Justificativa	14
1.2	Definição do Problema	17
1.3	Objetivo Geral	17
1.4	Objetivos Específicos	18
1.5	Estrutura do Trabalho	18
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
2.1	Pontes	19
2.2	Pontes com Estrutura em Madeira	21
2.3	Ações em Pontes de Madeira	27
2.3.1	Cargas Permanentes	27
2.3.2	Cargas Variáveis.....	28
2.3.2.1	<i>Cargas Variáveis Verticais</i>	28
2.3.2.2	<i>Coefficiente de Impacto Vertical</i>	29
2.3.2.3	<i>Coefficiente do Número de Faixas</i>	30
2.3.2.4	<i>Coefficiente de Impacto Adicional</i>	30
2.3.2.5	<i>Forças Horizontais</i>	31
2.3.2.6	<i>Vento</i>	31
2.4	Dimensionamento de Estruturas de Madeira	37
2.4.1	Densidade	38
2.4.2	Resistência.....	38
2.4.3	Rigidez	39
2.4.4	Umidade.....	39
2.4.5	Valores Representativos	40
2.4.5.1	<i>Coefficiente de Modificação</i>	40
2.4.5.2	<i>Coefficiente de Ponderação</i>	43
2.4.6	Condições de Segurança e Esforços Resistentes	43
2.4.7	Ligações.....	44
3	METODOLOGIA	48
4	RESULTADOS	53
4.1	Geometria e Pré-Dimensionamento da Ponte	53
4.2	Carregamentos	59
4.2.1	Ações Permanentes.....	59
4.2.2	Ações Variáveis	62
4.2.3	Coefficientes	63
4.2.4	Combinação de Ações	65
4.2.4.1	<i>Estado Limite Último</i>	65
4.2.4.2	<i>Estado Limite de Serviço</i>	69
4.3	Verificações de Segurança	71
4.3.1	Deformação.....	71
4.3.2	Espaçadores	72
4.3.3	Flexocompressão	74
4.3.4	Tração	79
4.3.5	Tabuleiro	80
4.4	Ligações	83
4.4.1	Combinação de Ações	83

4.4.2	Pinos	84
4.5	Elementos da ponte	89
4.6	Conclusões	93
	REFERÊNCIAS	96
	Anexo A – Ligações	100

1 INTRODUÇÃO

O transporte é diretamente ligado ao desenvolvimento da humanidade, tendo papel importante no progresso da sociedade desde os tempos antigos e sendo intrinsecamente associado a processos migratórios e escoamento de mercadorias que possibilitaram avanço econômico e evolutivo. Entretanto, para que fosse possível deslocar-se por certos caminhos, o homem teve que aprender a transpor certos obstáculos, como montanhas e cursos d'água, e uma das formas de vencer esses empecilhos foi através da construção de pontes.

O surgimento das pontes deu-se, a princípio, de forma natural com a queda de troncos de árvores sobre rios, que possibilitavam a travessia pela água, sendo aperfeiçoado pelo homem com o passar dos anos com o uso de novas técnicas e materiais (NOVO; OLIVEIRA JÚNIOR, 2012). No âmbito da engenharia, pontes são consideradas obras de arte especiais (OAEs) e são indispensáveis para a vida cotidiana, especialmente no que diz respeito à mobilidade urbana, servindo para o grande fluxo de pessoas (BASTOS; MIRANDA, 2017).

As pontes “são uma parte do traçado da rodovia e a ela devem estar perfeitamente integradas” (DNER, 1996), mantendo o tráfego fluente e sendo construídas com as características mais desejáveis para a região que se localizam, a fim de manter a continuidade da estrada e garantir a passagem segura de pessoas e materiais.

No Brasil, estima-se a existência de mais de 120 mil OAEs (SANTOS, 2017). Usualmente, estas são construídas em concreto armado, material predominante na construção civil do país, sendo a madeira um material mais utilizado na construção de pontes provisórias (PFEIL, 1979).

A madeira é uma matéria prima utilizada desde os primórdios da humanidade, havendo vestígios arqueológicos da sua utilização no âmbito da construção datando do ano de 5000 a.C. (TORRES, 2010). Por ser um material natural, acompanhou a evolução humana e é utilizada até hoje para os mais diversos fins. Mas, ainda existe um grande preconceito com relação a seu uso na construção de obras permanentes (GESUALDO, 2003).

No que diz respeito aos benefícios, a madeira apresenta boas propriedades mecânicas e pode ser serrada e trabalhada para diferentes seções, tornando o material, além de sustentável, versátil para moldar peças estruturais nos mais variados formatos com leveza e boa capacidade resistente, desde que corretamente tratada. É um material competitivo economicamente e aceitável ecologicamente por técnicas modernas de reflorestamento (PFEIL; PFEIL, 2003).

Com base nessas características vantajosas, há um grande potencial para a construção de pontes com estruturas de madeira no Brasil (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006). Assim, este trabalho seleciona como tema as pontes com estruturas de madeira para incentivar a aplicação de recursos naturais renováveis locais e técnicas construtivas mais industrializadas nas OAEs brasileiras.

1.1 Justificativa

Infelizmente, “a falta de programas voltados à manutenção de pontes e viadutos é um dos maiores problemas enfrentados pelo sistema rodoviário [brasileiro]” (VITÓRIO, 2006 *apud* BASTOS; MIRANDA, 2017). Assim, OAEs que não passam por manutenções preventivas ficam suscetíveis ao surgimento de patologias que, a depender do grau, podem colocar a estrutura em risco. Assim, para pontes que apresentam patologias severas, a determinação pode ser a demolição e posterior substituição por uma alternativa ou uma nova efetiva.

No município de Florianópolis, no estado de Santa Catarina, diversos bairros são interligados por meio de pontes e viadutos que, em alguns casos, são os únicos acessos a essas localidades. Nesses locais, se alguma das pontes falhar e ruir, além do risco de perdas de vidas humanas, pode ocorrer o isolamento de uma comunidade, dificultando acessos aos serviços básicos.

A ponte de ligação entre os bairros Tapera e Ribeirão da Ilha é um desses casos no município de Florianópolis. A condição da estrutura foi avaliada por Mendes em 2021 de acordo com a NORMA DNIT 010/2004, o qual constatou que a ponte apresenta danos significativos que precisam de intervenção a curto prazo para manter a segurança dos transeuntes.

Entretanto, a interdição para manutenção ou substituição desta ponte pode ocasionar congestionamentos e dificultará o acesso ao bairro, e, portanto, deve ser feita da maneira mais rápida possível a fim de evitar transtornos aos moradores e visitantes do local. Assim, coloca-se neste trabalho a proposta de substituir a ponte existente danificada por uma nova ponte de madeira, no modelo de treliça modular proposto por Calil Júnior *et al.* (2006), a fim de reduzir o tempo de execução e os consequentes incômodos, visto que os módulos são pré-fabricados.

Ademais, no Brasil, pouco se investe em obras públicas. Em 2021, o investimento federal em infraestrutura foi o menor desde 1947 e a previsão é que diminua ainda mais nos próximos anos (ELIAS, 2021). Dessa forma, a madeira se destaca como uma alternativa economicamente viável para garantir a segurança da ponte em questão, visto que o país possui grande reserva florestal e clima favorável ao crescimento de árvores e que pontes de madeira não requerem equipamentos específicos para construção e nem mão de obra especializada (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006).

As teorias técnicas aplicadas em estruturas de madeira existem desde o início do século XX (PFEIL, 2003), mas o uso do material é limitado no país, ainda que o setor da construção civil brasileiro possua um grande impacto ambiental advindo da vasta geração de resíduos (MATEUS, 2004 *apud* GOMES; LACERDA, 2014). Portanto, diante da existência de matéria prima renovável, com a possibilidade de uma menor geração de resíduos, o presente trabalho busca fomentar os estudos na área de estruturas de materiais.

No que diz respeito a estruturas, a madeira possui boas propriedades mecânicas, físicas e um forte apelo estético, sendo um material versátil, renovável e abundante, embora de uso não muito difundido em construções de grande porte no Brasil. Szucs *et al.* (2016) destacam que conhecer essas propriedades é fundamental para a aplicação do material, pois influenciam no desempenho da estrutura.

Apesar do preconceito existente em relação ao material, por popularmente acreditar-se ser fraco, a madeira possui boas propriedades estruturais desde que corretamente tratada. Ainda que suscetível ao ataque de micro-organismos e altamente inflamável, o uso de materiais preservativos como CCA (Cobre, Cromo, Arsênio) ou CCB (Cobre, Cromo, Boro) torna a madeira adequada para uso

(FERNANDEZ, 2010) e, sob altas temperaturas, ela é capaz de manter a resistência na seção não-queimada, comportando-se, em alguns casos, melhor que o aço (GESUALDO, 2003).

Considerando estas vantagens e possibilidades do material, existem importantes estudos sobre pontes de madeira no Brasil, como as bibliografias apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Bibliografias sobre pontes de madeira

Autor	Estudo
CALIL JÚNIOR <i>et al.</i> , 2006	Manual de Pontes de Madeira
CALIL JÚNIOR; BRITO, 2010	Manual de Projeto e Construção de Estruturas com Peças Rolijas de Madeira de Reflorestamento
LOGSDON, 1982	Contribuição ao estudo das pontes de madeira
STEFEL; MORO, 2013	Dimensionamento de uma ponte de madeira para regiões rurais
COSTA; BESSA, 2014	Concepção e dimensionamento de pontes em madeira roliça para estradas vicinais na região sudoeste do Paraná
NOVO; MARIA JÚNIOR, 2012	Pontes de madeiras para pequenos vãos para situações emergenciais
BRITO; LOGSDON; JESUS, 2012	Dimensionamento dos elementos da superestrutura de uma ponte em arco triarticulado de madeira sob a ótica do projeto de revisão da NBR 7190 de 2011
OLIVEIRA; 2010	Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa alternativa para o Estado do Pará
SOUZA; ACOSTA; CALIL JÚNIOR, 2014	Sistemas Construtivos para Pontes de Madeira com 8 Metros de Vão: Tabuleiro Protendido, Vigas Treliçadas e Sistema Misto
CALIL JÚNIOR; GOES, 2006	Programa emergencial das pontes de madeira para o Estado de São Paulo
GOES; DIAS, 2005	Comparação de três métodos de cálculo para pontes de madeira protendida transversalmente
GOES, 2005	Estudo de pontes de madeira com tabuleiro multicelular protendido
CHEUNG, 2003	Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira
ALVES, 2002	Análise de pontes de madeira protendidas transversalmente formadas por vigas-T
OKIMOTO, 2001	Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira
STEFANI <i>et al.</i> , 2016	Pontes de madeira: degradação e soluções tecnológicas híbridas
ALMEIDA <i>et al.</i> , 2021	Estruturas mistas madeira-concreto: o emprego da metodologia do Eurocode 5 no âmbito nacional
ABDALLA, 2002	Utilização de madeira de Eucalyptus em estruturas de pontes
SILVA, 2012	Aplicação de conectores metálicos para tabuleiros mistos de pontes de madeira e concreto para estradas vicinais

Fonte: Autora (2022).

Destas publicações, este trabalho destaca o livro de Calil Júnior *et al.* (2006) que apresenta diretrizes de projeto e de dimensionamento para algumas soluções de pontes estruturadas em madeira, como: pontes em vigas de peças roliças, pontes em vigas de madeira lamelada colada, pontes em placa mista madeira-concreto, pontes em placa protendida transversalmente e pontes em placa multicelular protendida transversalmente. Sendo assim, as hipóteses de cálculo e as etapas de dimensionamento apresentadas pelos autores complementam a NBR 7190 (1997) neste tema.

Com base neste manual, outras soluções estruturais têm sido propostas, como o trabalho de Baggio (2017) que elaborou um estudo de caso com treliças modulares para pontes de madeira serrada para o município de Londrina, no Paraná e a tese de Fernandez (2010) que o sistema de elemento modulares treliçados pré-fabricados para pontes de médios vãos.

Tendo em vista as vantagens destas propostas de Calil Júnior *et. al* (2006), Baggio (2017) e Fernandez (2010), para o estudo de caso do município de Florianópolis foi selecionada a ponte composta por treliças modulares, pois se trata de um modelo estrutural leve, de fácil e rápida execução, baixo custo, sustentável e que pode ter as peças reaproveitadas em outra construção posteriormente, caso optem por reconstruir a estrutura no material original.

1.2 Definição do Problema

Diante da justificativa colocada, pergunta-se: como projetar e dimensionar uma ponte com treliças modulares de madeira para o bairro Ribeirão da Ilha, no município de Florianópolis?

1.3 Objetivo Geral

Projetar e dimensionar uma ponte de madeira com treliças modulares para o bairro Ribeirão da Ilha no município de Florianópolis.

1.4 Objetivos Específicos

A fim de alcançar o objetivo geral, são definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Definir a geometria da ponte, a madeira aplicada e pré-dimensionar a estrutura seguindo orientações normativas e o método proposto por Calil Júnior *et al.* (2006) e Baggio (2017);
- b) Definir as cargas atuantes e suas combinações de acordo com as normas brasileiras e orientações de Calil Júnior *et al.* (2006);
- c) Verificar a segurança da estrutura para os esforços e as deformações decorrentes das cargas atuantes conforme o projeto de revisão da NBR7120 (2010);
- d) Dimensionar as ligações entre os elementos da estrutura conforme o EUROCODE 5 (CEN, 2004) e o projeto de revisão da NBR 7120 (2010).

1.5 Estrutura do Trabalho

O presente trabalho é composto por quatro capítulos: Introdução, Fundamentação Teórica, Metodologia e Resultados.

O primeiro capítulo, introdução, trata de expor dados gerais sobre a pesquisa e contextualizá-la, propondo objetivos a serem alcançados ao longo do desenvolvimento do Trabalho de Conclusão de Curso.

A fundamentação teórica é dividida em subcategorias que abordam, de maneira geral, os conceitos utilizados para o dimensionamento e projeto de pontes.

Na seção metodologia é explicada como foi feita a aplicação da teoria do capítulo anterior, enquanto nos resultados são mostrados os procedimentos de cálculo, os resultados do dimensionamento e os desenhos da ponte objeto desse estudo. Por fim, são feitas as conclusões com base na observação dos resultados atingidos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Esta revisão bibliográfica traz conceitos sobre as palavras-chave deste trabalho, como: pontes, pontes com estruturas de madeira, ações em estruturas de madeira e dimensionamento de estruturas de madeira.

2.1 Pontes

Pontes são estruturas com a função de transpor obstáculos em meio à uma estrada dando continuidade à rota. Conforme Pfeil (1979), as pontes podem ser classificadas por diferentes critérios, sendo eles:

- a) Finalidade: rodoviária, ferroviária, passarelas, etc.;
- b) Material: madeira, pedra, concreto armado, normal ou protendido ou metal;
- c) Tipo estrutural: pontes em laje, em vigas retas ou de alma cheia, em treliça, em quadros rígidos, em arcos e pênses ou suspensas.

Já Marchetti (2008) e El Debs e Takeya (2009) aprofundam essa classificação, acrescentando critérios como a extensão do vão, conforme Tabela 2 e Tabela 3, a durabilidade e a natureza do tráfego.

Tabela 2 – Nomenclatura de pontes em função do vão total

Nomenclatura	Marchetti (2008)	El Debs e Takeya (2009)
Bueiro	Até 2 metros	De 2 a 3 metros
Pontilhão	De 2 a 10 metros	De 3 a 10 metros
Ponte	Maior que 10 metros	Maior que 10 metros

Fonte: Marchetti (2008); El Debs e Takeya (2009).

Tabela 3 – Classificação da ponte pelo vão

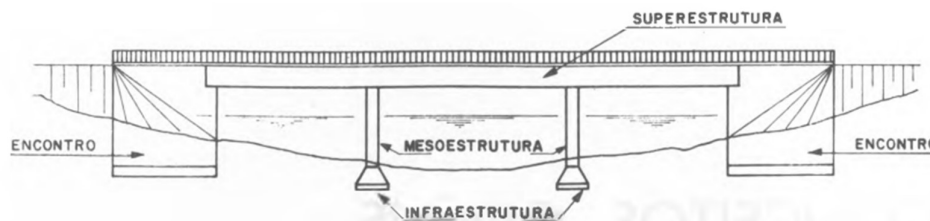
Vão [m]	Classificação
Até 30	Pequeno vão
De 30 a 60	Médio vão
De 60 a 80	Grande vão

Fonte: El Debs e Takeya (2009).

A estrutura de pontes pode ser dividida em três partes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura, como mostra a Figura 1. Segundo Pfeil (1979), essas partes podem ser definidas por:

- a) **Infraestrutura:** também chamada de fundação, é a parte da estrutura responsável por transferir os esforços da parte superior da ponte para o solo.
- b) **Mesoestrutura:** parte da estrutura que recebe os esforços da superestrutura e transmite para a infraestrutura, além de receber esforços secundários como forças de vento ou água em movimento.
- c) **Superestrutura:** consiste nos elementos que servem de suporte imediato para os esforços solicitantes, sendo esses as lajes e vigas principais e secundárias.

Figura 1 – Estrutura de uma ponte



Fonte: Pfeil (1979).

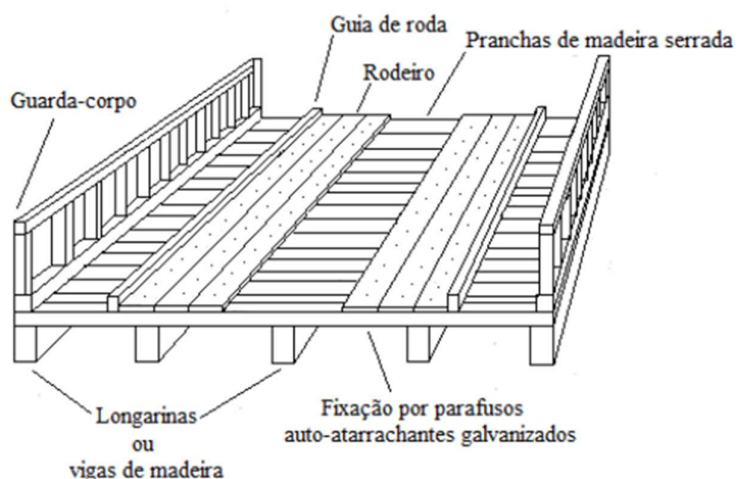
O encontro, ou berço, elemento também mostrado na Figura 1 e considerado parte da mesoestrutura, não é fundamental em todas as pontes, apenas naquelas em que há perigo de erosão dos aterros de acesso pelo contato da água. (PFEIL, 1979) e se localiza nas extremidades da obra, tendo a função de ligá-la à estrada.

De acordo com Molina (2006 *apud* COSTA; BESSA, 2013), Pfeil (1979) e Calil Júnior *et al.* (2006), os elementos que constituem a superestrutura de uma ponte de madeira, foco deste trabalho, ilustrada na Figura 2, é composta pelos seguintes elementos:

- a) **Tabuleiro:** possui a função de receber diretamente a carga dos veículos que ali circulam;

- b) Vigas: servem de apoio para o tabuleiro, levando as cargas até a mesoestrutura;
- c) Rodeiros: indicam o local por onde o veículo deve transitar;
- d) Defensas e guarda-rodas: itens de segurança para evitar que o veículo saia da ponte;
- e) Elementos de ligação: peças, metálicas ou não, que unem os diferentes elementos da ponte.

Figura 2 – Elementos de uma ponte de madeira



Fonte: Fernandez (2010).

As características escolhidas para a construção de uma ponte vão depender de diversos fatores, como volume de tráfego, umidade e agressividade do ambiente onde se localiza, o vão livre a ser vencido pela estrutura e o orçamento disponível para a construção. Para tanto, deve haver um estudo do local e das propriedades dos materiais e sistemas estruturais, a fim de escolher a melhor opção para cada caso.

2.2 Pontes com Estrutura em Madeira

Segundo Calil Júnior *et al.* (2006, p. 30), “as pontes de madeira seguem, em linhas gerais, os mesmos sistemas estruturais de outros materiais”, apresentando

vantagens no que diz respeito a concepção estrutural por se tratar de um material leve e que possibilita o uso de elementos bidimensionais lineares para projeto. Alguns desses possíveis sistemas construtivos para pontes em madeira são em: arco, pórtico, placa e vigas.

Pontes em madeira feitas em arco são muito comuns desde a antiguidade, pois o formato reduz as solicitações da flexão quando comparado a vigas (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006). O sistema é ilustrado na Figura 3, e, segundo o autor, é indicado para pontes com vãos até 30 metros quando usados elementos de alma cheia, podendo estender esse comprimento a 50 metros se forem utilizados arcos treliçados.

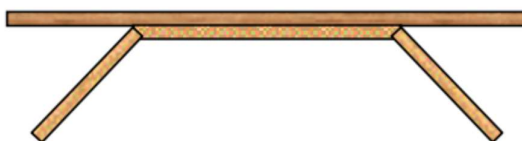
Figura 3 – Ponte em arco superior



Fonte: Marchetti (2008).

Pfeil (1979) define que as pontes construídas em pórtico são aquelas onde as ligações das vigas e pilares formam nós rígidos, tendo a carga transmitida por meio de apoios intermediários. Um exemplo de estrutura de ponte em pórtico é dado na Figura 4. De acordo Calil Júnior *et al.* (2006), o sistema é indicado para pontes de vãos médios e deve-se ter cuidado às emendas devido às ligações angulares, que apresentam altas solicitações.

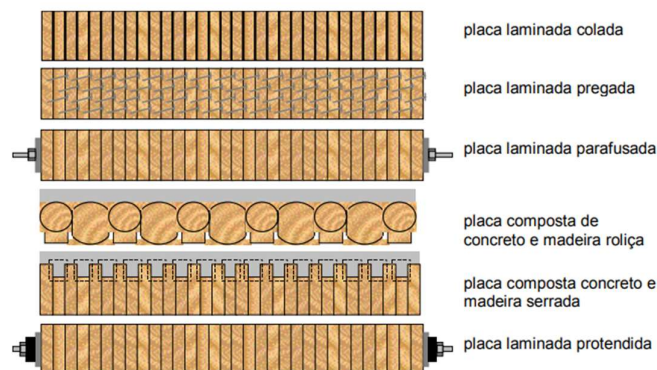
Figura 4 – Ponte em pórtico



Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006).

Pontes em placa são aquelas onde o próprio tabuleiro sustenta a estrutura, não havendo outros elementos que distribuam a carga, como vigas e transversinas. Esse sistema, que pode ser visto na Figura 5, também é conhecido como “tabuleiro” e é utilizado em pontes de pequenos e médios vãos (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006).

Figura 5 – Pontes em placa



Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006).

Vigas são o sistema construtivo mais utilizado para pontes em madeira, de acordo com Calil Júnior *et al.* (2006). Isso se dá por serem estruturas práticas e que possibilitam diferentes configurações de acordo com o vão, permitindo a utilização de peças de madeira de diferentes formatos, como troncos roliços, peças serradas ou coladas.

O autor descreve o uso peças roliças simples ou compostas para pontes, considerando que os troncos de algumas espécies de árvores, como eucaliptos, podem ultrapassar os 20 metros de comprimento, mas que devido a presença do alburno - parte do tronco mais jovem, permeável e menos resistente (SZUCS *et al.*, 2016) - a madeira pode acabar tendo as propriedades mecânicas reduzidas quando em comparação com peças serradas, exigindo a associação a outras seções para melhora da performance estrutural, como mostra a Figura 6.

Figura 6 – Ponte em viga com peça roliça composta



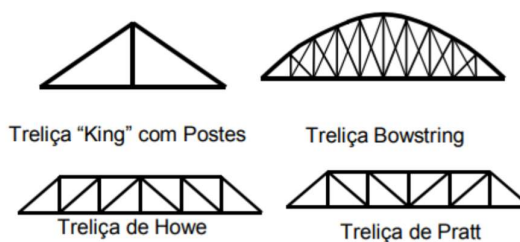
Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006).

Já no caso das peças serradas, quando maciças, Calil Júnior *et al.* (2006) mencionam que normalmente são feitas em seções de extensão entre 3 e 7 metros, o que limita os vãos onde podem ser aplicadas sem associações de peças. Essas associações, quando necessárias, normalmente são feitas em formato T, I ou H.

Como alternativa, surgem as vigas laminadas coladas, que não possuem limitações de seção ou formatos, permitindo a construção de vigas curvas e seções variáveis que podem ser utilizadas em vãos maiores que 20 metros, apresentando restrições apenas no que diz respeito ao transporte e fabricação das peças.

Dentro das pontes em vigas, existe o sistema estrutural treliçado, que pode ser fabricado com qualquer tipo de madeira: roliça, serrada ou laminada colada. O sistema se destaca por apresentar essencialmente esforços normais (tração e compressão) e permitir estruturas com grande rigidez e pouco peso (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006), sendo utilizado em construções tão antigas que há registros do uso de treliças no século 1 a.C (MORAES, 2007 *apud* FERNANDEZ, 2010).

As pontes treliçadas podem ter diferentes formatos, conforme Figura 7, e segundo Moraes (2007, *apud* Fernandez, 2010), para a escolha da geometria da treliça deve-se levar em conta o número de nós, que deve ser o menor possível, a fim de reduzir os deslocamentos verticais da estrutura.

Figura 7 – Pontes treliçadas

Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006).

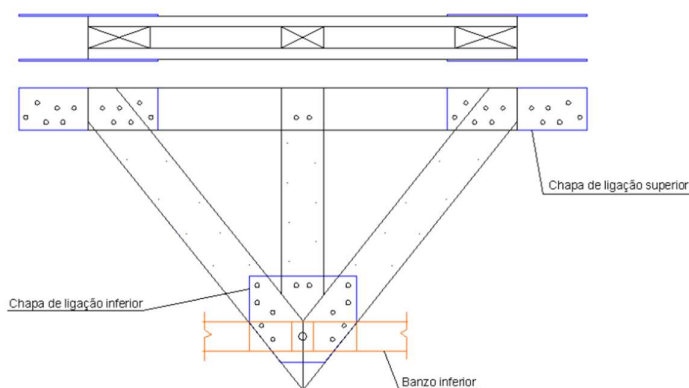
Essas treliças também podem ser fabricadas em módulos, ou seja, com componentes padronizados e pré-fabricados para posterior montagem no local, o que facilita a construção e reduz o tempo de execução da obra. Esse modelo de estrutura não é atual, a exemplo da Ponte Bailey, mostrada na Figura 8, que é um tipo de ponte pré-fabricada portátil, de módulos pequenos e leves que podiam ser levantados sem ajuda de equipamentos, desenvolvida pelos britânicos durante a Segunda Guerra Mundial para uso militar (HARPUR, 1991 *apud* NOVO; OLIVEIRA JÚNIOR, 2012).

Figura 8 – Ponte Bailey

Fonte: Novo e Oliveira Júnior (2012).

Para pontes de madeira, Calil Júnior, Marin e Palma (2004) propõem o uso de módulos pré-fabricados, como o da Figura 9, de madeira serrada com ligações de parafusos e chapas metálicas como uma alternativa de baixo custo para vãos de até 30 metros

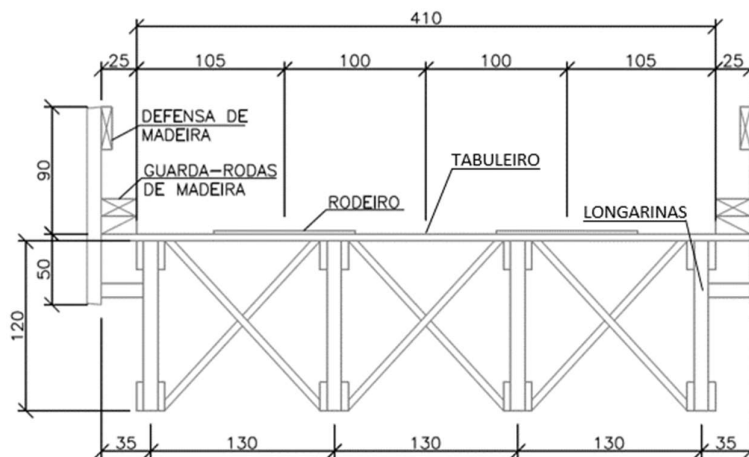
Figura 9 – Modelo de módulo pré-fabricado



Fonte: Calil Júnior, Marin e Palma (2004).

A aplicação desses módulos em pontes, como sugerem Sousa, Acosta e Calil Júnior (2014), seria na forma de longarinas que apoiariam o tabuleiro e demais elementos não estruturais, com contraventamento lateral, conforme ilustra a Figura 10, para garantir a estabilidade lateral das treliças (FERNANDEZ, 2010).

Figura 10 – Estrutura de ponte em madeira com sistema de vigas treliçadas contraventadas



Fonte: Sousa, Acosta e Calil Júnior (2014).

Ademais de todas as vantagens, Fernandez (2010) indica que o uso de pontes convencionais em treliça é provavelmente mais econômico para vãos médios.

2.3 Ações em Pontes de Madeira

Em uma estrutura, ações são causas que provocam esforços ou deformações (ABNT, 2013). Essas ações podem ser cargas permanentes (g), que atuam sobre a estrutura perduravelmente durante toda sua vida útil – como por exemplo o próprio peso da construção – ou variáveis (q), que não ocorrem de forma constante com o passar do tempo. Os tópicos subsequentes abordarão ações que são usuais em pontes.

2.3.1 Cargas Permanentes

Segundo Calil Júnior *et al.* (2006), as cargas permanentes em uma ponte são constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, como revestimentos, guarda-corpo, elementos de ligação e outros materiais colocados sobre a construção.

O peso próprio da estrutura vai depender do material empregado e das suas dimensões, essas sendo consequência direta do vão livre. A Tabela 4 apresenta o peso específico de alguns materiais de construção comumente usados.

Tabela 4 – Pesos específicos dos materiais de construção usuais

Material	Peso [kN/m ³]
Concreto Simples	24
Concreto Armado	25
Revestimento Asfáltico	24
Aço	78
Lastro de Brita	17
Madeira	6 a 12

Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006).

Os autores destacam que em pontes de madeira o peso próprio considera o material na Classe de Umidade 1 (12%), e que os elementos de conexão metálicos possuem 3% do peso próprio da madeira. Ainda, admitem uma variação de até 10% entre o peso próprio real e o estimado no pré-dimensionamento.

Empuxo de terra e subpressão de água de ação contínua também são considerados cargas permanentes (PFEIL, 1979).

2.3.2 Cargas Variáveis

Cargas variáveis ou acidentais, ao oposto das permanentes, são aquelas que não são ininterruptas durante a vida útil da construção e podem ser divididas de acordo com a sua origem e atuação na estrutura. A fim de um melhor entendimento e conforme previsto em norma, cargas pontuais serão identificadas por letras maiúsculas, enquanto cargas distribuídas são identificadas por letras minúsculas.

2.3.2.1 Cargas Variáveis Verticais

Calil Júnior *et al.* (2006) definem as cargas variáveis verticais como resultado do uso da estrutura por pessoas e veículos. Essas cargas acidentais são solicitações transitórias durante a vida útil da estrutura e, portanto, consideradas móveis.

Como os efeitos dinâmicos da carga são complexos, são usados coeficientes para associar as cargas móveis às estáticas (SILVA *et al.*, 2014). Para fins de cálculo, a NBR 7188 (ABNT, 2013) considera a Equação 1:

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$$

Onde:

Q = carga móvel [kN];

P = carga estática aplicada no nível do pavimento [kN];

CIV = coeficiente de impacto vertical;

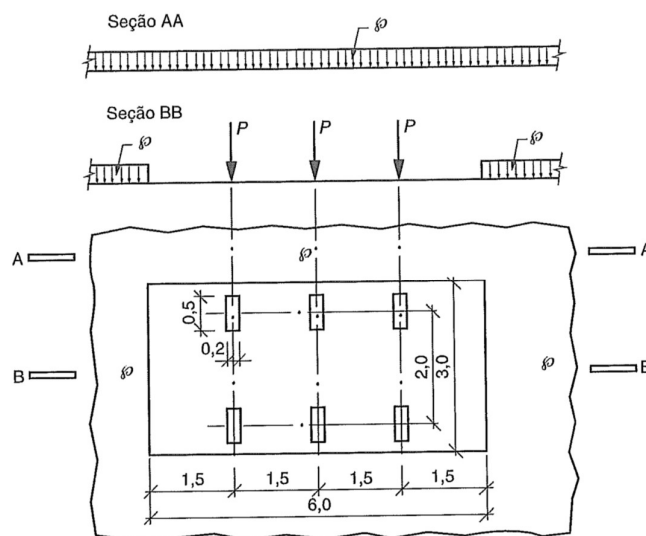
CNF = coeficiente de do número de faixas;

CIA = coeficiente de impacto adicional.

O trem-tipo, como também é conhecida a carga móvel, consiste na disposição da carga de um veículo em conjunto com cargas uniformemente

distribuídas de multidão sobre os elementos estruturais, sendo a carga móvel rodoviária padrão um veículo tipo de 450 kN (TB-450), com seis rodas de carga $P = 75$ kN cada e circundada por uma carga uniformemente distribuída $p = 5$ kN/m² de valor constante, conforme mostrado na Figura 11.

Figura 11 – Disposição das cargas do trem-tipo



Fonte: ABNT (2013).

Na disposição sobre as pistas, a carga de multidão deve ser aplicada na posição mais desfavorável, independentemente do número de faixas rodoviárias, enquanto o trem-tipo pode assumir qualquer posição, inclusive o acostamento e faixas de segurança, tendo as rodas na posição mais desfavorável. Na calçada, deve-se considerar carga uniformemente distribuída de 3 kN/m², sem o uso de quaisquer coeficientes, na posição mais desfavorável (ABNT, 2013).

2.3.2.2 Coeficiente de Impacto Vertical

O coeficiente de impacto vertical, utilizado para majorar as cargas características é dado pela NBR 7188 (ABNT, 2013) pela Equação 2:

$CIV = 1,35$, para estruturas com vãos menores que 10 m;

$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv+50} \right)$, para estruturas com vão entre 10 e 200 m.

Onde:

Liv = vão conforme o tipo da estrutura [m].

“Devido à maior resistência da madeira às cargas de curta duração, na verificação da segurança nos estados limites últimos as solicitações nas peças de madeira devidas ao impacto vertical serão multiplicadas por 0,75.” (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006, p. 23).

2.3.2.3 Coeficiente do Número de Faixas

A NBR 7188 (ABNT, 2013) define através da Equação 3 o coeficiente do número de faixas, que não deve ser aplicado no dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego e é utilizado para ajustar as cargas móveis características:

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$$

Onde:

n = número inteiro de faixas de tráfego a serem carregadas.

2.3.2.4 Coeficiente de Impacto Adicional

O coeficiente de impacto adicional deve ser utilizado para majorar os esforços das cargas móveis nas regiões de juntas e extremidades, para todas as seções de elementos estruturais a uma distância horizontal inferior a 5 metros para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, sendo (ABNT, 2013):

$CIV = 1,25$, para obras em concreto ou mistas;

$CIV = 1,25$, para obras em madeira;

$CIV = 1,15$, para obras em aço.

2.3.2.5 Forças Horizontais

“As forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável” (ABNT, 2013, p. 6), e são dadas pela Equação 4 a seguir:

$$Hf = 0,25 \times B \times L \times CNF$$

Onde:

$$Hf \geq 135 \text{ kN};$$

B = largura efetiva da carga distribuída de 5 kN/m² [m];

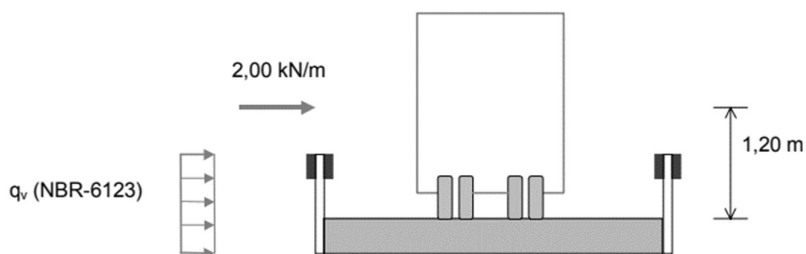
L = comprimento da carga concomitante [m].

Calil Júnior *et al.* (2006) apontam que as forças horizontais são consideradas de curta duração.

2.3.2.6 Vento

De acordo com o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010), a ação do vento é considerada uma carga de curta duração, sendo em pontes rodoviárias admitida como 2 kN/m sobre os veículos, em valor característico, e aplicada a 1,2 m acima da superfície de rolamento, conforme mostrado na Figura 12.

Figura 12 – Ação do vento sobre veículo



Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006).

Sobre as estruturas, os esforços de vento são previstos na NBR 6123 (ABNT, 1988), porém a norma não menciona especificações para pontes. Dessa forma, adotam-se as cargas de vento (q_v) conforme o indicado na antiga norma de pontes NB-2/61, sendo elas:

$q_v = 1,5 \text{ kN/m}^2$, para pontes descarregadas;

$q_v = 1,0 \text{ kN/m}^2$, para pontes carregadas.

Para pontes em laje, a ação do vento pode ser desconsiderada devido a rigidez que possuem a ações horizontais.

O cálculo das forças atuantes nos elementos não-estruturais da ponte também é previsto em norma, mas não será abordado no presente trabalho. O guarda-corpo e rodeiro devem ser dimensionados e conferidos posteriormente no caso da execução da ponte.

2.3 Combinação de Ações

Para verificação dos estados limites de estruturas, é feita uma combinação das ações que geram solicitações nos elementos, utilizando fatores que consideram a probabilidade de acontecimento simultâneo e variações dessas. Tais combinações estão previstas no Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010) e diferem para estados limites últimos e de utilização.

Para os estados limites últimos – aqueles que dizem respeito à segurança da estrutura – existem três possíveis combinações: normais, especiais e excepcionais. Já para os estados limites de utilização, referentes ao conforto do usuário, há as combinações de longa, média e curta duração.

Entretanto, Calil Júnior *et al.* (2006, p. 27) afirmam que para pontes de madeira “as combinações geralmente se restringem às combinações últimas normais para os estados limites últimos e às combinações de longa duração para os estados limites de utilização”. Dessa forma, a consideração de ações é simplificada e leva em conta apenas as ações permanentes normais e do trem-tipo associada aos coeficientes de impacto.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) ressalta que as ações permanentes devem ser totalmente consideradas, enquanto das ações variáveis consideram-se somente as parcelas com efeitos desfavoráveis à segurança.

Para a combinação de ações permanentes, existem coeficientes de ponderação (γ) que majoram efeitos desfavoráveis. Esses coeficientes variam para ações consideradas separadamente ou agrupadas, conforme mostrado nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente

(continua)

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adição <i>in loco</i>	1,40	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²	1,50	1,00
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adição <i>in loco</i>	1,30	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²	1,40	1,00

Tabela 6 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente

		(continuação)	
	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,00
Excepcional	Elementos construtivos industrializados ¹	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adição <i>in loco</i>	1,20	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²	1,30	1,00

¹ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

² Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: ABNT (2003).

Tabela 6 - Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹	1,30	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²	1,35	1,00
	Edificação tipo 2 ³	1,40	1,00
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹	1,20	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²	1,25	1,00
	Edificação tipo 2 ³	1,30	1,00
Excepcional	Grandes pontes ¹	1,10	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²	1,15	1,00
	Edificação tipo 2 ³	1,20	1,00

¹ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

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 (2003).

Para ações variáveis, os coeficientes de ponderação também dependem se as ações serão consideradas separadamente ou conjuntamente e são os mostrados nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 - Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela se aplica a esse valor limite.

Fonte: ABNT (2003).

Tabela 8 - Ações variáveis consideradas conjuntamente¹

Combinação	Tipo de ação	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 as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela acima 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 e o efeito de temperatura.

Fonte: ABNT (2003).

Os fatores de combinação relativos ao tipo de construção e material considerados, bem como os fatores de redução referentes às combinações de serviço estão apresentados na Tabela 9 abaixo.

Tabela 9 - Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ^{3,4}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarela de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹ Edificações residenciais, de acesso restrito.

² Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

³ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.

⁴ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: ABNT (2003).

As combinações últimas normais utilizadas para a verificação do Estado Limite Último em pontes de madeira podem ser calculadas através da Equação 5 (NBR 8681; ABNT, 2003):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right]$$

Onde:

γ_{Gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

γ_{Qi} = coeficiente de ponderação para ações variáveis;

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada;

$\Psi_{0j} \times F_{Qj,k}$ = valor reduzido de combinações de cada uma das demais ações variáveis.

Para o Estado Limite de Utilização, nas combinações de longa duração, a NBR 8681 (ABNT, 2003) prevê o uso da Equação 6:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \times F_{Qj,k}$$

Onde:

$\Psi_{2j} \times F_{Qj,k}$ = ações variáveis consideradas com seus valores quase permanentes.

2.4 Dimensionamento de Estruturas de Madeira

O Projeto de Revisão da norma NBR 7190 (2010) classifica e caracteriza as madeiras de acordo com a sua classe de resistência de acordo com as Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Classe de resistência das coníferas

Coníferas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	$f_{c0,k}$ [MPa]	$f_{v,k}$ [MPa]	$E_{c0,m}$ [MPa]	$\rho_{bas,m}$ [kg/m ³]	$\rho_{aparente}$ [kg/m ³]
C20	20	4	3500	400	500
C25	25	5	5800	450	550
C30	30	6	14500	500	600

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

Tabela 11 – Classe de resistência das dicotiledôneas

Dicotiledôneas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	$f_{c0,k}$ [MPa]	$f_{v,k}$ [MPa]	$E_{c0,m}$ [MPa]	$\rho_{bas,m}$ [kg/m ³]	$\rho_{aparente}$ [kg/m ³]
C20	20	4	9500	500	650
C30	30	5	14500	650	800
C40	40	6	19500	750	950
C60	60	8	24500	800	1000

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

Calil Júnior *et al.* (2006) ressaltam que essa especificação busca padronizar as propriedades da madeira e, para tanto, o lote utilizado na construção deve ser de classificação certificada por laboratórios idôneos que comprovem e garantam as características do material.

2.4.1 Densidade

Uma das principais características que favorece o manuseio da madeira é a sua baixa densidade, que é cerca de 1/8 da do aço (GESUALDO, 2003). No geral, o Projeto de Revisão da norma brasileira NBR 7190 (2010) apresenta duas definições de densidade para estruturas de madeira: densidade básica (ρ_{bas}) e densidade aparente (ρ_{ap}). Calil Júnior *et al.* (2006) afirmam que se pode adotar o valor da densidade aparente para determinação do peso próprio da estrutura.

2.4.2 Resistência

Conforme definido no Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010, p. 14), “a resistência é a aptidão da matéria suportar tensões.”. No caso de estruturas, é a tensão máxima que pode ser aplicada sobre um material sem que ele perca as propriedades que deve possuir para que tenha o desempenho desejado, o que usualmente nesse contexto significa a tensão limite antes que haja deformação excessiva ou ruptura.

Para estruturas em madeira, a resistência de cálculo (S_d) é ponderada por alguns fatores de segurança e dada pela Equação 7:

$$S_d = k_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_w}$$

Onde:

k_{mod} = coeficiente de modificação;

X_k = valor característico da resistência da madeira;

γ_w = coeficiente de minoração das propriedades da madeira.

Esses coeficientes serão abordados em tópico posterior.

2.4.3 Rigidez

“A rigidez dos materiais é medida pelo valor médio do módulo de elasticidade, determinado na fase de comportamento elástico-linear” (2010, p. 14). A norma especifica a elasticidade em função do tipo e direção da solitação em relação às fibras da madeira, simplificando essa caracterização para as demais direções em função da rigidez na compressão paralela às fibras ($E_{c0,m}$).

Assim, a rigidez para a compressão normal, a 90 graus das fibras, tem-se a Equação 8:

$$E_{c90,m} = \frac{E_{c0,m}}{20}$$

A rigidez da madeira é feita para o teor de umidade padrão $U = 12\%$.

2.4.4 Umidade

“As classes de umidade têm por finalidade ajustar as propriedades de resistência e de rigidez da madeira em função das condições ambientais onde permanecerão as estruturas” (2010, p. 14). A norma define que para projeto deve-se

admitir a classe de umidade de acordo com a Tabela 12, devendo o valor também ser utilizado para escolha do tratamento adequado para madeira.

Tabela 12 – Classe de umidade

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

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

2.4.5 Valores Representativos

Os valores representativos dentro do contexto da madeira são aqueles utilizados para ponderar valores de cálculo em favor da segurança, reduzindo a capacidade resistente do material e majorando os esforços nele atuantes. Esta seção destina-se a apresentá-los.

2.4.5.1 Coeficiente de Modificação

“Os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo de propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade e da qualidade da madeira utilizada.” (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006). De acordo com o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010, p. 17), o coeficiente de modificação (k_{mod}) é formado pelo produto dado na Equação 9:

$$K_{mod} = K_{mod,1} \times K_{mod,2} \times K_{mod,3}$$

Onde:

$K_{mod,1}$ = coeficiente que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado;

$K_{mod,2}$ = coeficiente que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado;

$K_{mod,3}$ = coeficiente que leva em conta a categoria da madeira.

O valor dos coeficientes $K_{mod,1}$ e $K_{mod,2}$ são definidos de acordo com as Tabelas 13 e 14, respectivamente.

Tabela 13 - Valores de $K_{mod,1}$

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 Compensada
			Madeira Roliça Madeira Laminada Colada	Madeira Recompоста
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: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

Tabela 14 - Valores de $K_{mod,2}$

Classes de umidade	Tipos de Madeira	
	Madeira Serrada	Madeira Recompоста
	Madeira Laminada Colada Madeira Compensada	
(1)	1,00	1,00
(2)	0,90	0,95
(3)	0,80	0,93
(4)	0,70	0,90

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

Para o coeficiente $K_{mod,3}$, os valores determinados pelo Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010) são de acordo com a qualidade da madeira. Para as folhosas, são empregados os valores definidos na Tabela 15 que levam em consideração a classe de qualidade e o método de classificação, enquanto para as coníferas também é levada em conta a densidade, sendo utilizados os valores mostrados na Tabela 16.

Para madeiras não classificadas, o $K_{mod,3}$ tem valor 0,70 no caso de folhosas. Coníferas não podem ser utilizadas sem classificação.

Tabela 15 - Valores de $K_{mod,3}$ para dicotiledôneas classificadas

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: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

Tabela 16 - Valores de $K_{mod,3}$ para coníferas classificadas

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: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

2.4.5.2 Coeficiente de Ponderação

O Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010) define, ainda, coeficientes de ponderação para a resistência nos estados limites últimos (γ_w), a depender do esforço solicitante. São eles:

$\gamma_{wc} = 1,4$ para compressão paralela às fibras;

$\gamma_{wt} = 1,8$ para tração paralela às fibras;

$\gamma_{wv} = 1,8$ para cisalhamento paralelo às fibras.

Para estados limites de utilização, o coeficiente de ponderação tem valor fixo de $\gamma_w = 1,0$.

2.4.6 Condições de Segurança e Esforços Resistentes

Para verificar a segurança de uma estrutura, compara-se o esforço solicitante ao esforço resistente. A verificação varia de acordo com o tipo de solitação (tração, compressão ou flexão), bem como o ângulo em que ela ocorre, levando em consideração para o esforço resistente a qualidade da madeira e a esbeltez da peça.

Enquanto a versão antiga da norma NBR 7190, de 1982 considerava o Método das Tensões Admissíveis para as verificações de segurança, a versão atual, de 2010, considera o Método dos Estados Limites. Para tanto, são verificados dois estados: Último e de Serviço.

Para o ELU, o esforço de cálculo solicitante na peça (S_d) deve ser inferior ao esforço de cálculo resistido por ela, conforme Equação 10:

$$S_d \leq R_d$$

Já para o ELS considera-se a deformação da estrutura, fazendo-se a verificação através da flecha limite (u_{ef}), sendo essa um somatório da flecha imediata (u_{ime}) e de fluência (u_c), que são determinadas a partir das deformações causadas

pelas ações permanentes (u_g) e acidentais (u_q) multiplicadas por um coeficiente de fluência (ϕ). A verificação é feita através das Equações 11 e 12:

$$u_{ef} = (1 + \phi) \times u_{ime}$$

$$u_{ef} \leq \frac{L}{300}$$

Onde:

L = vão efetivo da ponte [m];

u_{ime} = flecha imediata;

ϕ = coeficiente de fluência, de acordo com a Tabela 17.

Tabela 17 – 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
Longa duração	0,1	0,5

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

2.4.7 Ligações

A última etapa do dimensionamento de uma estrutura de madeira é a ligação entre seus componentes. De acordo com o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010), a ligação entre os componentes pode ser feita por meio de pinos metálicos (pregos e parafusos), cavilhas (pinos de madeira torneados) ou conectores (anéis ou chapas metálicas dentadas).

A ligação com pinos metálicos para peças solidarizadas descontinuamente é normatizada pela seção 6.2 do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010), sendo os diâmetros mínimos e resistência ao escoamento dos elementos definido de acordo com a Tabela 18:

Tabela 18 – Características dos pinos

Pino metálico	Diâmetro mínimo (d_{min})	Resistência característica de escoamento (f_{yk})
Prego	3 mm	600 MPa
Parafuso	9,5 mm	250 MPa

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

Para a norma europeia EUROCODE 5 (CEN, 2004), “o modelo de cálculo adotado [...] para estimar a resistência de ligações por parafusos passantes é fundamentado na teoria desenvolvida inicialmente por Johansen (1949).” (DIAS; TREVISAN; JOHANNIS, 2021, p. 52) e considera os diferentes tipos de ligações entre componentes que podem ocorrer (madeira-madeira, madeira-peça metálica), bem como as seções (simples, composta), sendo mais específica e completa do que o Projeto de Revisão da NBR 7190.

Para ligações madeira-madeira com duas seções de corte, a norma EUROCODE 5 (CEN, 2004) estabelece que o esforço resistente característico para cada parafuso por seção ($F_{v,Rk}$) é o menor entre os quatro valores abaixo (Equações 13 a 16), sendo as duas primeiras equações referentes ao esgotamento da capacidade resistente da ligação ocasionado pelo embutimento do parafuso nas peças de madeira e as duas últimas associadas à flexão do pino metálico.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \times t_1 \times d \\ 0,5 \times f_{h,2,k} \times t_2 \times d \\ 1,05 \times \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{2 + \beta} \times \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \times d \times t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \times \sqrt{\frac{2\beta}{(1 + \beta)}} \times \sqrt{2M_{y,Rk} \times f_{h,1,k} \times d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Onde:

$f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ = valores característicos da resistência ao embutimento das peças externas e internas, respectivamente;

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}};$$

$M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6}$ = momento resistente do parafuso passante [kN.m];

$f_{u,k}$ = valor característico de resistência última do aço do parafuso [MPa] = 400 MPa para aço ASTM A36;

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{u,k} \times A_p \\ 3f_{c,90,k} \times A_c \end{cases} = \text{contribuição do efeito de corda na resistência};$$

A_p = área de seção transversal do parafuso;

A_c = área de contato entre a arruela e a peça de madeira;

$f_{c,90,k}$ = valor característico de resistência à compressão da madeira na direção perpendicular às fibras [MPa].

Ainda seguindo o previsto na norma europeia, para parafusos de até 30 milímetros de diâmetro, os valores característicos de resistência para um ângulo θ são dados pelas Equações 17 e 18:

$$f_{h,\theta,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times \text{sen}^2\theta + \text{cos}^2\theta}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01d) \times \rho_k$$

Sendo que para peças rígidas de madeira, $k_{90} = 0,90 + 0,015d$.

Já para ligações aço-madeira, deve-se considerar o melhor dos valores abaixo (Equações 19 e 20) para o esforço resistente característico para cada parafuso por seção ($F_{v,Rk}$):

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \times f_{h,k} \times t_1 \times d \\ 1,15 \times \sqrt{2M_{y,Rk} \times f_{h,k} \times d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}$$

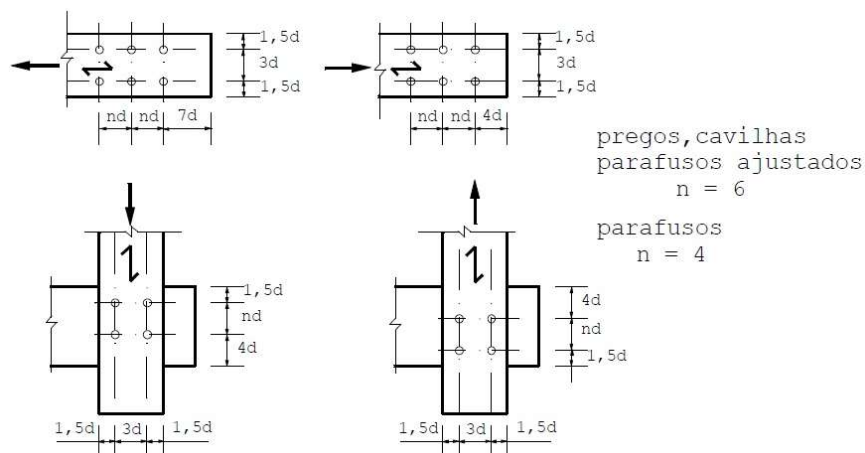
Essas fórmulas são válidas para chapas de aço finas, sendo que, segundo a norma europeia EUROCODE 5 (CEN, 2004), uma placa é considerada fina quando sua espessura é inferior a $0,5d$.

Ressalta-se, também, que para ambas as análises, madeira-madeira ou aço-madeira, a parcela resistente referente ao efeito de corda ($F_{ax,Rk}$) é limitada a 25% da primeira parte da equação quando são usados parafusos.

Quanto ao espaçamento entre os elementos de ligação, mostrado na Figura 13, o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010) recomenda que o mínimo seja:

- Entre o centro de dois pinos situados em uma mesma linha paralela à direção das fibras: pregos, cavilhas e parafusos afastados $6d$; parafusos $4d$;
- Do centro do último pino à extremidade de peças tracionadas: $7d$;
- Do centro do último pino à extremidade de peças comprimidas: $4d$;
- Entre os centros de dois pinos situados em duas linhas paralelas à direção das fibras, medido perpendicularmente às fibras: $3d$;
- Do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for paralelo às fibras: $1,5d$;
- Do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de tração normal: $1,5d$;
- Do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de compressão normal: $4d$.

Figura 13 – Distribuição dos pinos

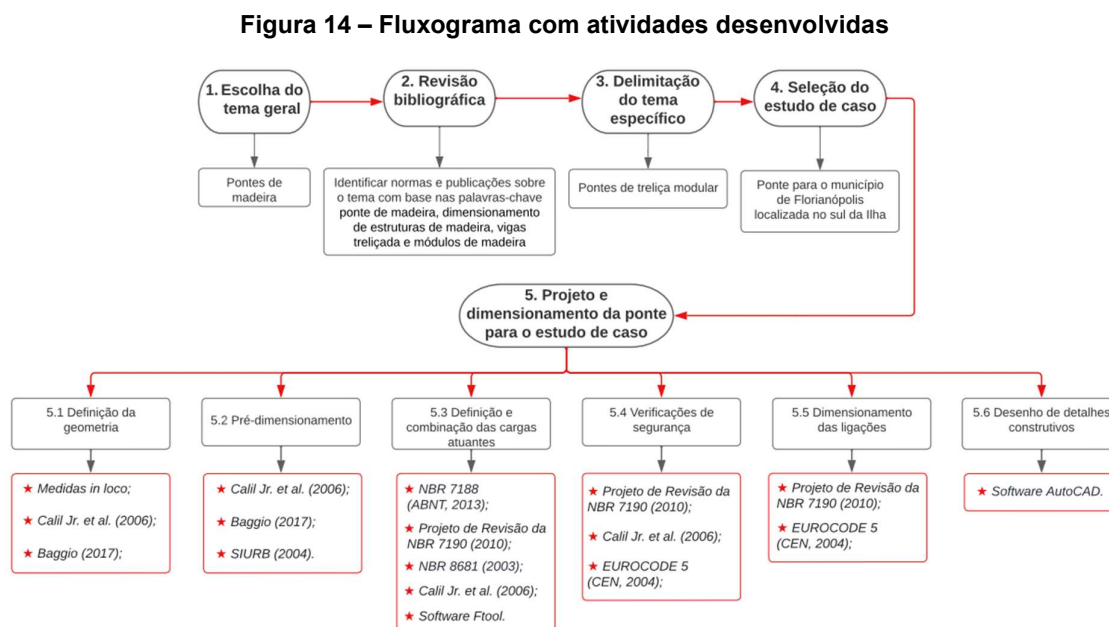


Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

A norma, ainda, especifica que cada elemento deve possuir no mínimo 2 pinos.

3 METODOLOGIA

Conforme já apresentado, este é um trabalho que busca aprofundar e explorar o tema de projeto e dimensionamento de estruturas de madeira para a construção de pontes em um estudo de caso. As principais etapas desenvolvidas nesta pesquisa aplicada estão identificadas no fluxograma da Figura 14.



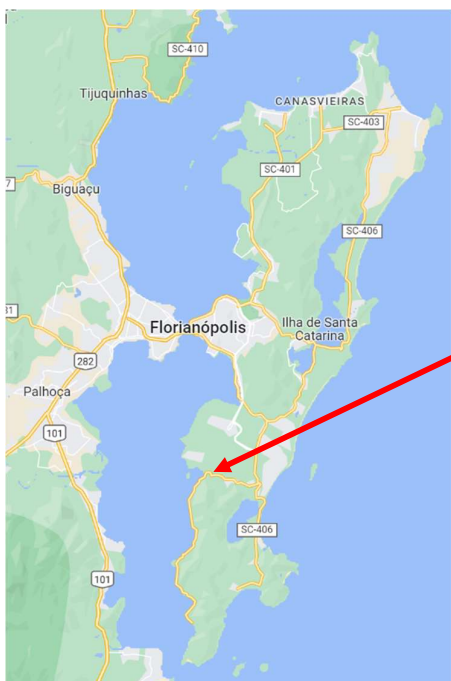
Fonte: Autora (2022).

Primeiro, para melhor compreensão deste tema, foi feita uma revisão bibliográfica observando quais os principais tipos de sistemas estruturais pontes de madeira e suas características. Dentre estas fontes, destacaram-se o Manual de Pontes de Madeira (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006) e a tese Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira (FERNANDEZ, 2010), que auxiliaram na escolha do tipo de ponte de madeira com treliças modulares para esta pesquisa.

Em seguida, para aplicar e exemplificar o projeto e o dimensionamento desta ponte de madeira treliçada, foi selecionado como estudo de caso uma ponte localizada na região sul da ilha do município de Florianópolis (Figuras 15 e 16), estado de Santa Catarina. Esta ponte conecta os bairros Ribeirão da Ilha e Tapera em uma

via local, ou seja, uma via “que tem como função principal prover acesso às propriedades adjacentes” (DNIT, 2010, p. 39). Conforme medição no local, a ponte apresenta um vão de 22 metros (conforme Figura 17) e largura de 8,30 metros, sendo duas faixas de tráfego com 4,15 metros cada. Apresenta, ainda, passeio para pedestres com 1,30 metro de cada lado da via.

Figuras 15 e 16 – Localização do estudo de caso no sul da ilha do município de Florianópolis



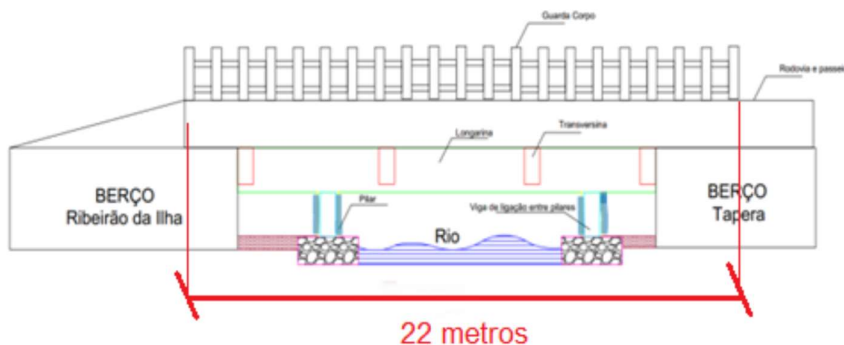
Fonte: Google Maps (2022).



Fonte: Mendes (2022).

Conforme as constatações de Mendes (2022), a ponte existente de concreto armado apresenta patologias severas em quase todos os elementos, em especial nas armaduras que estão corroídas e rompidas, colocando a ponte sob risco de ruptura (Figura 18). O autor afirma que a condição de estabilidade desta OAE configura-se como sofrível e que necessita de intervenção corretiva a curto prazo. Ainda, ressalta que “os berços se encontram em estado suficientemente satisfatório, não apresentando patologias graves, mesmo diante dos anos de construção da ponte” (MENDES, 2022, p. 97).

Figura 17 – Elementos da ponte existente de concreto armado



Fonte: Adaptado de Mendes (2022).

Figura 18 – Exemplos de patologias presentes na ponte existente de concreto armado



(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: Mendes (2022).

Levando em conta o estado avançado de deterioração e dos riscos apresentados com possibilidade de eventual ruptura, propõe-se neste trabalho a demolição da atual estrutura e substituição por outra executada em madeira com sistema estrutural de treliças modulares. O sistema é ilustrado na Figura 19.

Figura 19 – Treliça formada por módulos de madeira



Fonte: Fenandez (2010).

Para a elaboração do projeto e do dimensionamento da ponte de madeira para este estudo de caso foram realizadas as seguintes atividades:

(1) Definição da geometria da ponte e do pré-dimensionamento dos componentes da estrutura:

Foi utilizado o modelo de treliças modulares proposto por Calil Júnior *et al.* (2006) e otimizado por Baggio (2017), adaptado para as dimensões do presente estudo de caso que foram medidas *in loco*.

(2) Definição e combinação das cargas atuantes:

Para definição das cargas foram consideradas a NBR 7188 - *Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas* (ABNT, 2013) e o Projeto de Revisão da NBR 7190 - *Projeto de estruturas de madeira* (2010), pois na NBR 7190 (ABNT, 1997) faltam algumas informações fundamentais para este dimensionamento.

As combinações foram feitas para os Estados Limites Último e de Serviço, utilizando os conceitos e coeficientes previstos na NBR 8681 - *Ações e segurança nas*

estruturas - Procedimento (ABNT, 2003), bem como sugestões e considerações de cálculo propostas por Calil Júnior *et al.* (2006).

Após este cálculo, a treliça foi modelada no *software* Ftool, que permitiu o lançamento do veículo-tipo e carga de multidão sobre a estrutura (função *load train*), dando como resultado as linhas de influência e envoltórias dos esforços. Entretanto, as cargas foram inseridas manualmente no *software* nas posições críticas indicadas por Calil Júnior *et al.* (2006) para a obtenção dos esforços máximos em cada elemento da estrutura.

Para a análise, foi considerado o afirmado por Acosta *apud* Baggio (2017): posicionamento do trem-tipo na região mais crítica para cada esforço, sendo que para a flexão a pior situação é quando o trem-tipo está no meio do vão, tendo em volta dele a carga de multidão distribuída e a carga permanente uniformemente distribuída por todo o vão. Já para análise de flecha e reações normais, a posição crítica do trem-tipo é no centro do vão e para as reações de apoio é quando o trem-tipo está posicionado sobre um dos apoios (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006).

(3) Verificação da segurança da estrutura para os esforços e as deformações decorrentes das cargas atuantes:

Para averiguar a segurança da estrutura, foram feitas as conferências dos esforços resistentes e condições de segurança previstos no Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010), diretrizes de Calil Júnior *et al.* (2006) e EUROCODE 5 (CEN, 2004) para: espaçadores, elementos submetidos a esforços de tração, flexão, compressão e tabuleiro.

(4) Dimensionamento das ligações entre os elementos da estrutura:

Para o dimensionamento das ligações, uma nova combinação de esforços foi feita para o Estado Limite Último, pois “para os elementos metálicos deve-se considerar a totalidade do impacto vertical.” (CALIL JÚNIOR *et. al*, 2006, p. 23). Portanto, o coeficiente 0,75 não foi utilizado.

Nas ponderações de esforços atuantes e resistentes, bem como espaçamento entre parafusos e valores limites, foi utilizado o previsto pelo Projeto de

Revisão da NBR 7190 (2010). Entretanto, ressalta-se que a norma brasileira atual é um tanto vaga sobre as ligações, mostrando problemas em diversos dimensionamentos, a exemplo das bibliografias de Fernandez (2010) e Baggio (2017), que encontraram problemas nos ensaios e no dimensionamento de ligações para pontes de treliças modulares, respectivamente.

Assim, como a norma EUROCODE 5 (CEN, 2004) é mais específica e utiliza considerações que a tornam mais precisa, suas normatizações foram utilizadas para quantificar e dimensionar os pinos do projeto.

4 RESULTADOS

Os resultados apresentam o memorial dos cálculos previamente citados, assim como desenhos com detalhes finais do projeto.

4.1 Geometria e Pré-Dimensionamento da Ponte

A fim de manter integridade do fluxo rodoviário, a ponte possuirá duas faixas de tráfego e faixas de pedestre em ambos os lados, com as mesmas dimensões das originais. A superfície de rolagem será recoberta com revestimento asfáltico pois, além de auxiliar na preservação do tabuleiro (CALIL JÚNIOR *et al.*, 2006), também confere uma superfície mais segura e confortável para o tráfego de veículos, além de melhorar a resistência à derrapagem (CORREIA *et al.*, 2013) e manter a continuidade da estrada que é asfaltada.

Conforme previsto na NBR 7188 (ABNT, 2013), a ponte foi dimensionada para carga móvel rodoviária padrão TB-450 e para a execução admitiu-se o uso de madeira dicotiledônea classificada visual e mecanicamente com qualidade S2, da classe C60, com as características a seguir:

$$f_{c0,k} = 60 \text{ MPa};$$

$$f_{v,k} = 8 \text{ MPa};$$

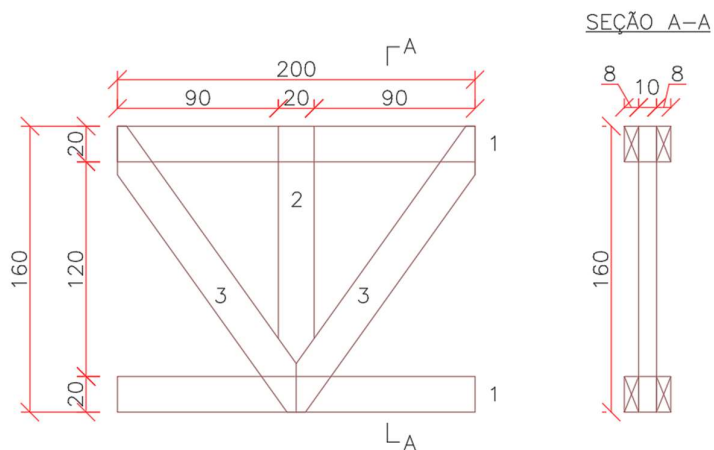
$$E_{c0,m} = 24500 \text{ MPa};$$

$$\rho_{bas} = 800 \text{ kg/m}^3;$$

$$\rho_{ap} = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

O módulo de madeira, adaptado para o projeto, apresenta 2 metros de comprimento e 1,60 metro de altura, conforme Figura 20 e é composto por (1) banzos superior e inferior; (2) montante e (3) diagonais. As dimensões e seções de cada elemento são mostradas nas Figuras 21 a 23. Para um vão de 22 metros, foram considerados 11 módulos para compor uma longarina, como mostra a Figura 24.

Figura 20 – Módulo de madeira



Fonte: Autora (2022).

Figura 21 – Banzos

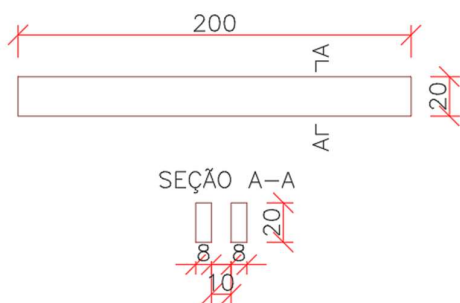


Figura 22 – Montante

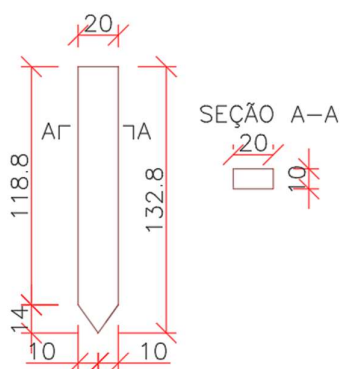
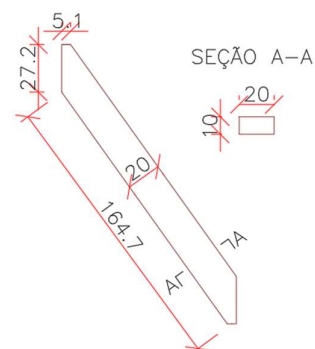


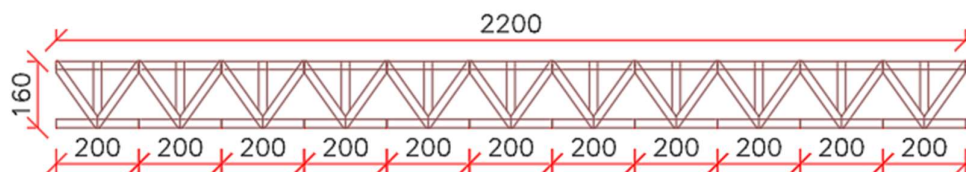
Figura 23 – Diagonal



Fonte: Autora (2022).

- 1) Banzos superior e inferior: volume = 0,032 m³ cada
- 2) Montante: volume = 0,0252 m³
- 3) Diagonais: volume = 0,0340 m³ cada

Figura 24 – Longarina para vão $L = 22\text{ m}$



Fonte: Autora (2022).

A quantidade de longarinas, por sua vez, foi definida conforme Tabela 19 e, portanto, cada faixa de trânsito será apoiada sobre 8 longarinas. Os passeios para pedestres serão apoiados sobre 2 longarinas, considerando que, dimensionadas para suportar o tráfego, as longarinas serão resistentes o suficiente para os passeios.

Tabela 19 – Quantidade de longarinas treliçadas modulares em função do vão e da classe de carregamento

Carregamento	Vão							
	8 m	12 m	16 m	20 m	24 m	28 m	32 m	36 m
Classe 30	2	4	4	6	6	8	8	8
Classe 45	4	4	6	6	8	8	-	-

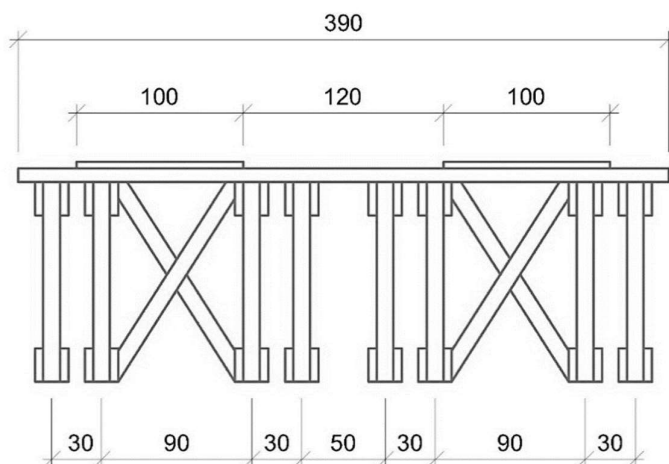
Fonte: Acosta *apud* Baggio (2017).

Com isso, tem-se o total de 20 longarinas sob a ponte, que devem ser biapoiadas, aproveitando os berços já existentes que foram avaliados com boa qualidade e evitando o uso de pilares intermediários, visto que os presentes na estrutura original estavam bastante degradados pelo contato com a água. Com apoios apenas nas extremidades, pode-se reduzir a chance de reincidência de patologias pelo contato da estrutura com o mar.

A distribuição das longarinas sob o tabuleiro foi feita como na Figura 25 de acordo com o sugerido por Baggio (2017), que considera uma distribuição uniforme

das cargas entre todas as longarinas, visto que nesta configuração a variação de cargas entre elas é pequena.

Figura 25 – Distribuição das longarinas sob o tabuleiro



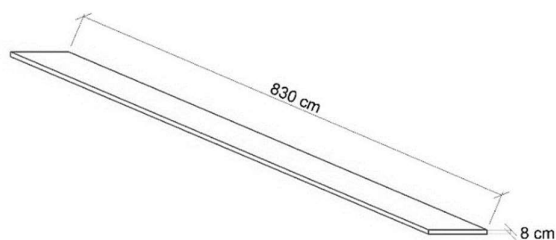
Fonte: Baggio (2017)

A espessura do tabuleiro foi determinada de acordo com a Tabela 20. Acosta *apud* Baggio (2017) afirma, ainda, que as peças do tabuleiro têm largura padrão 16 ou 12 cm. Dessa forma, o tabuleiro será formado de tábuas de seção 830 cm x 8 cm, conforme Figura 26.

Tabela 20 – Espessura do tabuleiro em função da madeira e da classe de carregamento

Veículo-tipo	Madeira		
	D60	D50	D40
Classe 30	6 cm	7 cm	8 cm
Classe 45	8 cm	9 cm	10 cm

Fonte: Acosta *apud* Baggio (2017).

Figura 26 – Tábua do tabuleiro

Fonte: Baggio (2017).

Para dimensionamento da camada de revestimento asfáltico, considerou-se o apresentado pela Instrução de Projeto IP 04/2004 (SIURB, 2004), com previsão do tráfego de acordo com Tabela 21 e espessura do revestimento de acordo com Tabela 22.

Tabela 21 – Tráfego previsto para via de acordo com a função

Função predominante	Tráfego previsto	Vida de projeto (anos)	Volume inicial da faixa mais carregada	
			Veículo leve	Caminhões e ônibus
Via local residencial com passagem	Leve	10	100 a 400	4 a 20
Via coletora secundária	Médio	10	401 a 1500	21 a 100

Fonte: Adaptado de SIURB (2004).

Tabela 22 – Espessura mínima da camada de asfalto para o tráfego leve

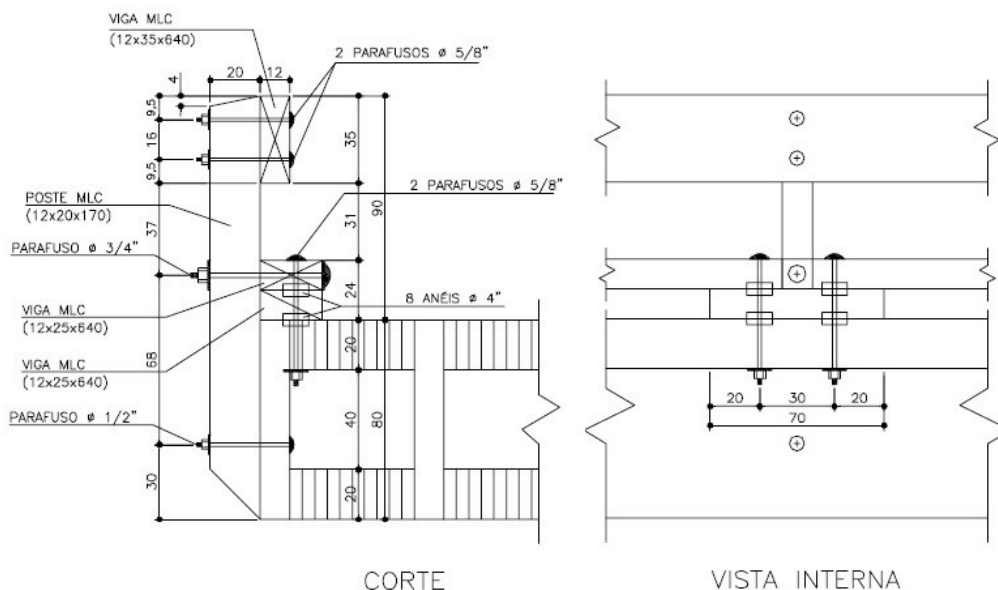
Tráfego	Tipo de revestimento	Espessura (e) em cm
Leve	PMQ	4,0
	CAUQ	3,5

Fonte: SIURB (2004).

Por se tratar de uma via local, o tráfego previsto é leve, portanto, considerou-se uma camada de revestimento asfáltico CAUQ de 5 centímetros.

Os elementos de proteção, guarda-corpo e guarda-rodas, foram utilizados como sugerido por Calil Júnior *et al.* (2006), conforme Figura 27.

Figura 27 – Elementos de proteção

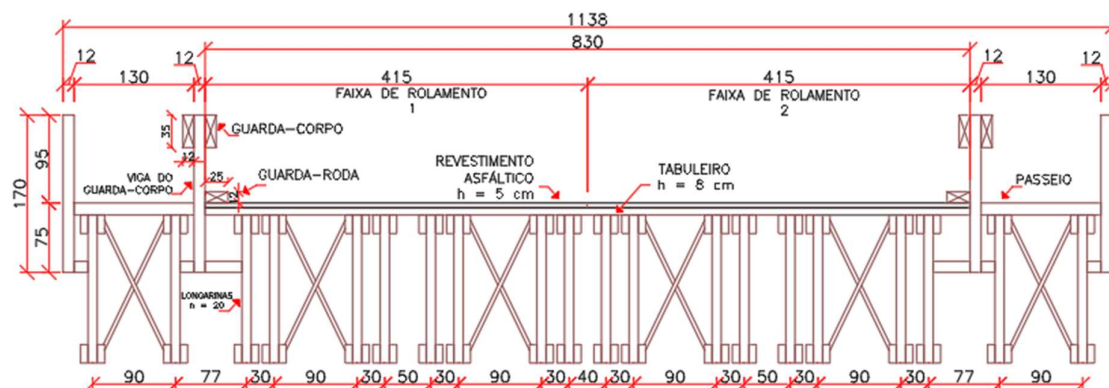


Fonte: Calil Júnior *et al.* (2006)

O guarda-corpo, segundo o autor, deve ser uma viga contínua 12 x 35 cm em toda a extensão da ponte parafusada em postes, que Baggio (2017) sugere que sejam de seção 12 x 20 x 170 cm espaçados a cada 2 m, fixados aos montantes por uma peça de madeira com dimensões 12 x 12 x 40 cm. Já o guarda-rodas consiste em uma viga, também contínua, de seção 12 x 25 cm.

Assim, a seção transversal da ponte, bem como o espaçamento das longarinas, feito para uma distribuição uniforme das cargas, são mostrados na Figura 28.

Figura 28 – Seção transversal da ponte



Fonte: Autora (2022).

4.2 Carregamentos

Essa seção destina-se a apresentar os cálculos das cargas atuantes na estrutura.

4.2.1 Ações Permanentes

Os carregamentos permanentes na estrutura consistem no peso dos elementos que a constituem. Para dimensionar esses valores, foi considerado o volume de cada peça e a densidade $\rho_{ap} = 1000 \text{ kg/m}^3$ da madeira de classe C60, bem como a quantidade de longarinas. Dessa forma, as cargas (g) dos elementos são:

a) Módulo padronizado da treliça

O peso próprio dos elementos do módulo está detalhado na Tabela 23.

Tabela 23 – Peso próprio do módulo

Elemento	Volume [m3]	Quantidade	Volume Total [m3]	Peso Próprio [kN]
Banzo	0,0320	4	0,1280	1,28
Montante	0,0252	1	0,0252	0,25
Diagonal	0,0340	2	0,0680	0,68
Peso Próprio Módulo				2,21

Fonte: Autora (2022).

Assim, para os 11 módulos em uma longarina, tem-se:

$$g_{módulos} = \frac{2,21 \times 11}{22} = 1,10 \text{ kN/m}$$

Como a estrutura será composta por 16 longarinas:

$$g_{longarinas} = 1,10 \times 16 = 17,60 \text{ kN/m}$$

b) Tabuleiro

Considerando a altura do tabuleiro de madeira como 8 cm e a largura da ponte como 8,30 m tem-se que:

$$g_{tabuleiro} = 0,08 \times 8,30 \times 10 = 6,64 \text{ kN/m}$$

c) Elementos não estruturais

Para o vão de 22 metros, os elementos de proteção são:

Guarda-corpo

- Postes = 12 x 20 x 170 cm
- Viga = 12 x 35 x 2200 cm

Guarda-rodas

- Rodeiro: 25 x 12 x 2200 cm

Dessa forma, considerando os elementos para ambas as faixas de rolamento, tem-se a carga apresentada na Tabela 24:

Tabela 24 – Peso próprio dos elementos não estruturais

Elemento	b [m]	h [m]	l [m]	Volume [m ³]	Quantidade	Volume Total [m ³]	Peso Próprio [kN]
Postes	0,12	0,20	1,7	0,0408	22	0,8976	8,98
Viga	0,12	0,35	22	0,924	2	1,848	18,48
Ligação Viga-Montante	0,12	0,12	0,4	0,00576	22	0,12672	1,27
Rodeiro	0,12	0,25	22	0,66	2	1,32	13,20
Peso Próprio Elementos Não Estruturais							41,92

Fonte: Autora (2022).

De forma que:

$$g_{\text{elementos não estruturais}} = \frac{41,92 \text{ kN}}{22 \text{ m}} = 1,91 \text{ kN/m por longarina}$$

d) Revestimento asfáltico

O peso próprio do revestimento asfáltico é $\rho = 24 \text{ kN/m}^3$. Considerando a largura total da ponte e um revestimento de 5 cm, obtém-se:

$$g_{\text{revestimento}} = 24 \times 0,05 \times 8,30 = 9,96 \text{ kN/m}$$

e) Elementos de ligação

Sabendo que peso dos elementos metálicos utilizados para ligação das peças de madeira pode ser estimado em 3% do peso total da estrutura, tem-se:

$$g_{\text{aço}} = 0,03 \times (g_{\text{longarinas}} + g_{\text{tabuleiro}} + g_{\text{elementos não estruturais}} + g_{\text{revestimento}})$$

$$g_{\text{aço}} = 0,03 \times (17,60 + 6,64 + 1,91 + 9,96) = 1,08 \text{ kN/m}$$

Considerando todos os elementos que a compõem, o peso próprio total característico da estrutura é:

$$g_k = 17,60 + 6,64 + 1,91 + 9,96 + 1,08 = 37,19 \text{ kN/m}$$

Para fins de cálculo, será feita uma modelagem bidimensional da estrutura, considerando uma longarina. Portanto, fazendo essa consideração, o peso próprio característico ($F_{g,k}$) para dimensionamento será:

$$F_{g,k} = \frac{37,19 \text{ kN/m}}{16} = 2,32 \text{ kN/m}$$

4.2.2 Ações Variáveis

As ações variáveis foram calculadas considerando as seguintes cargas acidentais:

a) Carregamento de Multidão

Considerando o carregamento de multidão $p = 5 \text{ kN/m}^2$, distribuído na superfície da ponte ao redor do trem-tipo, tem-se:

$$F_{q,k,multidão1} = 5 \text{ kN/m}^2 \times (8,30 \text{ m} - 3,00 \text{ m})$$

$$F_{q,k,multidão1} = 26,50 \text{ kN/m}$$

Para o restante da pista de rolamento:

$$F_{q,k,multidão2} = 5 \text{ kN/m}^2 \times 8,30 \text{ m}$$

$$F_{q,k,multidão2} = 41,50 \text{ kN/m}$$

b) Forças Horizontais

As forças horizontais de frenagem e aceleração dos veículos para o presente projeto serão:

$$Hf = 0,25 \times 8,30 \times 22 \times 1 \geq 135kN$$

$$Hf = 45,65 \geq 135kN$$

$$Hf = 135 kN$$

c) Vento

A carga de vento será desconsiderada para a ponte devido ao fato de as longarinas serem de seção vazada e, assim, terem pouca região de conato para impacto com o vento. A mesma consideração é feita para o tabuleiro, que tem de pequena espessura. Entretanto, aconselha-se um posterior estudo das cargas de vento para um dimensionamento mais acurado.

d) Força no Guarda-Corpo e Guarda-Rodas

Para o presente trabalho serão dimensionados apenas os elementos estruturais, ficando os elementos adicionais para posterior cálculo e dimensionamento, a fim de um projeto mais seguro e completo.

4.2.3 Coeficientes

Foram calculados os seguintes coeficientes:

a) Coeficiente de Ponderação

Para majorar tanto as ações acidentais quanto permanentes, ambas agrupadas, serão utilizados os coeficientes de combinação última. Para pontes em geral, os valores são:

- Ações permanentes: $\gamma_g = 1,35$.

- Ações variáveis: $\gamma_q = 1,50$.

b) Coeficiente de Modificação

Considerando que a ponte se localiza em Florianópolis, que possui umidade relativa anual de 82 a 84% (EPAGRI, 2001) e, portanto, pertence a classe de umidade 3, para o projeto da ponte serão utilizados os seguintes coeficientes, mostrados na Tabela 25.

Tabela 25 – Coeficientes de modificação do projeto

Coeficiente	Consideração	Valor
$K_{mod,1}$	Carregamento de longa duração; Madeira serrada	0,7
$K_{mod,2}$	Classe de umidade 3	0,8
$K_{mod,3}$	Dicotiledônea com classificação visual e mecânica	0,9

Fonte: Autora (2022).

Portanto, tem-se que:

$$K_{mod} = 0,7 \times 0,8 \times 0,9 = 0,504$$

c) Coeficiente de Impacto Vertical

Sabendo-se que o vão livre é de 22 m, o impacto vertical é dado por:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{22 + 50} \right)$$

$$CIV = 1,29$$

d) Coeficiente do Número de Faixas

Tendo definido o número de faixas como 2:

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2) > 0,9$$

$$CNF = 1$$

e) Coeficiente de Impacto Adicional

Conforme definido, o coeficiente de impacto adicional tem valor fixo para obras em madeira ($CIA = 1,25$) e é aplicado apenas em elementos que distam até 5 m das extremidades do vão longitudinal.

4.2.4 Combinação de Ações

A seguir, são apresentadas as combinações das ações feitas para análise dos esforços e deslocamentos máximos devido às cargas permanente e acidental.

4.2.4.1 Estado Limite Último

Para pontes de madeira, para verificação do ELU são feitas as combinações últimas normais. Para tanto, foram levadas em conta ações permanentes e variáveis e seus respectivos coeficientes de ponderação.

“Para uma dada ação permanente, todas as suas parcelas são ponderadas pelo mesmo coeficiente γ_g , não se admitindo que algumas de suas partes possam ser majoradas e outras minoradas.” (Projeto de Revisão da NBR 7190, 2010, p.11). Portanto, para as ações permanentes, tem-se:

$$F_{g,d} = \gamma_g \times F_{g,k}$$

$$F_{g,d} = 1,35 \times 2,32 = 3,13 \text{ kN/m}$$

As ações variáveis, além de majoradas pelo coeficiente $\gamma_q = 1,50$, são ponderadas conforme Equação 17, simplificada por Calil Júnior *et al.* (2006), considerando $CNF = 1$:

$$F_{q,d} = \gamma_q \times [F_{q,k} + 0,75 \times (CIV - 1) \times F_{q,k}]$$

Assim, os valores dos esforços combinados são:

a) Trem-Tipo

$$F_{Q,d,trem-tipo} = \gamma_q \times [p + 0,75 \times (CIV - 1) \times p]$$

$$F_{Q,d,trem-tipo} = 1,5 \times [75 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 75]$$

$$F_{Q,d,trem-tipo} = 136,97 \text{ kN}$$

Como o trem-tipo posiciona-se sobre uma faixa de tráfego que se apoia em 8 longarinas:

$$F_{Q,d,trem-tipo} = \frac{136,97}{8} = 17,12 \text{ kN por longarina}$$

b) Ao redor do Trem-Tipo

$$F_{q,d,ao\ redor} = \gamma_q \times [F_{q,k,multid\tilde{a}o1} + 0,75 \times (CIV - 1) \times F_{q,k,multid\tilde{a}o1}]$$

$$F_{q,d,ao\ redor} = 1,5 \times [26,5 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 26,5]$$

$$F_{q,d,ao\ redor} = 48,40 \text{ kN/m}$$

$$F_{q,d,ao\ redor} = \frac{48,40}{16} = 3,02 \text{ kN/m por longarina}$$

c) Restante da pista de rolamento

$$F_{q,d,pista} = \gamma_q \times [F_{q,k,multid\tilde{a}o2} + 0,75 \times (CIV - 1) \times F_{q,k,multid\tilde{a}o2}]$$

$$F_{q,d,pista} = 1,5 \times [41,5 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 41,5]$$

$$F_{q,d,pista} = 75,79 \text{ kN/m}$$

$$F_{q,d,pista} = \frac{75,79}{16} = 4,74 \text{ kN/m por longarina}$$

d) Força Horizontal

$$F_{Q,d,horizontal} = \gamma_q \times [Hf + 0,75 \times (CIV - 1) \times Hf]$$

$$F_{Q,d,horizontal} = 1,5 \times [135 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 135]$$

$$F_{Q,d,horizontal} = 246,54 \text{ kN}$$

$$F_{Q,d,horizontal} = \frac{246,54}{16} = 15,41 \text{ kN por longarina}$$

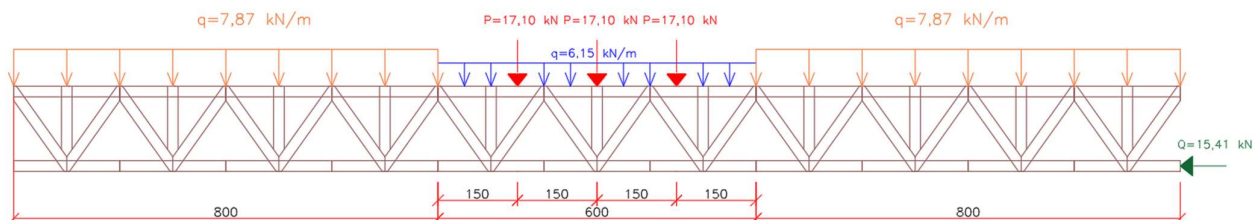
Dessa forma, para o ELU tem-se as cargas apresentadas na Tabela 26, distribuídas conforme Figura 29.

Tabela 26 – Combinações para ELU

Combinação	Carga Variável	Carga Permanente	Carga Total
Ação permanente	-	3,13 kN/m	3,13 kN/m
Trem Tipo	17,12 kN	-	17,12 kN
Lado do Trem Tipo	3,02 kN/m	3,13 kN/m	6,15 kN/m
Pista de rolamento	4,74 kN/m	3,13 kN/m	7,87 kN/m
Força horizontal	15,41 kN	-	15,41 kN

Fonte: Autora (2022).

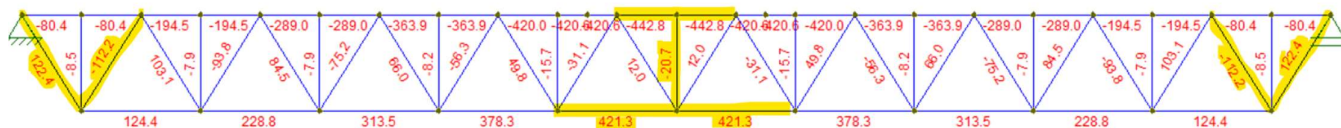
Figura 29 – Distribuição de cargas ELU, trem-tipo no centro do vão



Fonte: Autora (2022).

Lançando essa combinação no *software* Ftool, obtiveram-se os esforços em cada elemento da treliça. A Figura 30 mostra o resultado dos esforços axiais encontrados para a modelagem, destacando os esforços críticos em cada elemento, enquanto a Tabela 27 mostra esses valores.

Figura 30 - Esforços axiais para o Estado Limite Último



Fonte: Autora (2022).

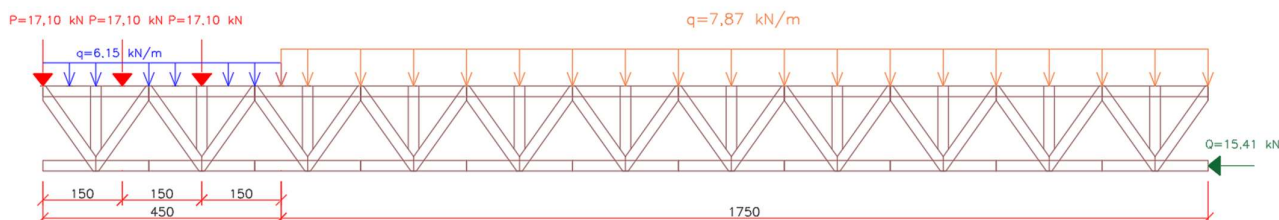
Tabela 27 - Esforços normais críticos para o Estado Limite Último

Elemento	Esforço normal crítico [kN]
Banzo Superior	-442,80
Banzo Inferior	421,30
Montante	-20,70
Diagonal	+122,40 / -112,20

Fonte: Autora (2022).

Assim, os esforços críticos de tração e compressão na estrutura são 421,30 kN e 442,80 kN, respectivamente. Para as reações de apoio, posicionou-se o trem-tipo sobre um dos apoios. Portanto, tem-se a disposição dada na Figura 31:

Figura 31 – Distribuição de cargas ELU, trem-tipo sobre apoio



Fonte: Autora (2022).

Modelou-se essa combinação no *software* Ftool para encontrar os esforços sobre os apoios para cada longarina, obtendo-se os valores da Tabela 28 abaixo:

Tabela 28 – Esforços sobre os apoios

Reação de Apoio	Esforço [kN]
Reação vertical (eixo y)	127,50
Reação horizontal (eixo x)	15,41

Fonte: Autora (2022).

Portanto, para 20 longarinas, os apoios devem resistir a 2550,00 kN verticais e 308,20 kN horizontais.

4.2.4.2 Estado Limite de Serviço

Para pontes de madeira, para verificação do ELS são feitas as combinações de longa duração. Nesse caso, as ações permanentes são utilizadas sem nenhum coeficiente e terão o valor de $F_{g,k} = 2,13 \text{ kN/m}$.

Já para as cargas móveis, o coeficiente de minoração que considera suas solicitações e efeitos dinâmicos para pontes rodoviárias tem valor de $\Psi_2 = 0,3$ de acordo, de forma que as combinações do ELS, analogamente às do ELU, sejam calculadas pela Equação 18:

$$F_{q,d} = \Psi_2 \times [F_{q,k} + 0,75 + (CIV - 1) \times F_{q,k}]$$

Assim, tem-se as seguintes combinações:

a) Trem-Tipo

$$F_{Q,d,trem-tipo} = \Psi_2 \times [p + 0,75 \times (CIV - 1) \times p]$$

$$F_{Q,d,trem-tipo} = 0,3 \times [75 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 75]$$

$$F_{Q,d,trem-tipo} = 27,39 \text{ kN em uma faixa de tráfego.}$$

$$F_{Q,d,trem-tipo} = \frac{27,39}{8} = 3,42 \text{ kN por longarina}$$

b) Ao redor do Trem-Tipo

$$F_{q,d,ao\ redor} = \Psi_2 \times [F_{q,k,multid\tilde{a}o1} + 0,75 \times (CIV - 1) \times F_{q,k,multid\tilde{a}o1}]$$

$$F_{q,d,ao\ redor} = 0,3 \times [26,5 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 26,5]$$

$$F_{q,d,ao\ redor} = 9,68 \text{ kN/m}$$

$$F_{q,d,ao\ redor} = \frac{9,68}{16} = 0,60 \text{ kN/m por longarina}$$

c) Restante da pista de rolamento

$$F_{q,d,pista} = \Psi_2 \times [F_{q,k,multid\tilde{a}o2} + 0,75 \times (CIV - 1) \times F_{q,k,multid\tilde{a}o2}]$$

$$F_{q,d,pista} = 0,3 \times [41,5 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 41,5]$$

$$F_{q,d,pista} = 15,16 \text{ kN/m}$$

$$F_{q,d,pista} = \frac{15,16}{16} = 0,95 \text{ kN/m por longarina}$$

d) Força Horizontal

$$F_{Q,d,horizontal} = \Psi_{2q} \times [Hf + 0,75 \times (CIV - 1) \times Hf]$$

$$F_{Q,d,horizontal} = 0,3 \times [135 + 0,75 \times (1,29 - 1) \times 135]$$

$$F_{Q,d,horizontal} = 49,31 \text{ kN}$$

$$F_{Q,d,horizontal} = \frac{49,31}{16} = 3,08 \text{ kN por longarina}$$

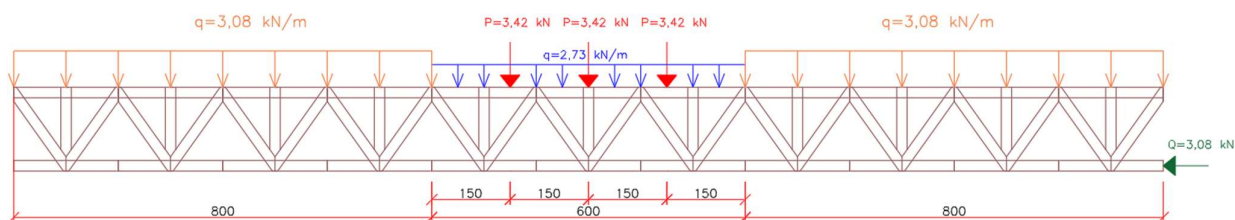
Dessa forma, para o ELS, considerando as ações permanentes e variáveis, tem-se as cargas apresentadas na Tabela 29 e a combinação da Figura 32 para verificação da flecha.

Tabela 29 – Combinações para ELS

Combinação	Carga Variável	Carga Permanente	Carga Total
Ação permanente	-	2,13 kN/m	2,13 kN/m
Trem Tipo	3,42 kN	-	3,42 kN
Lado do Trem Tipo	0,60 kN/m	2,13 kN/m	2,73 kN/m
Pista de rolamento	0,95 kN/m	2,13 kN/m	3,08 kN/m
Força horizontal	3,08 kN	-	3,08 kN

Fonte: Autora (2022).

Figura 32 – Distribuição de cargas ELS



Fonte: Autora (2022).

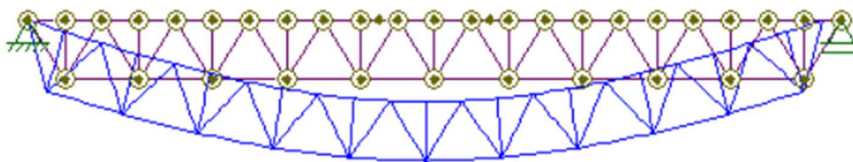
4.3 Verificações de Segurança

Nessa seção, foram verificados os limites normativos, bem como os esforços solicitantes e resistentes para as peças, garantindo que a estrutura seja segura e resista às tensões nela atuantes.

4.3.1 Deformação

Feita a combinação de cargas do ELS, a flecha imediata foi obtida a partir da modelagem no *software* Ftool, demonstrada na Figura 33, considerando as propriedades e seções do material, e possui o valor de $u_{ime} = 2,38 \text{ cm}$.

Figura 33 – Deformação da estrutura



Fonte: Autora (2022).

Para o carregamento considerado – de longa duração – e classe de umidade 3, o coeficiente de fluência é $\phi = 2$. Portanto:

$$u_{ef} = (1 + 2) \times 2,38 \text{ cm} \leq \frac{2200 \text{ cm}}{300}$$

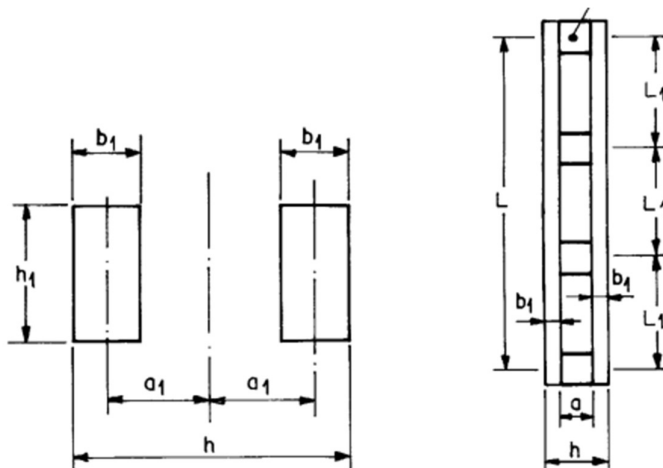
$$u_{ef} = 7,14 \text{ cm} \leq 7,33 \text{ cm}$$

Dessa forma, a longarina satisfaz a condição normativa para o Estado Limite de Serviço e está dentro dos limites de deformação permitidos.

4.3.2 Espaçadores

Para a verificação dos espaçadores, foram utilizados os conceitos e as definições da Figura 34, retirados do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

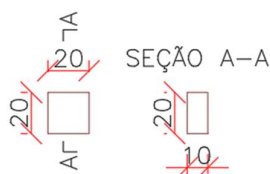
Figura 34 – Vista frontal e superior de peças solidarizadas descontinuamente



Fonte: ABNT (2010).

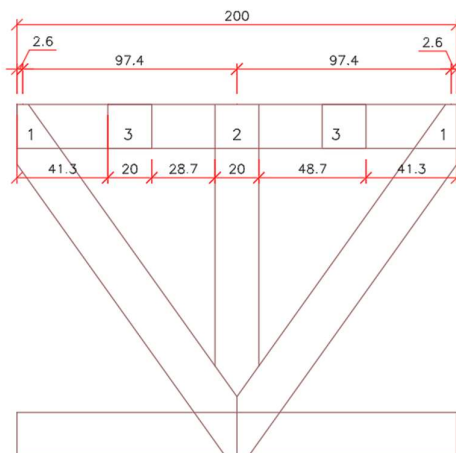
Na treliça, as diagonais e montantes atuam como espaçadores entre os banzos. Entretanto, no decorrer do dimensionamento verificou-se que as peças não eram suficientes para resistir aos esforços e, portanto, foram adicionados novos espaçadores de seção 20 cm x 10 cm aos módulos (Figura 35). Seguindo a premissa de que “os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento L da peça” (ABNT, 2010, p. 49), a nova configuração do módulo pode ser vista nas Figuras 36 e 37 que mostram as vistas frontal e superior, respectivamente.

Figura 35 – Espaçador adicional



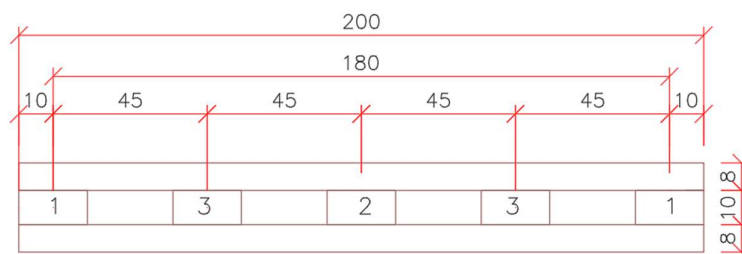
Fonte: Autora (2022).

Figura 36 – Vista frontal do módulo adaptado



Fonte: Autora (2022).

Figura 37 – Vista superior dos espaçadores no módulo



Fonte: Autora (2022).

Sendo (1) Diagonal, (2) Montante e (3) Espaçador adicional.

A norma também impõe a seguinte condição, dada pela Equação 21, para a seção dos espaçadores:

$$\frac{L_2}{a} \geq 1,5$$

Onde:

L_2 = altura da seção transversal dos espaçadores;

a = espaçamento entre os elementos interpostos.

Assim, sabendo-se que $L_2 = 20$, e $a = 10$, tem-se $2,0 \geq 1,5$ e, portanto, as peças de espaçamento satisfazem as condições geométricas normativas.

Para dispensar a verificação da estabilidade local nos trechos de comprimento L_1 , também foram conferidas as seguintes condições, dadas pelas Equações 22 a 24:

Para peças interpostas	Para peças com chapas laterais	Verificação geral
- $a \leq 3 b_1$	- $a \leq 6 b_1$	- $9 b_1 \leq L_1 \leq 18 b_1$
- $10 \leq 3 \times 8 \text{ cm};$	- $10 \leq 6 \times 8 \text{ cm};$	- $9 \times 8 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \leq 18 \times 8 \text{ cm}$
- $10 \leq 24 \text{ cm}$	- $10 \leq 48 \text{ cm}$	- $75 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \leq 144 \text{ cm}$

Não satisfeita a terceira condição, é necessário verificar da estabilidade local nos trechos de comprimento L_1 . Para o projeto essa verificação não foi feita pois a necessidade de conferência foi verificada ao fim do prazo de entrega. Recomenda-se que, no caso da execução da ponte, faça-se a conferência.

4.3.3 Flexocompressão

“As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos [...] devem ter sua segurança verificada em relação ao estado limite último de instabilidade global.” (Projeto de revisão da NBR 7190, 2010, p. 49). A verificação da estabilidade das peças foi feita com base na da esbelteza eficaz, definida pela Equação 25:

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \times \frac{n}{2} \times \lambda_1^2}$$

Onde:

$\lambda_{ef,y}$ = esbeltez eficaz referente à flambagem no eixo y;

λ = índice de esbeltez da peça, dado por $\lambda = L \times \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}}$

L = o comprimento entre eixos da peça [cm];

A_{tot} = área total da seção composta [cm²], dada;

I_{tot} = inércia total da seção composta [cm⁴],

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \times \frac{L_1}{b_1}$$

L_1 = distância entre eixos dos espaçadores [cm];

b_1 = é a largura da peça do banzo superior [cm];

n = quantidade de elementos constituintes da seção composta;

η = fator da NBR 7190 para espaçadores interpostos parafusados em função da classe de carregamento, definido pela Tabela 30.

Tabela 30 – Coeficiente η

Classe de carregamento	Espaçadores interpostos			Chapas laterais	
	Colados	Pregados	Parafusados	Coladas	Pregadas
Permanente ou longa duração	1	4	3,5	3	6
Média duração ou curta duração	1	3	2,5	2	4,5

Fonte: Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010).

De acordo com a análise obtida pelo Ftool, verificou-se que as peças comprimidas são o banzo superior e as diagonais. Assim, considerando espaçadores interpostos parafusados para a classe de carregamento de longa duração, tem-se para os banzos:

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \times \frac{n}{2} \times \lambda_1^2} = \sqrt{19,80^2 + 3,5 \times \frac{2}{2} \times 19,49^2} = 41,49$$

Em seguida foi calculada a esbeltez relativa, de acordo com a Equação 26:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_{ef,y}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}}$$

Onde:

$$E_{0,05} = 0,7 \times E_{c0,m} = 0,7 \times 24500 = 17150 \text{ MPa}$$

$f_{c0,k}$ = resistência característica do material [fck].

Assim:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_{ef,y}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{41,49}{\pi} \sqrt{\frac{60}{17150}} = 0,78$$

Com o valor de $\lambda_{rel,y}$ foram verificadas as tensões, sendo que para $\lambda_{rel,y} > 0,3$ as tensões devem atender a condição da Equação 27, enquanto para $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ devem satisfazer a Equação 28:

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{k_{cy} \times f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

Onde:

$\sigma_{c0,d}$ = tensão normal de compressão;

σ_M = tensão normal de flexão proveniente do momento fletor de primeira ordem devida às forças laterais ou excentricidades na aplicação das forças axiais;

k_M = coeficiente de correção;

$\sigma_{Nc,d}$ = valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de compressão.

$$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_y = 0,5 \times [1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2]$$

O fator β_c depende da peça, sendo:

$\beta_c = 0,2$, para madeira maciça serrada e peças roliças;

$\beta_c = 0,1$, para madeira laminada colada e madeira microlaminada

Como $\lambda_{rel,y} > 0,3$, verifica-se pela Equação 27:

$$k_y = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (0,78 - 0,3) + 0,78^2] = 0,85$$

$$k_{cy} = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,78^2}} = 0,84$$

Sob efeito de esforços axiais, exclusivamente, a condição para os elementos comprimidos da treliça pode ser resumida apenas pela parcela:

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{k_{cy} \times f_{c0,d}} \leq 1$$

Portanto, calcula-se também a compressão paralela das fibras ($f_{c0,d}$) e tensão de cálculo devida à solicitação dos esforços de compressão ($\sigma_{c0,d}$):

$$f_{c0,d} = k_{mod} \times \frac{f_{c0,k}}{\gamma_{wc}} = 0,504 \times \frac{60}{1,4} = 21,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c0,d} = \frac{N_d}{A_w} = \frac{442,80 \text{ kN} \times 10 \text{ (conversão de unidade)}}{320 \text{ cm}^2} = 13,84 \text{ MPa}$$

Dessa forma, atendendo à condição $\frac{13,84}{0,84 \times 21,60} = 0,76 \leq 1$, tem-se que o banzo resiste às solicitações de flexocompressão.

Para conferir a diagonal mais comprimida, que está a uma distância inferior a 5 m da extremidade, utilizou-se o *CIA*, tendo-se, portanto:

$$N_{c,d} = N_{c,k} + 0,75 \times (CIA - 1) \times N_{c,k}$$

$$N_{c,d} = 112,20 + 0,75 \times (1,25 - 1) \times 112,20 = 133,24 \text{ kN}$$

Analogamente aos banzos, para a verificação do esforço na diagonal comprimida, tem-se:

$$\lambda = L \times \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}} = 180 \times \sqrt{\frac{200}{1666,67}} = 62,35$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{62,35}{\pi} \sqrt{\frac{60}{17150}} = 1,17$$

Segundo a mesma condição normativa para $\lambda_{rel,y} > 0,3$, calcula-se:

$$k_y = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,17 - 0,3) + 1,17^2] = 1,27$$

$$k_{cy} = \frac{1}{1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,17^2}} = 0,57$$

$$\sigma_{c0,d} = \frac{133,24 \text{ kN} \times 10}{200 \text{ cm}^2} = 6,66 \text{ MPa}$$

Assim, verificando-se $\frac{6,66}{0,57 \times 21,60} = 0,54 \leq 1$, a diagonal mais comprimida também atende aos requisitos normativos para a flexocompressão.

4.3.4 Tração

A verificação à tração foi feita pelo Projeto de Revisão da NBR 7190 (2010), pela seguinte condição (Equação 29):

$$\sigma_{td} \leq f_{td}$$

Sendo:

σ_{td} = tensão de tração atuante;

$f_{t0,d} = f_{c0,d}$ para tração paralela às fibras.

Como mostraram os resultados obtidos no Ftool, as forças de tração atuam no banzo inferior e nas diagonais tracionadas. Para o primeiro elemento, tem-se:

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{t,d}}{A_{tot}} = \frac{421,30 \text{ kN} \times 10}{320 \text{ cm}^2} = 13,17 \text{ MPa}$$

Seguindo a verificação:

$$13,17 \leq 21,60 \text{ MPa}$$

Portanto, o banzo inferior está dentro das condições normativas de segurança para a tração.

Em paralelo, para a verificação da diagonal mais tracionada, tem-se:

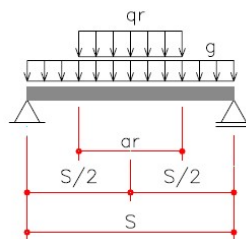
$$\sigma_{t,d} = \frac{122,40 \text{ kN} \times 10}{200} = 6,12 \text{ kN}$$

Como $6,12 \leq 21,60 \text{ MPa}$, verifica-se que a diagonal tracionada também passa na verificação, portanto a estrutura está segura para os esforços de tração.

4.3.5 Tabuleiro

Para o tabuleiro, considerou-se o definido por Calil Júnior *et al.* (2006), que afirma ser dispensada a verificação da reação, cortante e flecha no dimensionamento do tabuleiro, e deve-se apenas calcular o momento fletor máximo para a carga acidental e seus efeitos dinâmicos. O posicionamento crítico de uma roda sobre o tabuleiro também foi feito conforme indica o autor e está ilustrado na Figura 38.

Figura 38 - Posicionamento crítico de uma roda sobre o tabuleiro



Fonte: Calil Júnior *et al.*, 2006.

Sendo:

S = maior vão livre entre longarinas [m];

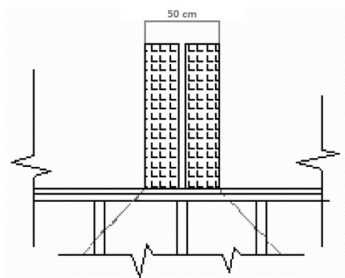
a_r = largura da roda do veículo tipo [m];

g_r = carga por roda [kN];

g = carga permanente [kN];

Considerou-se também as recomendações da norma EUROCODE 5 (CEN, 2004) para o espraio de cargas sob a roda, admitindo a distribuição em um ângulo de 45°, conforme mostra a Figura 39, sendo que a espessura padrão da roda de um veículo TB-450 é 50 cm.

Figura 39 - Espraio transversal das cargas



Fonte: Fernandez (2010)

Portanto:

$$S = 0,90 \text{ m};$$

$$a_r = 0,60 \text{ cm}.$$

Os momentos fletores máximos (M_k) para as cargas acidentais e permanentes foram calculados pelas Equações 30 e 31 abaixo, respectivamente, conforme proposto por Calil Júnior *et al.* (2006):

$$M_{g,k} = \frac{g \times S^2}{8}$$

$$M_{qr,k} = \frac{P}{4} \times (S - a_r)$$

Para a carga permanente, foram considerados os pesos do revestimento asfáltico e do tabuleiro. Portanto:

$$g = (0,05 \times 1,00 \times 24) + (0,08 \times 1,00 \times 10) = 2,00 \text{ kN/m}$$

Assim, os momentos são:

$$M_{g,k} = \frac{2,00 \times 0,90^2}{8} = 0,20 \text{ kNm}$$

$$M_{qr,k} = \frac{75}{4} \times (0,90 - 0,60) = 5,63 \text{ kNm}$$

Conforme definição normativa, o *CIA* deve ser utilizado próximo aos pontos de apoio. Portanto, a combinação última normal para o momento fletor é dada pela Equação 32:

$$M_d = \gamma_g \times M_{g,k} + \gamma_q \times \{M_{qr,k} + 0,75 \times [(CIV \times CIA \times CNF) - 1] \times M_{qr,k}\}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,20 + 1,50 \times \{5,63 + 0,75 \times [(1,29 \times 1,00 \times 1,25) - 1] \times 5,63\}$$

$$M_d = 12,59 \text{ kNm}$$

Para o tabuleiro, fez-se a verificação de esforços $\sigma_d \leq f_{c0,d}$ seguindo a hipótese que a madeira é um material elástico. O esforço solicitante σ_d foi calculado pela Equação 33:

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W}$$

Sendo:

$$W = \frac{b \times h^2}{6} = \text{módulo de resistência elástico da seção transversal};$$

$$W = \frac{0,90 \times 0,08^2}{6} = 0,00096 \text{ cm}^3$$

Assim:

$$\sigma_d = \frac{12590 \text{ Nm}}{960 \text{ m}^3} = 13,11 \text{ MPa}$$

Portanto, tendo $13,11 \text{ MPa} < 21,60 \text{ MPa}$, constata-se que o tabuleiro atende às condições de segurança para o veículo-tipo TB-450.

4.4 Ligações

Por fim, foram dimensionadas as ligações entre os elementos da treliça, fazendo-se uma nova combinação de ações.

4.4.1 Combinação de Ações

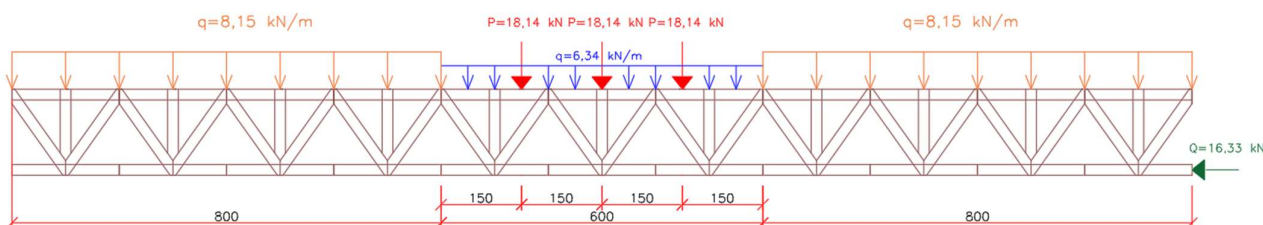
Sem o uso do coeficiente 0,75 tem-se as combinações da Tabela 31 para as cargas permanentes e variáveis para o ELU, distribuídas conforme Figura 40.

Tabela 31 – Combinações para ELU para ligações

Combinação	Carga Variável	Carga Permanente	Carga Total
Ação permanente	-	3,13 kN/m	3,13 kN/m
Trem Tipo	18,14 kN	-	18,14 kN
Ao redor do Trem-Tipo	3,21 kN/m	3,13 kN/m	6,34 kN/m
Pista de rolamento	5,02 kN/m	3,13 kN/m	8,15 kN/m
Força horizontal	16,33 kN	-	16,33 kN

Fonte: Autora (2022).

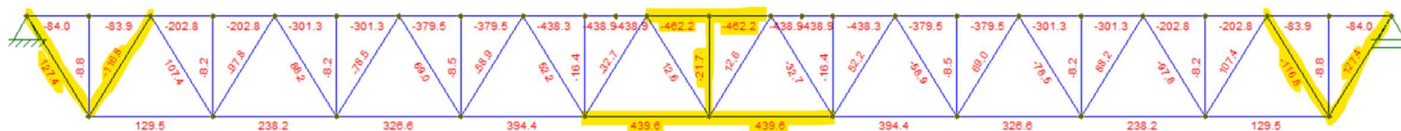
Figura 40 – Distribuição das cargas para ELU para ligações



Fonte: Autora (2022).

Novamente, lançou-se essa combinação no *software* Ftool. O resultado da análise foi o apresentado na Figura 41 e na Tabela 32.

Figura 41 - Esforços axiais para ligações no Estado Limite Último



Fonte: Autora (2022).

Tabela 32 - Esforços normais críticos para ligações no Estado Limite Último

Elemento	Esforço normal crítico [kN]
Banzo Superior	-462,20
Banzo Inferior	439,60
Montante	-21,70
Diagonal	+127,40 / -116,80

Fonte: Autora (2022).

4.4.2 Pinos

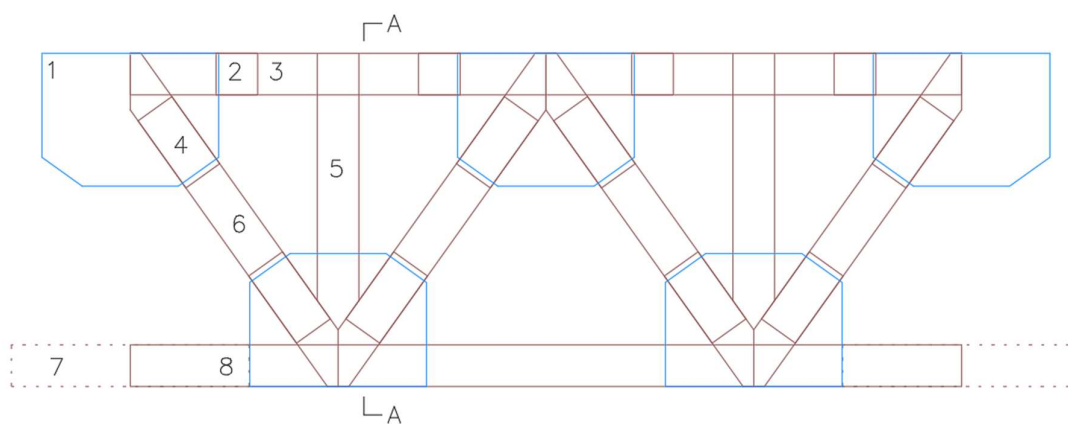
Para o presente projeto, foram utilizados parafusos e chapas metálicas de aço ASTM-36 nas ligações. Portanto, $d_{\min} = 9,5 \text{ mm}$, $d_{\max} = 2,5 \text{ cm}$ e $f_{y,k} = 250 \text{ MPa}$, tendo-se:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{250}{1,1} = 227,27 \text{ MPa}$$

As ligações foram dimensionadas considerando a utilização de chapas metálicas e elementos de madeira para unir as peças, bem como peças de madeira para a ligação módulo-módulo. Em todas as ligações foram utilizados parafusos.

Na Figura 42 são enumerados os elementos a fim de identificá-los, enquanto na Figura 43 é apresentada a seção do montante com as peças de ligação para facilitar a compreensão do dimensionamento.

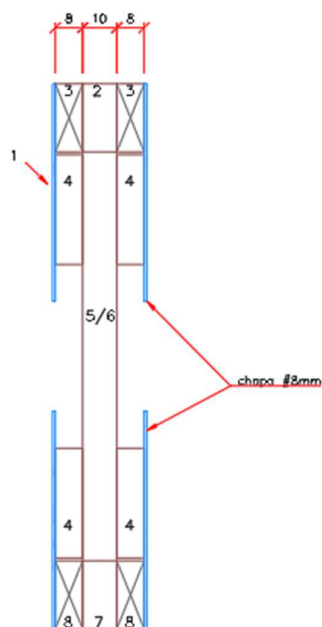
Figura 42 – Elementos metálicos e de madeira do módulo



Fonte: Autora (2022).

Sendo: (1) Chapa metálica, (2) Espaçador, (3) Banzo Superior, (4) Peça de transição em madeira, (5) Montante, (6) Diagonal, (7) Peça de ligação entre módulos e (8) Banzo Inferior.

Figura 43 – Seção A-A do módulo, com peças de ligação



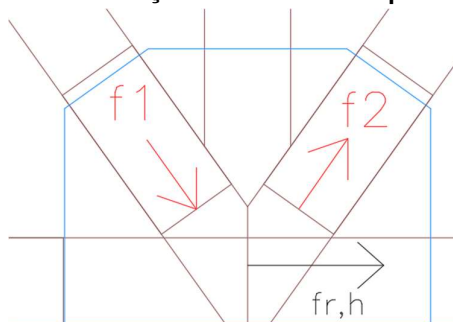
Fonte: Autora (2022).

Para o dimensionamento foi considerado que os esforços atuantes nas diagonais (6) são transferidos para a peça de ligação em madeira (4). Esta, por sua vez, transfere os esforços para a chapa metálica (1) que, por fim, leva o esforço até os banzos superior e inferior (3 e 8, respectivamente).

Abaixo está descrito e exemplificado o processo de dimensionamento dos parafusos utilizados na ligação dos banzos inferiores e diagonais, que considera as ligações 6-4 (madeira-madeira), 4-1 (madeira-aço) e 1-8 (aço-madeira).

Para o cálculo, como as chapas metálicas localizam-se nos encontros de diagonais, os esforços transferidos para ela por tais peças podem ser considerados conforme Figura 44:

Figura 44 – Esforços atuantes na chapa metálica



Fonte: Autora (2022).

Assim, para o dimensionamento foi considerada a força resultante horizontal ($f_{r,h}$) entre os esforços críticos f_1 e f_2 , dispensando a consideração do ângulo entre as peças diagonal x banzo no cálculo do esforço solicitante, a fim de simplificá-lo. Também se considerou que a chapa está a 0 graus de todos os elementos por ela unidos: banzos, montantes e diagonais. Dessa forma, eliminou-se a necessidade de considerar o ângulo entre peças ligadas por chapa metálica para o dimensionamento das ligações da estrutura. Para a ligação montante x banzo superior, considerou-se o ângulo de 90 graus.

a) Ligação diagonal-peça de transição (6-4, madeira-madeira)

Para os elementos de madeira, tem-se:

$$t_1 = 80 \text{ mm}$$

$$t_2 = 100 \text{ mm}$$

$$d = 22 \text{ mm}$$

$$k_{90} = 0,90 + 0,015 \times d = 0,90 + 0,015 \times 22 = 1,23$$

$$f_{u,k} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 60 \text{ MPa}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01d) \times \rho_k = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 22) \times 1000 = 63,96 \text{ MPa}$$

$$f_{h,0,k} = f_{h,1,k} = f_{h,2,k}, \text{ considerando } \theta = 0$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6} = 0,3 \times 400 \times 22^{2,6} = 371091 \text{ kN.m}$$

A fim de simplificar o dimensionamento, a parcela resistente devido ao efeito de corda nos parafusos foi desconsiderada. Portanto:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 61,5 \times 80 \times 22 \div 1000 = 112,57 \text{ kN} \\ 0,5 \times 61,5 \times 22 \div 1000 = 70,36 \text{ kN} \\ 1,05 \times \frac{61,5 \times 80 \times 22}{2 + 1} \times \left[\sqrt{2 \times 1(1 + 1) + \frac{4 \times 1(2 + 1)371091}{61,5 \times 25 \times 80^2}} - 1 \right] \div 1000 = 73,65 \text{ MPa} \\ 1,15 \times \sqrt{\frac{2 \times 1}{(1 + 1)}} \times \sqrt{2 \times 371091 \times 61,5 \times 22} \div 1000 = 37,16 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Assim, considera-se o esforço resistente do pino para uma seção de corte como $F_{v,Rk} = 37,16 \text{ MPa}$.

Utilizando os coeficientes da norma brasileira, tem-se:

$$F_{v,Rd} = 0,504 \times \frac{37,16}{1,4} = 13,38 \text{ MPa}$$

Conforme análise, o esforço crítico nas diagonais é 127,40 kN. Para uma seção de corte, $F_{v,Sd} = 63,70 \text{ MPa}$. Portanto, o número de pinos (N_p) é:

$$N_p = \frac{63,70}{13,38} = 5 \text{ pinos}$$

b) Ligação peça de transição-chapa metálica (4-1, madeira-aço)

Para a chapa metálica escolhida, tem-se que ela é considerada fina se $e \leq 5d$. Portanto, para que seja válido o dimensionamento, o diâmetro mínimo do parafuso a ser utilizado nas ligações com chapa é de 16 mm. Aqui também foi desconsiderada a parcela resistente do efeito de corda.

Optando por um parafuso de $d = 22 \text{ mm}$:

$$F_{v,Rk} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \times 61,5 \times 80 \times 22 \div 1000 = 45,03 \text{ MPa} \\ 1,15 \times \sqrt{2 \times 371091 \times 61,5 \times 22} \div 1000 = 37,16 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 37,16 \text{ MPa}$$

$$F_{v,Sd} = 0,504 \times \frac{37,16}{1,4} = 13,38 \text{ MPa}$$

$$N_p = \frac{66,05}{13,38} = 5 \text{ pinos}$$

Como a ligação 1-8 (chapa x banzo inferior) é feita através do mesmo procedimento utilizado para 4-1, o passo-a-passo não foi detalhado. Para essa peça foi verificada a necessidade de 5 parafusos.

Dado que os módulos são padronizados, a fim de facilitar a montagem e evitar possíveis problemas, a mesma distribuição de pinos foi utilizada para todas as diagonais, mesmo as sob menor solitação.

O processo de cálculo foi repetido para as demais ligações (2-3, 5-3 e 7-8), fazendo-se as devidas considerações, sendo que para os elementos 7-8 foi

considerado o efeito de corda. O resultado do dimensionamento está apresentado na Tabela 33:

Tabela 33 – Quantidade de pinos nas ligações

Elementos	Ligação					
	6-4	4-1	1-8	2-3	5-3	7-8
Tipo	M-M	M-A	M-A	M-M	M-M	M-M
Diâmetro do pino [mm]	22	22	25	12,5	12,5	31
Quantidade de pinos	5	5	5	1	1	13

M-M: Dimensionamento madeira-madeira;
M-A: Dimensionamento madeira-aço.

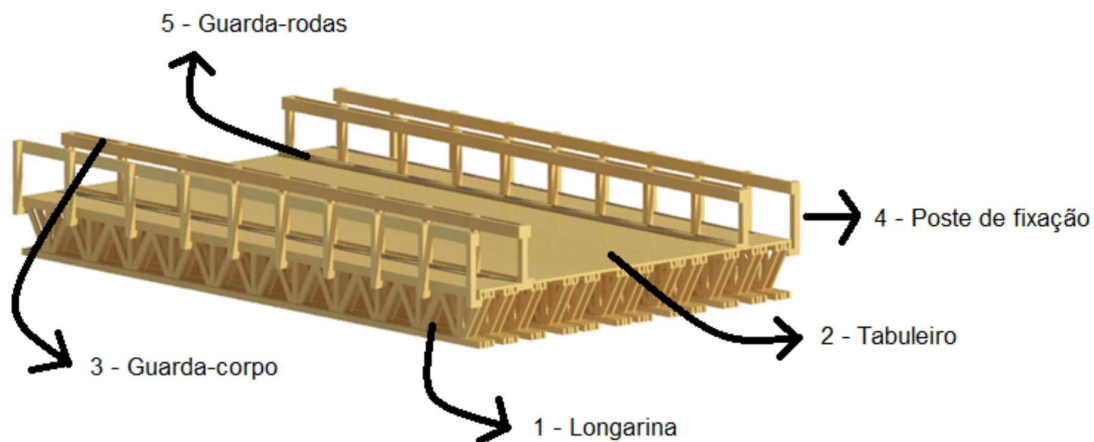
Fonte: Autora (2022).

Assim, seguindo os critérios de distribuição sugeridos pela norma brasileira e considerando o número de pinos encontrado pela norma EUROCODE 5 (CEN, 2004), dispostos de maneira simétrica nas peças, a ligação entre os elementos do módulo e entre diferentes módulos se dá conforme disposto no Anexo A.

4.5 Elementos da ponte

Como resultado do dimensionamento, obteve-se uma ponte de madeira de vão 22 metros, cuja estrutura está ilustrada na Figura 44.

Figura 44 – Modelo tridimensional da ponte

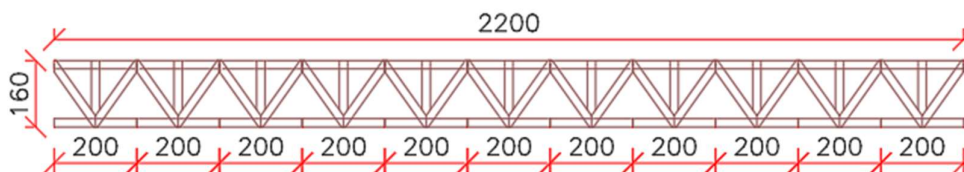


Fonte: Autora (2022).

Os elementos que compõem a estrutura da ponte e estão numerados na Figura 44 estão descritos a seguir:

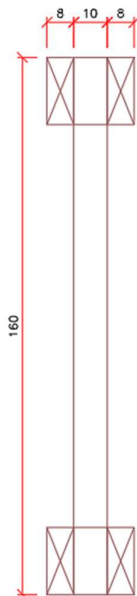
1) Longarina: ao todo a ponte possui 20 longarinas, cada uma delas composta por 11 montantes para vencer o vão de 22 metros, conforme Figuras 45 e 46.

Figura 45 – Longarina para vão $L = 22\text{ m}$



Fonte: Autora (2022).

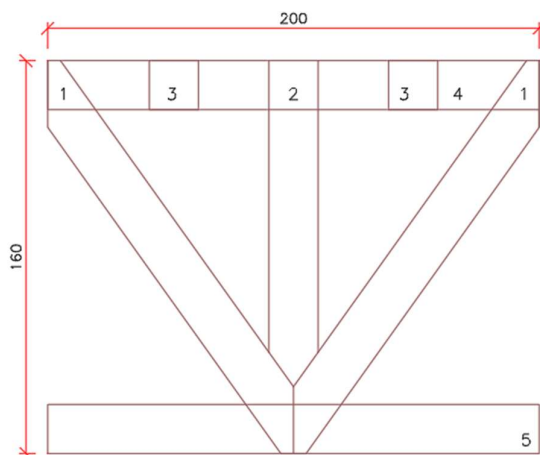
Figura 46 – Seção transversal da longarina



Fonte: Autora (2022).

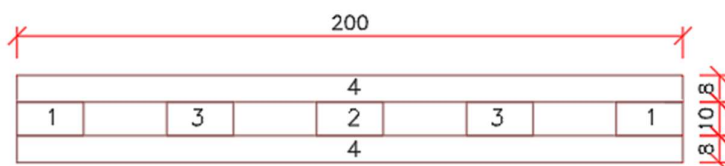
Os módulos que formam as longarinas têm seção de 200 cm de altura x 160 cm de altura, conforme Figuras 47 e 48, e são compostos por diagonais (1), montante (2), espaçadores (3), banzo superior (4) e banzo inferior (5), cujas seções são mostradas nas Figuras 49 a 52.

Figura 47 – Módulo de madeira



Fonte: Autora (2022).

Figura 48 – Vista superior do módulo de madeira



Fonte: Autora (2022).

Figura 49 – Banzos

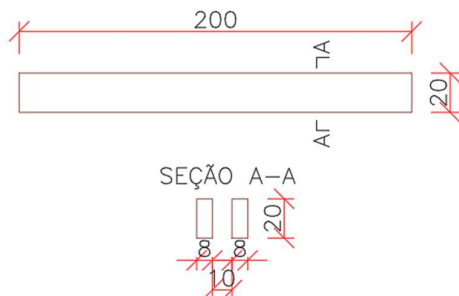


Figura 50 – Espaçador

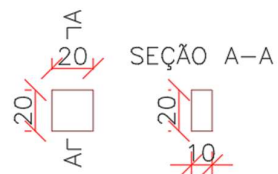


Figura 51 – Diagonais

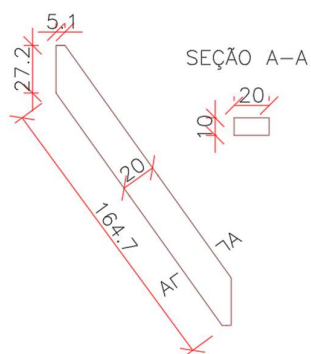
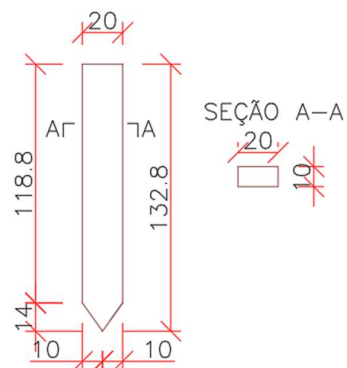


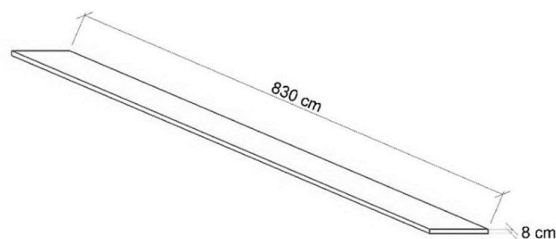
Figura 52 – Montante



Fonte: Autora (2022).

2) Tabuleiro: composto por tábuas de seção 830 cm x 8 cm, conforme Figura 53.

Figura 53 – Tábua do tabuleiro

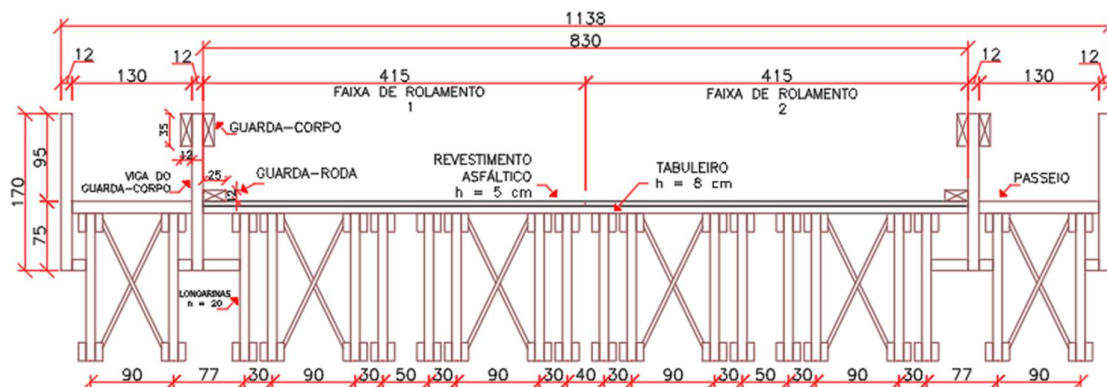


Fonte: Baggio (2017).

- 3) Guarda-corpo: viga contínua com seção 12 x 35 cm.
- 4) Postes para fixação do guarda-corpo: espaçados a cada 2 m, com seção 12 x 20 x 170 cm.
- 5) Guarda-rodas: viga contínua com seção 12 x 25 cm.

Com esses elementos e um revestimento asfáltico de espessura 5 cm, tem-se a seção da ponte mostrada na Figura 54.

Figura 54 – Seção transversal da ponte



Fonte: Autora (2022).

4.6 Conclusões

Neste Trabalho de Conclusão de Curso abordou-se uma estrutura em material alternativo ao convencional predominante na construção civil brasileira, buscando usar novas tecnologias construtivas no âmbito da engenharia em paralelo à sustentabilidade, assunto com grande visibilidade atualmente e de bastante importância para a sociedade.

Teve como objetivo geral dimensionar e projetar uma ponte em estrutura de madeira feita com vigas treliçadas, que foi parcialmente atingido ao fim da

pesquisa, pois algumas verificações e cálculos não foram feitos, sendo necessário complementar o dimensionamento caso se venha a executar a estrutura em questão.

Mais especificamente, a definição da geometria, classe estrutural da madeira e pré-dimensionamento foram objetivos atingidos com êxito, enquanto a definição e combinação de ações não foram feitas em sua totalidade, sendo que os elementos não-estruturais não foram dimensionados, bem como a carga de vento atuante na estrutura.

Quanto às verificações, os objetivos foram satisfatoriamente alcançados, tendo a estrutura atendido às condições de segurança previstas em norma. Para tanto, foi necessária uma alteração na geometria do módulo, que acarretou na necessidade da verificação da estabilidade local para os elementos espaçadores. Essa verificação não foi feita por ter sido averiguada sua necessidade próximo ao prazo de entrega do trabalho.

O dimensionamento das ligações entre os elementos, último objetivo previsto para a monografia, apresentou-se como o maior desafio no decorrer do trabalho, sendo a norma brasileira limitada no que diz respeito a estruturas de madeira, especialmente para o cálculo de conectores. Entretanto, foi encontrada uma solução para o dimensionamento dos parafusos nos módulos através do uso de chapas e peças de madeira para transmissão de esforços, bem como pelo uso da norma europeia para quantificar os pinos. Cabe ressaltar que durante os últimos dias da elaboração do TCC foi publicada uma nova versão da NBR 7190 (ABNT, 2022), atualizada com considerações de cálculo do EUROCODE 5 (CEN, 2004), o que valida o método utilizado.

Dessa forma, verifica-se que pontes em madeira são uma possível alternativa ao concreto armado, atendendo aos requisitos previstos em norma para a segurança e utilização de estruturas. Ainda assim, fazem-se necessários mais estudos sobre o assunto para que se possa projetar estruturas em madeira de forma cada vez mais segura e precisa, abrandando o preconceito existente sobre o material e abrindo caminho para seu uso, especialmente em construções de médio e grande porte, em busca de uma indústria civil menos agressiva ambientalmente e com menor geração de resíduos.

Sugere-se, então, para trabalhos futuros:

- Cálculo e verificação dos módulos pela nova atualização da NBR 7190 (ABNT, 2022) e pela norma EUROCODE 5 (CEN, 200) a fim de encontrar os pontos comuns e divergentes entre elas;
- Ensaio em laboratório dos módulos para verificação das ligações;
- Análise de viabilidade econômica para a construção da ponte projetada;
- Dimensionamento dos elementos que não foram verificados no presente trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681/2003. **Ações e segurança nas estruturas – procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188/2003. **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, ABNT. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123/1988. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, ABNT. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Revisão NBR 7190/2010. **Projetos de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro, ABNT. 1997.

ASSOCIAÇÃO COMERCIAL E INDUSTRIAL DE FLORIANÓPOLIS. ACIF. **Mapa Acif. 2018**. Disponível em: <<https://www.acif.org.br/a-acif/historico/attachment/mapa-acif-1/>>. Acesso em: 05 jul. 2022.

BAGGIO, Felipe. **Estudo de caso empregando o sistema de treliças modulares para pontes de madeira no município de Londrina/PR**. 2017. 108 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2017.

BASTOS, Herik C. N.; MIRANDA, Mateus Z. PRINCIPAIS PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO DE PONTES E VIADUTOS: manuseio e manutenção das obras de arte especiais. **Revista Constituinte**: Ed. Esp. de Patologia, Belo Horizonte, v. 9, p. 93-101, jul./dez. 2017.

CALIL JÚNIOR, Carlito *et al.* **Manual de projeto e construção de pontes de madeira**. São Carlos: Suprema, 2006. 252 p.

CALIL JÚNIOR, Carlito.; MARIN, Cristiane. P.; PALMA, Giovano.; **Ponte treliçada modular pré-fabricada de madeira**. In: IX ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 2004, Cuiaba - MT. Anais do IX EBRAMEM, 2004.

CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas Estruturais Ilustrados**: Padrões, sistemas e projeto. Porto Alegre: Bookman, 2010. 320 p.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 5**: Design of timber structures, Part 2, Bridges, London, UK, 2004.

COSTA, Bárbara P. D.; BESSA, Felipe C. **Concepção e dimensionamento de pontes em madeira roliça para estradas vicinais na região sudoeste do Paraná**.

2013. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de projetos de Obras-de-Arte especiais**. Rio de Janeiro: DNER, 1996.

DIAS, Antonio A.; TREVISAN, João V. K.; JOHANNNS, Felipe P. Critérios normativos para dimensionamento de ligações por parafusos passantes: avaliação experimental de protótipos. **Revista Principia**, João Pessoa, v. 57, p. 51-62, 2021. Disponível em: <https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/viewFile/5807/1871>. Acesso em: 26 jun. 2022.

EL DEBS, Mounir K.; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução às Pontes de Concreto**. USP. São Carlos, 2009.

ELIAS, Juliana. CNN Brasil, 2021. **Investimento em infraestrutura está no menor nível desde 1947 – e deve cair mais**. Disponível em: <https://www.cnnbrasil.com.br/business/investimento-em-infraestrutura-esta-no-menor-nivel-desde-1947-e-deve-cair-mais/>. Acesso em: 18 fev. 2022.

Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina - EPAGRI. Climatologia. **Atlas Climatológico**. 2001. Disponível em: <<https://ciram.epagri.sc.gov.br/index.php/solucoes/climatologia/>>. Acesso em: 20 jun. 2022.

FERNÁNDEZ, Bianca O. **Sistema de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa alternativa para o Estado do Pará**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

“Florianópolis, SC.” (2022). **Google Maps. Google**. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-27.6132935,-48.5522762,10.63z>>. Acesso em: 19 ago. 2022.

GESUALDO, Francisco A. R. **Estruturas de Madeiras** - notas de aula - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, MG / 2003.

GOMES, Jefferson O.; LACERDA, Juliana F. S. B. Uma Visão Mais Sustentável dos Sistemas Construtivos no Brasil: análise do estado da arte. **E-Tech: Tecnologias para Competitividade Industrial**, Florianópolis, v. 7, n. 2, 2014.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo: Bluncher, 2008. 237 p.

MENDES, Caio B. **ESTUDO DE CASO: Patologias na ponte de concreto armado no Ribeirão da Ilha de Florianópolis**. 2022. 128 f. TCC (Graduação) - Curso de

Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.

NOVO, Carolina M.; OLIVEIRA JÚNIOR, Agilson M. **Pontes de Madeira para pequenos vãos para situações emergenciais**. 2012. 113 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2012.

PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado**: Elementos de projeto, solicitações, dimensionamento. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 433 p.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Madeira**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2003. 241 p.

RITTER, Michael A. **Timber Bridges**: design, construction, inspection, and maintenance. Washington, Dc: United States Department of Agriculture - Forest Service, 1990. 944 p.

SANTOS, Altair. **Alguém sabe quantas pontes existem nas rodovias do Brasil?** 2017. Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/pontes-rodovias-brasil/>. Acesso em: 03 jul. 2022.

SILVA, Pauline F. *et al.* **Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes**. Estudo de caso: projeto de recuperação da ponte sobre o rio Correias na BR 101/SC. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 7., 2014, Rio de Janeiro.

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA E OBRAS DE SÃO PAULO. SIURB. Projeto IP 04/2004 – **Dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego leve e médio**. São Paulo. 2004.

SOUSA, Lauren K.; ACOSTA, Caio. C. V.; CALIL JÚNIOR, Carlito. **SISTEMAS CONSTRUTIVOS PARA PONTES DE MADEIRA**. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 2014, Rio de Janeiro. VII CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 2014.

STEFEL, Camille; MORO, Daniel. **Dimensionamento de uma ponte de madeira para regiões rurais**. 2013. 63 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia de Produção Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

SZUCS, Carlos A. *et al.* **Estruturas de madeira**. Versão 5. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

SZUCS, Carlos A. **Ponte de madeira com vigas principais em treliça contínua**. 1979. 210 f. Dissertação (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1979.

TORRES, João T. C. **Sistemas construtivos modernos em madeira**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de engenharia, Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2010.

VALERIANO, Ricardo. **Pontes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2021. 37 p.

