

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Caroline Machado Martins

REVISÃO DE PROCEDIMENTOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS DE  
MADEIRA SERRADA, PARA A REVISÃO DA NORMA ABNT NBR 7190 –  
PROJETOS DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

Porto Alegre  
Novembro de 2020

CAROLINE MACHADO MARTINS

REVISÃO DE PROCEDIMENTOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS DE  
MADEIRA SERRADA, PARA A REVISÃO DA NORMA ABNT NBR 7190 –  
PROJETOS DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado à Comissão de Graduação do  
Curso de Engenharia Civil da Escola de  
Engenharia da Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, como parte dos  
requisitos para obtenção do título de  
Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Enio Carlos Mesacasa Júnior

Porto Alegre  
Novembro de 2020

CAROLINE MACHADO MARTINS

REVISÃO DE PROCEDIMENTOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS DE  
MADEIRA SERRADA, PARA A REVISÃO DA NORMA ABNT NBR 7190 –  
PROJETOS DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de novembro de 2020.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Enio Carlos Mesacasa Júnior (UFRGS)  
Dr. pela Universidade de São Paulo  
Orientador

Prof. Dr. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)  
Dr. pela The Pennsylvania State University

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Gisele Cristina Antunes Martins (UEM)  
Dr<sup>a</sup> pela Universidade de São Paulo

Dedico este trabalho aos meus filhos  
Diego, Arthur e Isadora,  
pela compreensão dos momentos ausentes e pelo apoio incondicional.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à UFRGS, instituição pública, gratuita e de qualidade, que é expoente no desenvolvimento científico e tecnológico, no Brasil, pela imensurável contribuição na minha formação pessoal e acadêmica.

Agradeço à comunidade acadêmica da Escola de Engenharia da UFRGS, pelas vivências e trocas proporcionadas. Pelas adversidades enfrentadas e pelos sucessos compartilhados. Também, pelas conversas de corredor e pelas horas de estudos na biblioteca. Por compartilhar momentos de tensão antes das provas e pelos trabalhos em grupo, que tanto me ensinaram. Agradeço, enfim, a cada disciplina e seu docente que, com suas peculiaridades, enriqueceram e consolidaram minha formação profissional.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Dr. Enio Carlos Mesacasa Júnior, que acolheu, com entusiasmo, a ideia de explorar a área de projetos de estrutura de madeira. Agradeço, principalmente, por seu empenho na orientação do presente trabalho, frente aos desafios de distanciamento social impostos pela pandemia de COVID-19.

Agradeço aos meus pais, Araldo e Loreci, e meu pai emprestado, Juarez, exemplos de determinação, por sempre respeitarem minhas escolhas. Por seu amor, incentivo e apoio incondicionais, lhes agradeço.

Ao meu marido Rogério, que através de sua experiência profissional instigou novas percepções de mercado e por seu amor e compreensão nos momentos decisivos, meu agradecimento.

E a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para minha formação, meus agradecimentos.

Cuidar dos vivos, sepultar os mortos, fechar os portos.

Marquês de Alorna

## RESUMO

Este trabalho elenca e explora pontos de interesse sobre o projeto de revisão da norma ABNT NBR 7190 – Projetos de estruturas de madeira, contextualizando sua aplicação e funcionalidades para o dimensionamento de peças de madeira serrada. O projeto de revisão da norma propõe um conjunto de modificações inéditas no contexto normativo brasileiro, em relação a norma vigente (ABNT NBR 7190:1997), baseadas nos procedimentos da norma europeia EUROCODE nº 5. A presente obra apresenta um texto descritivo sobre tópicos que provavelmente integrarão a nova norma, sendo uma fonte alternativa de informações sobre a atualização e referência para futuras consultas daqueles interessados em estudar os procedimentos propostos pela ABNT NBR 7190. Para isso, compila elementos bibliográficos sobre estruturas de madeira: aspectos biológicos, características físicas, propriedades mecânicas e classificação estrutural. Apresenta também informações sobre projeto de estruturas de madeira, modelo de segurança e valores representativos. Especifica os procedimentos de determinação da capacidade resistente para elementos de madeira sujeitos à tração, compressão, cisalhamento, flexão simples e composta, tanto isoladamente, quanto comparativamente ao procedimento atualmente vigente pela norma publicada em 1997. Explana os procedimentos de determinação da capacidade resistente em ligações. Por fim, analisa um exemplo de aplicação, considerando o caso do projeto de estrutura de um telhado de duas águas, composto por trama e treliças, com aplicação do itinerário de cálculo para verificação das condições de segurança e memória de cálculo a ser empregada em cada tipo de verificação.

Palavras-chave: Madeira, projeto de estruturas de madeira, revisão de norma técnica.

## **ABSTRACT**

This work aims to review the key points about the draft under the discussion of the specification ABNT NBR 7190 – Design of timber structures, contextualizing its application and features about solid timber elements. The referred standard draft proposes a set of innovative changes compared to the current standard (ABNT NBR 7190:1997), especially based on the procedures of the European standard EUROCODE nº 5. The present study shows a descriptive text with topics that will integrate the new standard procedures, being an alternative source of information on updating, as well as a reference for future studies by those interested in the ABNT NBR 7190 procedures. For this purpose, this work integrates bibliographic elements on timber structures: biological aspects, physical characteristics, mechanical properties, and structural classification. Also, it presents information about timber structure design, its limit states, and representative values for its properties. This study specifies the procedures for determination of the capacity for timber elements under tension, compression, shear, and bending, especially under the light of the 1997 procedure, and compared with the new procedures from EUROCODE. Further, this study explains the new procedures for design some kind of connections. Lastly, it is presented as a design example for the new methods, an open gable roof structure project, from its loadings, analyses, and design.

Keywords: timber, timber structure design, review of technical standards.



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Seção transversal de um tronco, mostrando as camadas.....	24
Figura 2 – Sistema de orientação para definição das propriedades da madeira.....	27
Figura 3 – Efeitos da umidade aplicado nas propriedades de resistência da madeira .....	29
Figura 4 – Comportamento de material viscoelástico sob carga constante .....	32
Figura 5 – Fluência da madeira – gráfico deformação x tempo.....	33
Figura 6 – Seção de uma viga de madeira laminada colada, exposta ao fogo durante 30 minutos.....	34
Figura 7 – Representação esquemática de madeira MLC .....	37
Figura 8 – Chapa em madeira MLCC.....	38
Figura 9 – Viga em madeira LVL.....	38
Figura 10 – Complexo de templos budistas <i>Horyu-Ji</i> , Japão .....	41
Figura 11 – Brock Commons Tallwood House, Canadá.....	43
Figura 12 – Curva normal de distribuição da resistência nominal .....	51
Figura 13 – Modelo de comportamento das fibras da madeira - compressão.....	59
Figura 14 – Comportamento da madeira na compressão .....	60
Figura 15 – Comportamento da madeira na tração.....	60
Figura 16 – Comportamento da madeira no cisalhamento.....	61
Figura 17 – Comportamento da madeira na flexão .....	62
Figura 18 – Esquemático sobre caracterização das propriedades das madeiras .....	68
Figura 19 – Esquemático sobre caracterização de resistências.....	71
Figura 20 – Caracterização de resistência simplificada - relações.....	72
Figura 21 – Dimensões limites para estabilidade de peças .....	79
Figura 22 – Compressão normal às fibras.....	81
Figura 23 – Gráfico comparativo sobre estabilidade na compressão.....	83
Figura 24 - Diferença relativa entre valores de compressão de projeto limite para ABNT NBR 7190 versões 1997 x revisão da norma.....	84
Figura 25 – Fluxograma para verificação de peças comprimidas .....	88
Figura 26 – Esquemático sobre redução da cortante próximo dos apoios.....	94
Figura 27 – Vigas com entalhes.....	95
Figura 28 – Seções transversais e distribuição de tensões segundo a EUROCODE 5 .....	97

Figura 29 – Tesoura com peças solidarizadas descontinuamente.....	100
Figura 30 – Peças solidarizadas descontinuamente com espaçadores interpostos ou chapas laterais .....	101
Figura 31 – Seções compostas por dois ou três elementos iguais.....	101
Figura 32 – Condições para dispensar a verificação de estabilidade.....	104
Figura 33 – Verificação esquemática dos deslocamentos limites .....	107
Figura 34 – Valores limites de deslocamentos para construções com materiais frágeis não estruturais.....	107
Figura 35 – Tipos de dispositivos para ligações estruturais de peças de madeira..	109
Figura 36 - Ligação por entalhe.....	110
Figura 37 – Espaçamentos em ligações com pinos .....	112
Figura 38 – Ligação com anel metálico.....	119
Figura 39 – Espaçamentos em ligações com anéis metálicos .....	119
Figura 40 – Telhado esquemático – vista superior.....	121
Figura 41 – Especificações técnicas da telha marca Onduline modelo Stilo 3D .....	122
Figura 42 – Estrutura de telhado esquemático.....	122
Figura 43 – Especificações da marca Onduline para estrutura da trama da cobertura .....	123
Figura 44 – Esquemático sobre carregamentos atuantes na estrutura.....	124
Figura 45 – Trama esquemático.....	128
Figura 46 – Análise estrutural da ripa através de software FTOOL.....	132
Figura 47 - Análise estrutural do caibro através de software FTOOL.....	135
Figura 48 - Análise estrutural da terço através de software FTOOL .....	138
Figura 49 – Geometria da treliça de projeto .....	140
Figura 50 – Treliça de projeto, com numeração dos nós .....	141
Figura 51 – Treliça de projeto, com numeração das barras .....	141
Figura 52 – Fluxograma para cargas dos nós da treliça .....	142
Figura 53 - Ação de peso próprio da treliça.....	143
Figura 54 – Ação de peso permanente da estrutura (telhas + trama do telhado) ...	144
Figura 55 – Ação de vento 0° de sobrepressão .....	144
Figura 56 – Ação de vento 0° de sucção simétrica .....	144
Figura 57 - Ação de vento 90° de sucção assimétrica .....	144
Figura 58 – Ação de sobrecarga de uso e ocupação .....	145
Figura 59 – Situação crítica da combinação de ações 2 – vento sobrepressão.....	146

Figura 60 – Situação crítica da combinação de ações 3 – vento sucção simétrico.	146
Figura 61 – Situação crítica da combinação de ações 5 – vento sucção assimétrico .....	146

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores dos fatores de combinação ( $\psi_0$ ) e de redução ( $\psi_1$ e $\psi_2$ ) para as ações variáveis.....	49
Tabela 2 – Comparativo de coeficiente de minoração $\gamma_w$ para estruturas de madeira .....	53
Tabela 3 – Comparativo de coeficiente de modificação $K_{mod,1}$ .....	54
Tabela 4 – Classes de umidade .....	55
Tabela 5 – Comparativo de coeficiente de modificação $K_{mod,2}$ .....	56
Tabela 6 – Comparativo de resistência ao embutimento, ABNT NBR 7190:1997 x revisão da norma ABNT NBR 7190.....	64
Tabela 7 – Classes de resistência das coníferas .....	66
Tabela 8 – Classes de resistência das dicotiledôneas .....	67
Tabela 9 – Classes de resistência definidas em ensaios de peças estruturais.....	69
Tabela 10 - Aplicação de cálculo para resistência à tração paralela as fibras (ABNT NBR 7190, versão 1997 x revisão de norma).....	73
Tabela 11 – Classes de resistência definidas em ensaio de corpos de provas isentos de defeito.....	74
Tabela 12 – Classes de resistência – <i>Pinus spp</i> .....	77
Tabela 13 – Classes de resistência – <i>Eucalyptus ssp</i> .....	77
Tabela 14 – Dimensionamento mínimo de seções retangulares.....	78
Tabela 15 – Valores de $\alpha_n$ .....	82
Tabela 16 – Coeficiente de condições de extremidades - $K_E$ .....	85
Tabela 17 – Coeficiente $K_M$ .....	86
Tabela 18 – Fator $\beta_c$ .....	87
Tabela 19 – Momento de inércia, módulo de resistência e raio de giração de seções .....	88
Tabela 20 – Coeficiente $\beta_M$ em.....	90
Tabela 21 – Fator $\eta$ .....	103
Tabela 22 – Coeficiente de fluência ( $\phi$ ).....	106
Tabela 23 – Valores limites de deslocamentos para elementos correntes fletidos .	106
Tabela 24 – Diâmetro de pré-furação para ligação em madeira .....	111
Tabela 25 – Especificações de espaçamento para ligações com pinos.....	112

Tabela 26 - Modos de falha e equações para ligações de elementos de madeira..	115
Tabela 27 - Modos de falha e equações para ligações de elementos de madeira com pinos metálicos (duas seções de corte) .....	116
Tabela 28 - Valores de $K_{ser}$ para conectores em [N/mm].....	117
Tabela 29 – Dimensões da edificação .....	121
Tabela 30 – Propriedades de eucalipto classe 2.....	123
Tabela 31 – Propriedades de madeira classe D50.....	124
Tabela 32 – Parâmetros de vento adotados .....	125
Tabela 33 – Coeficientes de pressão .....	125
Tabela 34 – Carga de vento crítica .....	126
Tabela 35 - Comb. de ações 1 e 2 (vento 0° sobrepressão).....	126
Tabela 36 - Comb. de ações 3 e 4 (vento 0° sucção simétrica).....	126
Tabela 37 - Comb. de ações 5 e 6 (vento 90° sucção assimétrica) .....	127
Tabela 38 – Dimensões dos elementos da trama .....	139
Tabela 39 – Memorial de cálculo do dimensionamento da trama .....	140
Tabela 40 – Ações características atuantes na treliça .....	143
Tabela 41 – Coeficiente de ponderação para comb. de ações .....	145
Tabela 42 – Verificação de valores críticos das barras da treliça em ELU.....	147

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CCA	arseniato de cobre cromatado
CCB	borato de cobre cromatado
CG	centro de gravidade
CLT	<i>Cross Laminated Timber</i>
CP	corpo de prova
ELS	estados limites de serviço
ELS-DEF	estado limite de serviço de deformação excessiva
ELU	estados limites últimos
EN	norma técnica europeia
FAO	Organização das Nações Unidas para a Alimentação e Agricultura
FSC	<i>Forest Stewardship Council</i> - Conselho de Manejo Florestal
GLULAM	<i>Glued Laminated Timber</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
LN	linha neutra
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
LVL	<i>Laminated Vanner Lumber</i>
MLC	madeira lamelada colada
MLCC	madeira lamelada colada cruzada
MOE	módulo de elasticidade
NBR	norma técnica brasileira
ONU	Organização das Nações Unidas
OSB	<i>Oriented Strand Board</i>
PN	projeto de norma técnica
SFB	Serviço Florestal Brasileiro
SNIF	Sistema Nacional de Informação Florestal
UBC	<i>University British Columbia</i>
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UNESCO	Organização das Nações Unidas para Educação, Ciência e Cultura

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>20</b>
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	20
1.2	OBJETIVO	21
1.3	METODOLOGIA	21
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
<b>2</b>	<b>ASPECTOS SOBRE MADEIRA</b>	<b>23</b>
2.1	ÁRVORES	23
2.2	ESTRUTURA DA MADEIRA	24
2.3	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MADEIRA	26
2.3.1	Anisotropia	26
2.3.2	Higroscopia e teor de umidade	28
2.3.3	Densidade	29
2.3.4	Variação dimensional	30
2.3.5	Fluência	31
2.3.6	Resistência ao fogo	33
2.3.7	Defeitos na madeira	34
2.3.8	Deterioração da madeira	35
2.4	TIPOS DE MADEIRA PARA ESTRUTURAS	35
2.5	PROCEDÊNCIA DA MADEIRA	39
2.6	MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL	40
<b>3</b>	<b>PROJETO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA</b>	<b>45</b>
3.1	MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	46
3.2	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	48
3.2.1	Combinação de ações para os estados limites últimos	48
3.2.2	Combinação de ações para os estados limites de serviço	48
3.3	VALORES REPRESENTATIVOS	49

3.3.1	Condições de referência.....	49
3.3.2	Valor médio ( $X_m$ ).....	50
3.3.3	Valor característico ( $X_k$ ).....	51
3.3.4	Valor de cálculo ( $X_d$ ).....	52
3.3.5	Coefficiente de ponderação ( $\gamma_w$ ).....	52
3.3.6	Coefficiente de modificação ( $k_{mod}$ ).....	53
3.3.7	Estimativa da rigidez e módulo de elasticidade ( $E_0$ ).....	56
<b>4</b>	<b>PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA.....</b>	<b>58</b>
4.1	PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA.....	58
4.1.1	Resistência a tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira (fórmula de hankinson).....	58
4.1.2	Compressão.....	59
4.1.3	Tração.....	60
4.1.4	Cisalhamento.....	61
4.1.5	Flexão simples.....	61
4.1.6	Torção.....	62
4.1.7	Choque.....	62
4.1.8	Embutimento.....	63
4.2	CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL.....	65
4.2.1	Classes de resistência definidas em ensaios de peças estruturais.....	68
4.2.2	Classes de resistência definidas em ensaios de corpos de prova isentos de defeitos70	
4.2.3	Classes estruturais definidas por classificação visual e mecânica.....	75
<b>5</b>	<b>CAPACIDADE RESISTENTE DE PEÇAS MACIÇAS.....</b>	<b>78</b>
5.1	DIMENSÕES MÍNIMAS.....	78
5.2	TRAÇÃO.....	79
5.3	COMPRESSÃO.....	80
5.3.1	Estabilidade em peças comprimidas.....	82



5.4	FLEXÃO SIMPLES .....	88
5.5	FLEXÃO COMPOSTA .....	91
5.6	CISALHAMENTO .....	92
5.6.1	Redução da cortante próxima aos apoios .....	93
5.6.2	Vigas entalhadas de seção retangular.....	94
5.7	TORÇÃO .....	95
5.8	PEÇAS COMPOSTAS.....	95
5.8.1	Peças solidarizadas continuamente .....	96
5.8.2	Peças solidarizadas descontinuamente.....	100
<b>6</b>	<b>VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....</b>	<b>105</b>
<b>7</b>	<b>LIGAÇÕES EM PEÇAS DE MADEIRA SERRADA .....</b>	<b>109</b>
7.1	Ligações por entalhes.....	110
7.2	Ligações por pinos metálicos.....	111
7.3	Ligações com anéis metálicos .....	118
<b>8</b>	<b>EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....</b>	<b>121</b>
8.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	121
8.2	ANÁLISE DE AÇÕES ATUANTES .....	124
8.3	DIMENSIONAMENTO DA TRAMA.....	127
8.3.1	Determinação das resistências de cálculo para eucalipto classe 2.....	128
8.3.2	Determinação das resistências de cálculo para madeira classe D50 .....	129
8.3.3	Dimensionamento de ripas .....	130
8.3.4	Dimensionamento de caibros .....	133
8.3.5	Dimensionamento de terças .....	136
8.4	DIMENSIONAMENTO DA TRELIÇA .....	140
8.4.1	Geometria da treliça .....	140
8.4.2	Análise estrutural.....	141
8.4.3	Combinação de ações com o software TRAME .....	143

8.5	COMENTÁRIOS SOBRE O EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....	147
<b>9</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>150</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>152</b>



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

A madeira vem sendo utilizada como material construtivo desde os primórdios da humanidade. Estruturas de madeira, em especial em edificações, ainda são bastante associadas ao conhecimento empírico dos construtores, e pouco empregadas segundo critérios técnicos apropriados, seja por falta de pessoal técnico especializado, seja pela própria cultura tipicamente enraizada em boa parte da sociedade.

A norma brasileira que trata do projeto e execução de estruturas de madeira é a ABNT NBR 7190:1997 – Projetos de Estruturas de Madeira. A Comissão de Estudo de Estruturas de Madeiras – (ABNT/CE-02:126.10) do Comitê Brasileiro da Construção Civil – (ABNT/CB-02) está em final de processo da atualização da norma, propondo um conjunto de grandes modificações, em grande parte baseadas em procedimentos de normas europeias, e encontram-se no período de escrita do presente trabalho em discussão. Tais propostas, evidentemente, são uma novidade no contexto normativo brasileiro, e eventuais ajustes e/ou modificações ainda podem ser pauta de futuras discussões.

Tendo em vista a revisão supracitada, justifica-se a elaboração de um trabalho de revisão detalhado dos novos procedimentos, tendo-se como principal referência a norma europeia EUROCODE 5 (EN 1995 1-1:2004 Eurocode nº5 - *Design of timber structures*), que tem se mostrado a principal fonte das adaptações a serem propostas para a atualização da norma brasileira. Assim, espera-se não apenas aplicar os novos procedimentos de determinação da capacidade resistente de barras de madeira à tração, compressão, flexão e cisalhamento, à exemplos específicos, mas avaliá-los comparativamente aos métodos da norma antiga ainda em vigor, explorando eventuais melhorias e limitações, com o intuito de documentar tais resultados para que sirvam como fonte de pesquisas futuras.

Como muitas das análises são baseadas também nos projetos de revisão da ABNT NBR 7190, tais referências serão denominados ao longo desse trabalho como Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190:2020, muito embora os textos dos projetos em questão sejam oriundos de diferentes datas e se complementam com o texto apresentado por Calil Jr. *et al.* (2019).

## 1.2 OBJETIVO

Elencar e explorar pontos de interesse da proposta de revisão da ABNT NBR 7190/1997, contextualizando sua aplicação e funcionalidades.

Avaliar os procedimentos de determinação da capacidade resistente para elementos de madeira sujeitos à tração, compressão e flexão simples e composta, tanto isoladamente, quanto comparativamente ao procedimento atualmente vigente pela norma de 1997.

Avaliar os procedimentos de determinação da capacidade resistente em ligações.

Elaborar um texto de referência para futuras consultas daqueles interessados em estudar os procedimentos propostos pela nova ABNT NBR 7190, com base na norma europeia EUROCODE 5 (EN 1995 1-1:2004 Eurocode nº5 - *Design of timber structures*).

## 1.3 METODOLOGIA

A metodologia adotada para atingir os objetivos enunciados consistiu em:

- Revisão bibliográfica sobre os procedimentos vigentes para a determinação da capacidade resistente de barras e ligações em estruturas de madeira;
- Implementação dos procedimentos típicos e das novas propostas em planilhas eletrônicas, a fim de viabilizar o estudo paramétrico e comparativo dos mesmos;
- Elaboração de texto descritivo sobre os novos procedimentos, como memória de cálculo a ser empregada em cada tipo de verificação estudada;
- Avaliação crítica a respeito dos procedimentos estudados;
- Aplicação dos procedimentos elencados através de um exemplo de aplicação de um telhado de duas águas, apontando um itinerário de cálculo para dimensionamento da trama e tesouras.

## 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 2 é apresentada uma descrição sumária de aspectos globais sobre

a madeira, seus aspectos biológicos (itens 2.1 e 2.2), elencando as principais características físicas (item 2.3), abordando aspectos sobre procedência do material (itens 2.4 e 2.5) e suas peculiaridades como material estrutural (item 2.6).

O capítulo 3 trata sobre princípios que regulamentam projetos estruturais de madeira, discorrendo sobre o modelo de segurança adotado (itens 3.1 e 3.2) e os valores representativos considerados (item 3.3).

O capítulo 4, relativo a propriedades mecânicas da madeira, subdivide-se em duas partes. Na primeira, são descritas as propriedades de resistência da madeira e seus comportamentos (item 4.1). No capítulo 4.2 são apresentados os sistemas de classificação estrutural e definição de classes de resistências das madeiras.

O capítulo 5 propõe criar um itinerário de procedimentos para determinação da capacidade resistente das peças e verificações das condições de segurança para estados limites últimos. É embasado no projeto de revisão de norma ABNT NBR 7190, objeto de estudo deste trabalho, e as principais normas técnicas brasileiras pertinentes para verificações de segurança nas estruturas. A proposição desse itinerário se dá a partir da análise dos capítulos 3 e 4, onde é fundamentado e elucidado os principais fatores que compõem a determinação da capacidade resistente.

O capítulo 6 propõe criar um itinerário de procedimentos para determinação da capacidade resistente das peças e verificações das condições de segurança para estados limites de serviços, sendo análogo ao capítulo. 5

O capítulo 7 propõe criar um itinerário de procedimentos para determinação da capacidade resistente das ligações e verificações das condições de segurança para estados limites. Explana sobre ligações por entalhe (item 7.1), ligações por pinos metálicos (item 7.2) e ligações com anéis metálicos (item 7.3).

A aplicação para um caso prático está descrita no capítulo 8, onde será utilizado um projeto arquitetônico idealizado para a aplicação de roteiro de dimensionamento e verificação das condições de segurança descritas nos capítulos anteriores (capítulos 5 e 6).

O trabalho termina com um pequeno capítulo onde são apresentadas sumariamente as principais observações e conclusões decorrentes dos procedimentos investigados, analisadas em pormenor nos capítulos anteriores.

## 2 ASPECTOS SOBRE MADEIRA

Segue uma descrição sumária de aspectos globais sobre a madeira: seus aspectos biológicos, suas principais características físicas, os aspectos sobre procedência do material e suas peculiaridades como material estrutural.

### 2.1 ÁRVORES

As madeiras são extraídas de troncos de árvores, e são classificadas em duas categorias principais: madeiras coníferas e madeiras dicotiledôneas. Segundo PFEIL (2003, P.1), “as categorias distinguem-se pela estrutura celular dos troncos e não propriamente pela resistência.”

As madeiras de coníferas, também conhecidas como *Softwoods*, são provenientes de árvores da classe Gimnospermas (folhas em forma de agulhas ou escamas, sementes agrupadas em formas de cones e estrutura do tronco constituída por traqueídes). São árvores típicas de climas frios e temperados, e de crescimento rápido. O Pinho-do-Paraná (*Araucaria angustifolia*) é uma conífera típica da América do Sul, porém com grave redução de suas reservas nativas, em consequência do consumo e extrativismo predatório (CALIL *et al.*, 2019). Comercialmente, o Pinus<sup>1</sup> é a conífera mais expressiva no mercado, tanto para madeira como para celulose.

As madeiras de dicotiledôneas, também denominadas frondosas ou folhosas, são provenientes de árvores da classe Angiospermas (folhas achatadas e largas e estrutura do tronco constituída por fibras), do grupo das dicotiledôneas. São também conhecidas como *Hardwoods*. A maioria das espécies são provenientes de florestas tropicais, e são árvores de crescimento lento. As madeiras duras de melhor qualidade são chamadas de madeiras de lei ou madeiras nobres. No Brasil, há diversas espécies nativas consagradas no mercado madeireiro, tais como Peroba Rosa (*Aspidosperma polyneuron*), Imbuia (*Ocotea porosa*), Ipê (*Tabebuia serratifolia*), Canela (*Ocotea sp.*), Freijó (*Cordia goeldiana*), Garapa (*Apuleia leiocarpa*), etc. Além destas, destaca-se a madeira de Eucalipto<sup>2</sup>, bastante utilizada na construção civil.

---

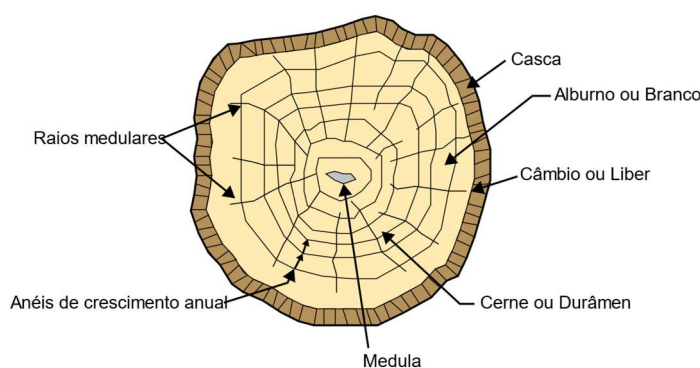
<sup>1</sup> Pinus – nome comercial das árvores do gênero *Pinus*, dentre elas *Pinus elliotii*, *Pinus oocarpa*, *Pinus taeda* e *Pinus caribea* (e suas variedades).

<sup>2</sup> Eucalipto - nome comercial das árvores do gênero *Eucalyptus*, dentre elas *Eucalyptus grandis*, *Eucalyptus saligna*, *Eucalyptus citriodora*, *Eucalyptus paniculata* e *Eucalyptus deglupta*. Originárias da

## 2.2 ESTRUTURA DA MADEIRA

As árvores são vegetais de caule lenhoso (tronco), do qual se extrai a madeira. O tronco da árvore, que possui a função de sustentação, cresce pela adição de camadas externas, em arranjos concêntricos, sob a casca (crescimento exogênico), formando anéis de crescimento anuais. Na figura 1, observa-se a estrutura macroscópica de um tronco em seção transversal.

Figura 1 – Seção transversal de um tronco, mostrando as camadas



Fonte: Pfeil e Pfeil (2003)

Na região central do tronco localiza-se a medula, oriunda do crescimento vertical inicial da árvore. A medula é um tecido mole e não tem resistência estrutural. A partir dela, localiza-se o cerne (ou durâmen), camada mais interna e antiga do tronco. Formado por células inativas, apresenta maior densidade, resistência mecânica e durabilidade. Também apresenta maior resistência à demanda biológica e coloração mais escura (armazenamento de resinas, taninos e outras substâncias de alto peso molecular).

Na camada seguinte, encontra-se o alburno (ou branco). Constituído por células vivas e atuantes, compõem a camada externa e mais jovem de crescimento. É responsável pela condução da seiva bruta das raízes até as folhas, tem coloração mais clara e menor resistência à demanda biológica. Estas três camadas (medula, cerne e alburno) compõem o lenho. Revestindo o lenho, encontra-se o câmbio (ou

---

Austrália, adaptaram-se bem as condições climáticas brasileiras.



líber), responsável pelo câmbio vascular (parte viva do tronco) e por fim, a casca, que é responsável pela proteção externa da árvore. Para dimensionamento de estruturas utiliza-se madeira do cerne e do alburno, conforme a finalidade. De acordo com PFEIL e PFEIL (2003, p. 2):

“As madeiras de construção devem ser tiradas de preferência do cerne, mais durável. A madeira do alburno é mais higroscópica que a do cerne, sendo mais sensível do que esta última à decomposição por fungos. Por outro lado, a madeira do alburno aceita melhor a penetração de agentes protetores, como alcatrão e certos sais minerais.”

Ao considerar-se a microestrutura do tronco, há distinção de estruturas entre árvores coníferas e árvores dicotiledôneas. Nas coníferas, há dois elementos básicos: traqueídes e raios medulares (células radiais), sendo que o primeiro, para este estudo, é considerado mais relevante. Os traqueídes podem constituir até 95% da madeira das coníferas, atuando na condução de seiva e como elemento portante da árvore. São células longitudinais, alongadas, de até 5mm de comprimento que possuem extremidades permeáveis e perfurações laterais, permitindo a passagem de líquidos (CALIL, DIAS e FAHR, 2003).

Nas dicotiledôneas, há três elementos básicos: vasos, raios e fibras medulares. Esta última, por sua relevância na questão das propriedades de resistência da madeira, será descrita a seguir. As fibras são células alongadas, com até 1,5mm de comprimento. São elementos fechados, não possuindo comunicação nas extremidades. Desempenham apenas a função portante, podendo constituir, dependendo da espécie, até 50% da madeira das dicotiledôneas (CALIL, DIAS e FAHR, 2003).

A madeira é constituída principalmente por substâncias orgânicas. O composto orgânico predominante é a celulose, que constitui cerca de 50% da madeira, formando os filamentos que reforçam as paredes das fibras longitudinais. Outros dois componentes importantes são as hemiceluloses (20 a 25%) e a lignina (20 a 30%). É a lignina que provê rigidez e resistência à compressão nas paredes das fibras (PFEIL e PFEIL, 2003). Apresentam ainda materiais como resinas, óleos, ceras, produzindo coloração e cheiro característico de cada espécie.

A estrutura da madeira comporta-se como um material anisotrópico. Os filamentos compostos por celulose constituem o reforço das fibras, e a matriz de polímeros (hemiceluloses e lignina) têm a função de manter unidos os filamentos e

prover rigidez à compressão das fibras (Wangaard, 1979).

## 2.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MADEIRA

Por tratar-se de material de origem biológica, as características e propriedades mecânicas dos elementos de madeira variam conforme a espécie de árvore utilizada. Estas, por sua vez, também são influenciadas durante seu crescimento por fatores naturais tais como localização geográfica, composição e umidade do solo, incidência de chuvas e de luz solar, presença de outras espécies e predadores (insetos, fungos, etc.), que ocasionam diferenças individuais nas árvores de uma mesma procedência.

No Brasil, existem cerca de 7.880 espécies arbóreas nativas conhecidas (FAO, 2005) e estima-se a existência de cerca de 11.000 espécies arbóreas apenas na Floresta Amazônica (HUBBELL *et al.*, 2008). A determinação precisa de uma espécie de madeira e de suas propriedades, é possível apenas mediante análise clínica, executada por laboratório especializado.

Embora haja um número reduzido de espécies de madeira disponíveis no mercado frente à variedade de espécies existentes na natureza, é comum a dificuldade de identificação correta de uma espécie de madeira a olho nu. Existem diversas publicações de dendrologia para auxiliar na identificação das espécies lenhosas mais utilizadas. Para uso na construção civil, destaca-se o Catálogo de Madeiras para a Construção Civil – IPT e a própria página do IPT para consulta sobre informações sobre madeiras (Disponível em: [https://www.ipt.br/consultas\\_online/informacoes\\_sobre\\_madeira](https://www.ipt.br/consultas_online/informacoes_sobre_madeira), acesso em 05/05/2020). Também o anexo E da ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira, apresenta as propriedades mecânicas das principais espécies brasileiras.

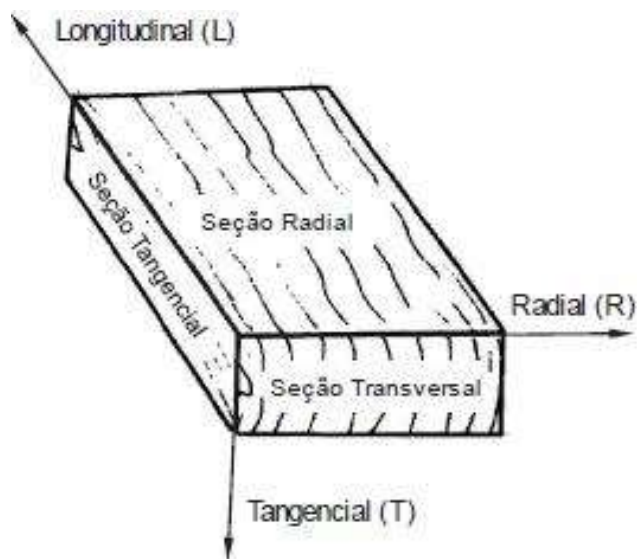
Dentro do grupo de materiais estruturais utilizados na construção civil, as madeiras estruturais apresentam características e peculiaridades que devem ser consideradas para adequada aplicação em projetos de estruturas de madeira, conforme segue.

### 2.3.1 Anisotropia

A madeira é um material anisotrópico, isto é, apresenta propriedades que

variam conforme a direção considerada. O processo de crescimento da árvore determina uma simetria axial e uma direção predominante das células que constituem o lenho. Este arranjo resulta na anisotropia da madeira. Também por este arranjo, é considerado material ortotrópico em relação às três direções principais: longitudinal, radial e tangencial (figura 2).

Figura 2 – Sistema de orientação para definição das propriedades da madeira



Fonte: Bodig e Jayne (1982)

A diferença das propriedades nas direções radiais e tangenciais são relativamente menores quando comparadas com as propriedades da direção longitudinal. Para fins estruturais, esta diferenciação é feita somente entre as propriedades da direção paralela (longitudinal) e perpendicular (radial e tangencial) às fibras.

A direção longitudinal (ou axial) das peças coincide com a orientação das fibras (paralelas às fibras). Apresenta maiores valores de resistência e de rigidez, e é caracterizado pelo índice "0".

As direções radial e tangencial possuem pouca diferença entre si, e ambas possuem valores próximos de resistência e rigidez, mas muito inferiores ao da direção paralela às fibras. É denominada direção normal (ou perpendicular) às fibras, e caracterizada pelo índice "90" (indica o ângulo entre a direção do esforço aplicado e a direção da fibra).

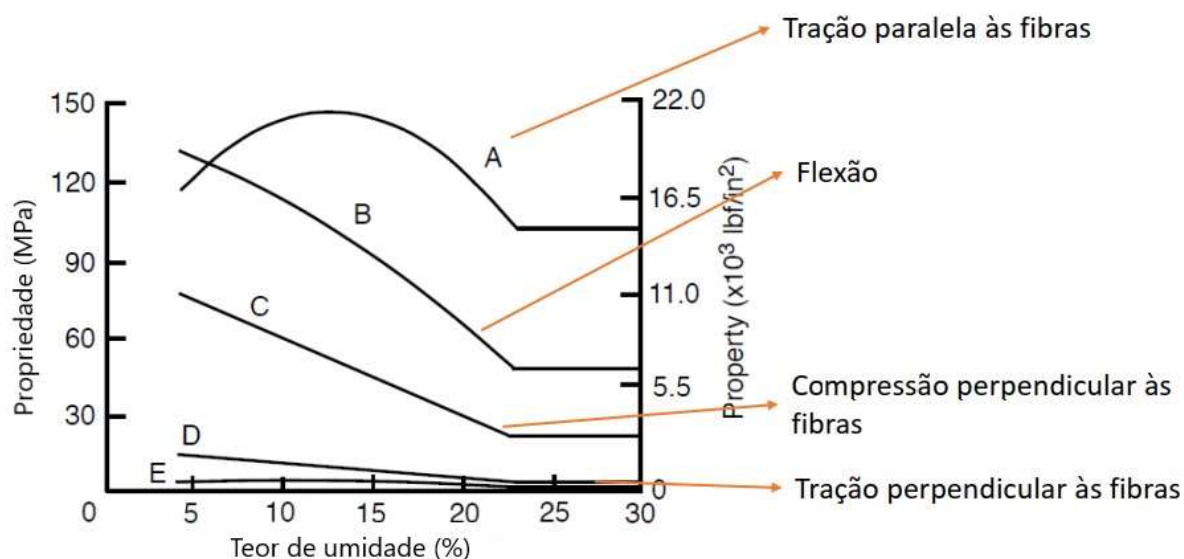
### 2.3.2 Higroscopia e teor de umidade

Considerando a fisiologia de uma árvore, a presença de água na madeira é naturalmente justificada. A madeira das árvores vivas ou recém-abatidas apresenta elevada porcentagem de umidade. Nestes níveis de umidade, diz-se que a madeira está saturada ou “verde”. A umidade está presente na madeira de duas formas: no interior das cavidades das células (fibras), denominada água livre ou água de capilaridade; e nas suas respectivas paredes, denominada água de adesão ou água de impregnação.

Conforme Calil (CALIL, DIAS e FAHR, 2003, p. 22), a madeira de uma árvore abatida perde continuamente umidade, principalmente pela evaporação da água livre. Após esta etapa, considera-se que a madeira atingiu o ponto de saturação (PS), em um teor de umidade em torno de 25%. A saída de água livre não interfere na estabilidade dimensional nem nos valores das propriedades de resistência e elasticidade.

Denomina-se secagem o processo de evaporação das moléculas de água livre e de água de impregnação. Após o ponto de saturação apenas a água de impregnação continua presente, e não é possível evaporá-la totalmente. A evaporação vai prosseguindo com menor velocidade até alcançar o nível de umidade de equilíbrio (UE), que é função da espécie de madeira considerada, da temperatura (T) e da umidade relativa do ar (URA). Nesta etapa, as propriedades da madeira variam conforme a umidade (figura 3).

Figura 3 – Efeitos da umidade aplicado nas propriedades de resistência da madeira



Fonte: Adaptado de Forest Products Laboratory (2010)

Por ser um material higroscópico, a madeira absorve umidade da atmosfera quando seca, e a libera quando úmida, procurando manter o equilíbrio contínuo nas condições de vapor de água da atmosfera circunvizinha. Visto o efeito da umidade nas outras propriedades da madeira, adota-se 12% como umidade-padrão de referência. Para fins de projeto, deve-se considerar o meio em que a madeira será utilizada (classes de umidade) e ajustar a devida correção de valores em relação a umidade-padrão de referência.

### 2.3.3 Densidade

Considerando a natureza típica da madeira, em que ocorrem variações de propriedades mecânicas para madeiras de espécies diferentes, a densidade é uma propriedade fundamental na escolha de aplicação de madeiras de diferentes espécies. Segundo Pfeil (2003, p. 37), em geral, as madeiras de maior peso específico apresentam maior resistência, dada a existência de maior quantidade de madeira por unidade de volume. Além disso, para estruturas, seu peso próprio é estimado com base no valor da densidade da espécie (ou classe) utilizada.

Dado o caráter higroscópico e outras singularidades da madeira, a densidade da madeira é abordada através das definições de densidade básica e densidade aparente, oriundas do anexo B da ABNT NBR 7190:1997. Densidade básica ( $\rho_{bas}$ ) é

definida pela razão entre a massa seca da amostra e o respectivo volume nas condições de total saturação (todos os vazios internos preenchidos por água), conforme a equação 1.

$$\rho_{bas} = \frac{m_s}{V_{sat}} \quad (1)$$

Onde:

- $\rho_{bas}$  = densidade básica [ g/cm<sup>3</sup> ];
- $m_s$  = massa seca da amostra de madeira [ g ];
- $V_{sat}$  = volume da amostra de madeira saturada [ cm<sup>3</sup> ];

Densidade aparente ( $\rho_{ap}$ ) é definida pela razão entre a massa seca da amostra e o respectivo volume no teor de umidade-padrão (12%), conforme a equação 2.

$$\rho_{ap} = \frac{m_{12}}{V_{12}} \quad (2)$$

Onde:

- $\rho_{ap}$  = densidade aparente [ g/cm<sup>3</sup> ];
- $m_{12}$  = massa da amostra de madeira à 12% de umidade [ g ];
- $V_{12}$  = volume da amostra de madeira à 12% de umidade [ cm<sup>3</sup> ];

Usualmente é necessário corrigir o valor da densidade aparente de um corpo-de-prova, pois é praticamente impossível condicionar uma amostra a umidade exata de 12%. Para tanto, podem ser usados o diagrama elaborado por Kollmann (Kollmann e Cotê, 1968) e a expressão sugerida por Logsdon (1998).

#### **2.3.4 Variação dimensional**

A variação dimensional é caracterizada pelas propriedades de retração (ocasionada pela redução do teor de umidade e consequente diminuição das dimensões da peça) ou inchamento (ocasionado pelo aumento do teor de umidade e consequente aumento das dimensões da peça). Ocorre quando há variação de umidade da madeira entre 0% e 30% (ponto de saturação das fibras), de forma aproximadamente linear. A intensidade da variação depende também da espécie de árvore matriz.

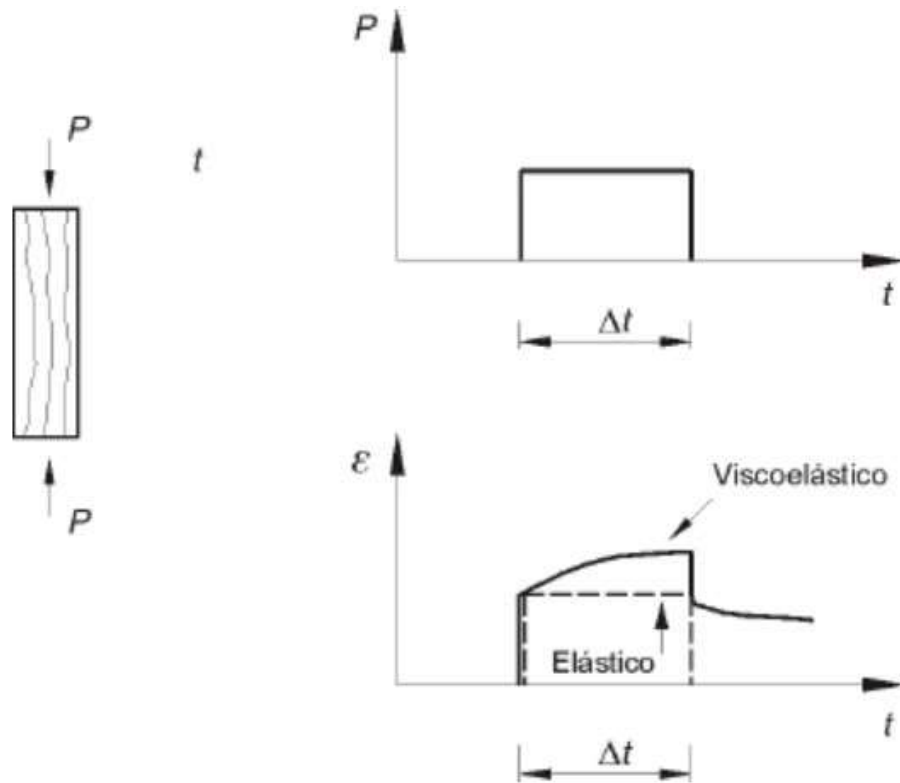
Este fenômeno ocorre nas três direções principais em diferentes proporções. A variação na direção longitudinal é praticamente desprezível ( $\epsilon_L = 0,1\%$  a  $0,9\%$ ). Na direção radial torna-se mais acentuada ( $\epsilon_R = 2,4\%$  a  $11,0\%$ ) e na direção tangencial ocorre a variação máxima ( $\epsilon_T = 3,5\%$  a  $15,0\%$ ). A retração volumétrica é aproximadamente igual à soma das três retrações lineares ortogonais ( $\epsilon_V = 6,0\%$  a  $27,0\%$ ) (GALVÃO e JANKOWSKI, 1985).

### **2.3.5 Fluência**

A fluência é um fenômeno de acréscimos progressivos na deformação instantânea de um elemento estrutural, quando da persistência do carregamento no tempo. A madeira é um material viscoelástico e, portanto, sofre deformação lenta (fluência) sob a ação de cargas de atuação prolongada (PFEIL e PFEIL, 2003, p. 30).

Ao ser exercida uma carga sobre uma peça de madeira, inicialmente será observada uma deformação elástica. No entanto, se esta carga for mantida, ocorrerá também uma deformação adicional lenta (fluência), dado o comportamento reológico da madeira. Ao ser retirada a carga, somente uma parte da deformação é recuperada, mantendo-se um resíduo de deformação variável com o tempo (figura 4).

Figura 4 – Comportamento de material viscoelástico sob carga constante

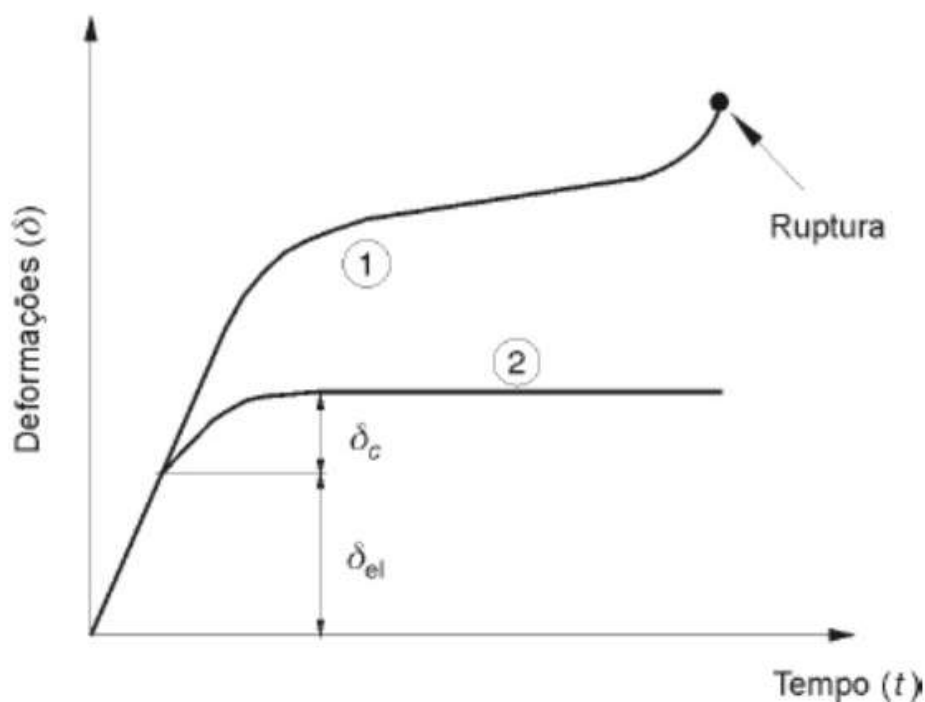


Fonte: Pfeil e Pfeil (2003)

A fluência ocorre mesmo em tensões muito baixas, e continua por longos períodos enquanto a peça permanecer sob carregamento (figura 5, situação 2). Eventualmente, pode ocasionar o fenômeno de Ruptura Tardia (figura 5, situação 1), no qual a peça de madeira (mesmo com uma carga inferior à resistência, porém aplicada durante um longo período) rompe-se após alguns dias ou meses, posteriormente ao carregamento inicial.



Figura 5 – Fluência da madeira – gráfico deformação x tempo



Fonte: Pfeil e Pfeil (2003)

Contrariamente, se a duração da carga é muito curta, a capacidade da madeira de suportar cargas pode ser mais elevada que as suas propriedades de resistência. Sua elevada resistência à ação de cargas de curta duração (cargas rápidas), tais como impactos, ventos e abalos sísmicos, dá uma vantagem à madeira em relação a outros materiais estruturais como aço, concreto, etc., devido a sua elevada elasticidade em relação aos materiais supracitados.

### 2.3.6 Resistência ao fogo

A madeira é um material combustível, que é consumido lenta e superficialmente. Por seu uso trivial, foi associada à ideia errônea de pouca resistência à ação do fogo. Entretanto, em exposição ao fogo, o carvão oriundo da combustão constitui isolante térmico que retarda o fluxo de calor para o interior da seção, abrandando a velocidade da degradação térmica e apresentando ótimo desempenho sob ação do fogo (figura 6) (CALIL *et. al.*, 2019, p. 170).

Figura 6 – Seção de uma viga de madeira laminada colada, exposta ao fogo durante 30 minutos



Fonte: <http://estruturasdemadeira.blogspot.com/2007/02/madeira-um-material-construtivo.html>,  
acesso em 07/09/2020

Uma estrutura de madeira adequadamente dimensionada pode apresentar resistência ao fogo significativamente superior à de outros materiais. Também, quando submetida a ação de elevadas temperaturas, a estrutura permanece estável, apresentando redução gradual da seção transversal exposta ao fogo, possibilitando tempo de escape antes do colapso da estrutura.

### 2.3.7 Defeitos na madeira

As peças de madeira podem apresentar defeitos que prejudicam sua resistência, seu aspecto e/ou durabilidade. Eles são oriundos da constituição do tronco ou do processo de preparação da peça. Os principais são: presença de nós, rachas e fendas, empenamento<sup>3</sup>, fissuras de compressão, madeira de reação e fibras reversas.

A presença destes defeitos pode inviabilizar a utilização da peça de madeira para uso estrutural. Para minimizar a utilização de peças comprometidas, adotam-se processos de triagens para identificação e descarte de peças não conformes.

Em peças provenientes de florestas plantadas a incidência de defeitos é significativa. Nestes casos, para avaliação e classificação estrutural das peças, utiliza-se os métodos de classificação visual e mecânica, para o qual há um projeto de norma

<sup>3</sup> Empenamento – termo referente a qualquer desvio na forma geométrica inicial de uma peça de madeira, incluindo encurvamento, encanoamento, arqueamento e torcimento.

em andamento.

### **2.3.8 Deterioração da madeira**

Por tratar-se de material de origem biológica, a madeira está sujeita a deterioração por diversas origens, em especial à ataque biológico. Fungos (podridão), insetos (em especial cupins e brocas), moluscos e crustáceos marinhos são agentes biológicos que se instalam na madeira, comprometendo suas características.

Para inibir estes ataques e retardar o processo de deterioração, aplicam-se produtos preservantes, considerando-se o uso final do elemento. A norma ABNT NBR 16143/2013 – Preservação de madeiras – sistemas de categoria de usos aborda as informações sobre a determinação do tipo de tratamento adequado conforme destino da peça. No Brasil, os preservantes mais utilizados são os hidrossolúveis, o arseniato de cobre cromatado (CCA) e o borato de cobre cromatado (CCB).

## **2.4 TIPOS DE MADEIRA PARA ESTRUTURAS**

As madeiras utilizadas para estruturas podem ser distintas em duas categorias: madeiras maciças e madeiras industrializadas.

A madeira maciça, também conhecida como madeira pura, é uma peça natural, sem o acréscimo de aglomerados ou fibras sintéticas. Pode ser bruta (ou roliça), falquejada ou serrada, e receber tratamentos, dentre eles secagem, autoclave<sup>4</sup> e aplicação de vernizes, para retardar a deterioração e aumentar a vida útil.

A madeira bruta (roliça) é utilizada em forma de tronco, servindo para instalações provisórias, estacas, escoramentos, postes e colunas. Após o abate da árvore, remove-se a casca e deixa-se o tronco secar. Quando não passam por um processo de secagem adequado, podem apresentar problemas de retração transversal e rachaduras nas extremidades.

A madeira falquejada é muito próxima da madeira bruta, porém tem as faces laterais aparadas a machado (falquejamento), formando uma seção retangular. Seu uso mais comum é em antigos dormentes de madeira, estacas, cortinas cravadas

---

<sup>4</sup> Autoclave – processo tecnológico que impregna profundamente a madeira com produtos inseticidas e fungicidas, usado para prevenir a deterioração da madeira.

e pontes.

A madeira serrada é o produto estrutural de madeira mais comum no mercado brasileiro. O tronco é cortado nas serrarias (desdobre), em dimensões padronizadas, depois passando por um processo de secagem. Após a secagem pode receber tratamentos químicos, como autoclave. Também pode ser beneficiada (ou aparelhada), onde recebe um processo de acabamento e alisamento de superfície, voltado para a estética e aparência final da peça, removendo imperfeições e deixando-as prontas para receber verniz, tinta ou outro acabamento posterior. Estes tratamentos possuem apenas função de preservação da madeira, não interferindo em suas propriedades.

As madeiras industrializadas, ou madeiras engenheiradas, são produtos industrializados de madeira. Para isso, transforma-se a madeira bruta em produto acabado por meio de um processo de elevado grau de industrialização. Sendo assim, possui as vantagens inerentes a um produto industrial, tais como, escala de produção, customização do produto conforme demanda (ex.: dimensões, elementos curvos, furos e esperas), redução de desperdício, controle de qualidade, precisão de medidas, entre outros. Também possibilita alto grau de pré-fabricação do sistema construtivo, além da própria utilização de sistemas construtivos mais eficientes, em contraponto a outros sistemas “artesaniais”, permitindo ganhos de eficiência, economia de tempo e redução de desperdício também na etapa construtiva. Tem a perspectiva sustentável, visto que as matérias-primas são provindas de plantações e reflorestamentos. No processo de fabricação da madeira engenheirada, há controle da matéria-prima, permitindo minimizar defeitos da madeira bruta (nós, fibras reversas, etc.) e melhorar as propriedades do material. As principais tecnologias de madeiras engenheiradas presentes no mercado brasileiro são a MLC, a CLT e a LVL.

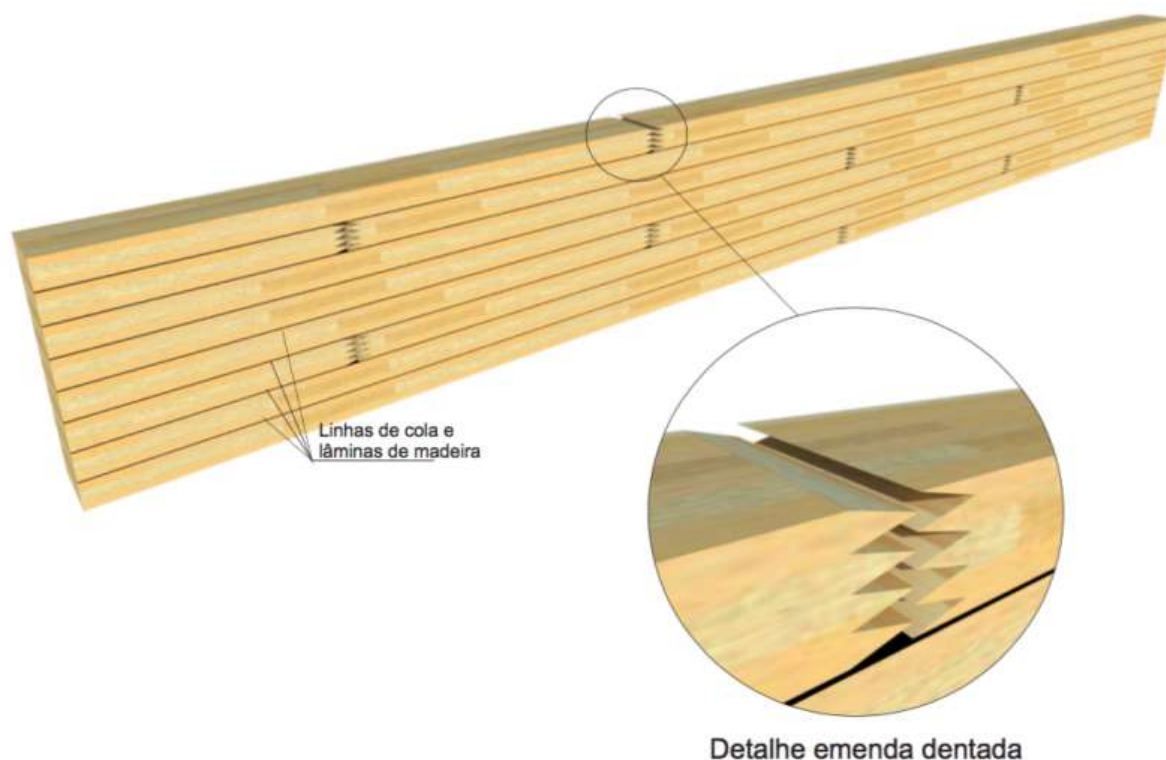
Uma das primeiras tecnologias<sup>5</sup> de madeira industrializada desenvolvida, a Madeira Lamelada Colada (MLC), também conhecida como GLULAM (por seu nome em inglês, *Glued Laminated Timber*) é umas das tecnologias mais conhecidas no mercado. A MLC (figura 7) é um produto estrutural formado por associação de lamelas de madeira selecionada (tábuas), com as fibras das lamelas alinhadas em paralelo, coladas com adesivos de alta resistência e sob pressão (DIAS, 2012). Sua principal

---

<sup>5</sup> Primeiras tecnologias - em 1905 foi patenteado pelo mestre-carpinteiro alemão Otto Hetzer, uma estrutura de viga composta por pequenas lâminas unidas através de um adesivo à base de caseína. Ficou conhecido como sistema Hetzer.

característica é a possibilidade de confecção de peças de grandes dimensões e peças de eixo curvos, permitindo projetos mais audaciosos. Outras vantagens são a estabilidade dimensional (controle de umidade, redução de contração e inchamento), a possibilidade de seleção da qualidade das lamelas situadas nas posições de maiores tensões, e o desenvolvimento de estruturas leves e resistentes.

Figura 7 – Representação esquemática de madeira MLC



Fonte: <http://engenheiriomadeireiro.blogspot.com/2018/07/a-madeira-laminada-colada-e-suas-curvas.html>, acesso em 24/06/2020.

A Madeira Lamelada Colada Cruzada - MLCC, também conhecida como CLT (do termo inglês *Cross Laminated Timber*) é um material estrutural composto por tábuas (ou lamelas) de madeira serrada, coladas e prensadas em camadas, em que cada camada de lamela orienta-se perpendicular à anterior (figura 8). Essa orientação garante maior rigidez estrutural para a MLCC em todas as direções. A MLCC permite a fabricação de painéis de grandes dimensões, que podem funcionar como paredes, pisos, forros e telhados, e suas dimensões podem ser adaptáveis às demandas de cada projeto. Geralmente os painéis são montados e cortados no próprio fornecedor, já prevendo as junções, aberturas e furações, sendo que apenas a montagem final é feita no canteiro de obra.

Figura 8 – Chapa em madeira MLCC



Fonte: <http://crosslam.com.br/home/>, acesso em 24/06/2020.

A madeira LVL (*Laminated Vanner Lumber*, madeira em lâmina folheada em livre tradução), ou laminado de lâminas paralelas (figura 9), é uma madeira microlaminada colada, feita a base de finas lâminas de madeira (de 1 a 5 mm de espessura) que, após a secagem são empilhadas com as fibras orientadas na direção do comprimento e coladas sob pressão com as juntas defasadas (PFEIL e PFEIL, 2003). As lâminas são obtidas por corte rotatório do tronco, da mesma forma que as madeiras compensadas, porém são utilizadas com as fibras orientadas paralelamente. Apresenta estrutura mais homogênea que a MLC, tendendo a ser mais resistente. Por outro lado, tem aparência menos atraente, uma vez que as linhas de cola são frequentemente visíveis.

Figura 9 – Viga em madeira LVL



Fonte: <https://www.ekomposit.com.br/>, acesso em 24/06/2020.

O termo *massive timber*, mais conhecido como *mass timber* (madeira massiva<sup>6</sup>, em livre tradução), bastante utilizado comercialmente, refere-se ao tipo de construção que faz uso de madeira engenheirada de grandes dimensões. O MLC é a tecnologia mais conhecida e associada ao próprio conceito de *mass timber*.

## 2.5 PROCEDÊNCIA DA MADEIRA

Dado o histórico de exploração predatória para obtenção de madeira, criou-se uma mentalidade distorcida que associa seu uso à devastação de florestas e à ameaça ecológica. Entretanto, a melhoria do processo construtivo da madeira também contempla sua procedência.

A abundância de espécies de árvores de madeiras nobres existente no território brasileiro, em especial na Floresta Amazônica<sup>7</sup>, coloca o Brasil em evidência na exploração de madeira. Sua grande extensão territorial, a qualidade de solo e as condições climáticas são proeminentes fatores para a potencial expansão do mercado do setor florestal.

Sob outra perspectiva, há uma herança de devastação e exploração irracional da madeira. Práticas de extração ilegal de madeira, desmatamento e grilagem ainda são bastante comuns no cenário atual. Aliados a interesses escusos de utilizar as áreas florestais para agropecuária, mineração e urbanização, estas práticas pulverizam-se dentro das florestas, auxiliadas pela dificuldade de fiscalização, impunidade e o apelo comercial que estas madeiras despertam.

Madeira legal, ou legalizada, são madeiras de espécies nativas que provêm de corte autorizado pelo órgão ambiental competente, com suas devidas licenças (Nota fiscal, licença de transporte, armazenamento, etc.) e têm origem em atividades de desmatamento controlado em florestas nativas. O processo de extração legal, assim como os demais assuntos pertinentes à exploração florestal são regulamentados pelo Código Florestal Brasileiro<sup>8</sup>.

---

<sup>6</sup> Massiva – termo referente a produção em grande quantidade (em massa), refere-se a madeira industrializada. Diferente de maciça, que significa sólido, e refere-se a madeiras naturais.

<sup>7</sup> Floresta Amazônica – Também conhecida como Floresta Latifoliada Úmida, é a maior floresta tropical do mundo. Ocupa cerca de 550 milhões de hectares e perpassa por nove países, sendo que o Brasil contém 280 milhões de hectares de floresta.

<sup>8</sup> Código Florestal Brasileiro – Lei Federal nº 12.651/2012, também conhecido como Novo Código Florestal Brasileiro, estabelece normas para proteção da vegetação nativa em áreas de preservação permanente, reserva legal, uso restrito, exploração florestal e assuntos relacionados.

A viabilidade de produção de recursos florestais através da silvicultura, florestas cultivadas e manejo sustentável é uma promissora alternativa de desenvolvimento sustentável. O manejo florestal sustentável, onde são gerenciados os recursos florestais existentes, ou implantado um cultivo florestal, reduz os impactos da exploração e garante a sustentabilidade da produção, por meio de planejamento da colheita e monitoramento do crescimento das florestas.

No mercado nacional, consolidaram-se as plantações de pinus e eucalipto, destinadas principalmente para a produção de papel e celulose. Também o cultivo de mogno africano (*Khaya senegalensis* e *Khaya ivorensis*) e cedro australiano (*Toona ciliata* var. *australis*), tem despontado no mercado brasileiro.

Existem diversas certificações ambientais, também conhecidas como: selos verdes ou eco-selos, vigentes no mercado. Promovida por entidades idôneas, a certificação ambiental é concedida a empresas que, nos processos de geração de seus produtos, respeitam os dispositivos legais referentes às questões ambientais e apresentam determinados procedimentos exigidos pelo órgão certificador. Em relação à produção de madeira, um dos mais conhecidos é o selo FSC (*Forest Stewardship Council* ou Conselho de Manejo Florestal), que tem por objetivo promover a gestão florestal responsável, de forma ambientalmente adequada, socialmente benéfica e economicamente viável, através do estabelecimento de um padrão mundial de Princípios de Manejo Florestal amplamente reconhecido e respeitado (MOLITERNO, 2010).

## 2.6 MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL

A madeira é um material estrutural empregado pelo homem desde épocas pré-históricas. Sua disponibilidade na natureza e facilidade de manuseio, aliadas as suas propriedades estruturais, proporcionaram diversas aplicações em edificações ao longo da história. Dentre elas, destaca-se o Complexo de templos budistas *Horyu-Ji*<sup>9</sup> (figura 10), que é considerada a construção de madeira mais antiga do mundo.

---

<sup>9</sup> Complexo de templos budista *Horyu-Ji* – Complexo de templos budistas localizada na cidade de Ikaruga (província de Nara), Japão; é considerada a construção de madeira mais antiga do mundo, com aproximadamente 1.300 anos. Em 1993, foi tombada pela UNESCO como Patrimônio da Humanidade.



Figura 10 – Complexo de templos budistas *Horyu-Ji*, Japão



Fonte: <http://whc.unesco.org/en/list/660>, acesso em 08/06/2020

Com o advento da idade contemporânea<sup>10</sup> e seu conseqüente desenvolvimento tecnológico, as descobertas e racionalização de outros materiais estruturais, tais como aço e concreto armado, aliados a novas demandas construtivas, como edificações mais altas, maior número de pavimentos e vãos livres maiores, diminuiram a utilização da madeira como material estrutural. Sendo assim, seu uso foi associado ao conhecimento empírico existente.

Somente na primeira metade do século XX foram estabelecidas teorias técnicas aplicadas às estruturas de madeira (PFEIL, 2003). Atualmente, as pesquisas sobre a madeira tiveram grande incremento, dispondo-se de informações tecnológicas sobre seu comportamento sob diferentes solicitações e permitindo a elaboração de projetos estruturais adequadamente fundamentados.

A madeira tem um excelente comportamento estrutural, dada a sua alta resistência mecânica em relação à densidade, apresentando uma excelente relação resistência/peso (CALIL *et al.*, 2019, p. 3). Bem como, possui facilidade de fabricação de produtos industrializados e bom isolamento térmico (PFEIL, 2003). Seu emprego em estruturas pode ser realizado de forma racional e segura, desde que sejam levadas em consideração suas características e suas propriedades físico-mecânicas.

Amplamente utilizada pela construção civil brasileira, a madeira está presente em instalações provisórias, cimbramentos, coberturas, telhados e pontes. Em

---

<sup>10</sup> Idade contemporânea – período de 1789 até os dias atuais, assinalado por diversos eventos importantes, entre eles Revolução Industrial, urbanização e amplo desenvolvimento científico-tecnológico.

edificações, destaca-se o uso em componentes de acabamentos, tais como esquadrias, forros, pisos, painéis, que geralmente são tidos como acabamentos nobres. Também é bastante utilizada na construção de casas de baixo padrão; que numa perspectiva antagônica aos acabamentos em madeira, são pejorativamente associadas a processos artesanais, à baixa qualidade construtiva e ao baixo valor agregado.

O emprego de elementos estruturais de madeira em edificações de múltiplos pavimentos é ainda pouco difundido no mercado brasileiro, pois encontra resistência de utilização face a pouca difusão de suas possibilidades em projeto estrutural. De acordo com CALIL *et al.* (2019, p. apresentação):

“A utilização de elementos estruturais de madeira, no Brasil, ainda se depara com preconceitos inerentes à sua utilização, relacionados com a insuficiente divulgação das informações sobre o comportamento em diferentes condições de serviços, escassa procura por projetos específicos e profissionais habilitados.”

Entretanto, existe uma tendência ao aumento do uso de madeira na construção civil em diversos países do mundo, devido a dois aspectos principais: a característica renovável e de estoque de carbono da madeira e o desenvolvimento de tecnologias industrializadas em madeira que possibilitam sua utilização em obras de grandes dimensões (SHIGUE, 2018).

A madeira é considerada um material sustentável entre os principais selos de certificação ambiental. A sua capacidade de renovação provém do ciclo de vida da árvore, em que após o corte de um indivíduo é possível o replantio de outro, o que possibilita perpetuar a reserva de matéria-prima através de um manejo adequado. Além disso, a absorção de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) que a árvore realiza durante sua vida através da fotossíntese, proporciona um saldo positivo de estoque de carbono. O impacto ambiental do processo de obtenção da madeira (crescimento, extração e desdobro das árvores) envolve baixo consumo de energia; em contraponto com outros materiais estruturais, como o aço e o concreto armado. Estes, que são produzidos por processos altamente poluentes e com alto consumo energético. Além de obterem matéria-prima não-renovável de forma bastante agressiva ao meio ambiente (CALIL *et al.*, 2019).

Também o desenvolvimento tecnológico de componentes e sistemas construtivos têm contribuído para o aumento do uso da madeira (figura 11). Tais

tecnologias apresentam elevado grau de industrialização e elevado grau de pré-fabricação, possibilitando ganhos de eficiência, economia de tempo e redução de desperdício (SHIGUE, 2018). São conhecidos como Madeira Industrializada ou Madeira Engenheirada, diferenciando-se do uso da madeira em seu estado natural.

Figura 11 – Brock Commons Tallwood House<sup>11</sup>, Canadá



Fonte: <https://www.archdaily.com.br/br/879671/menor-arranha-ceu-de-madeira-do-mundo-e-concluido-em-vancouver>, acesso em 22/06/2020.

Em contrapartida, alguns aspectos desfavoráveis devem ser considerados ao se empregar a madeira. Por tratar-se de um material natural, está sujeito a degradação biológica (ataque de fungos, insetos, apodrecimento, deterioração devido às intempéries, mau uso, etc.). Além disso, pode apresentar inúmeros defeitos, como nós e fendas, que interferem em suas propriedades mecânicas. Também é um material combustível. Para mitigar estes aspectos desfavoráveis, devem ser utilizadas soluções adequadas, tais como: aplicação de tratamentos fungicidas e ignífugos, manutenção periódica adequada, assim como realizar inspeção e seleção de peças para o uso estrutural, descartando as peças não-conformes (defeituosas).

Há uma perspectiva promissora do uso estrutural da madeira frente ao cenário global de mudança de paradigma nas relações de consumo e ascensão do desenvolvimento sustentável<sup>12</sup>. Tratados internacionais, tais como, a Agenda 2030

<sup>11</sup> Brock Commons Tallwood House – Localizado em Vancouver, Canadá, o edifício de moradia estudantil da UBC - *University British Columbia* é considerado o maior edifício do mundo construído em madeira. Possui 18 andares e 54 metros de altura.

<sup>12</sup> Desenvolvimento sustentável – Termo usado pela primeira vez em 1987, no Relatório Brundtland. Trata-se de um modelo de desenvolvimento sistêmico, onde o crescimento econômico é acompanhado

para o Desenvolvimento Sustentável<sup>13</sup>, apontam novo panorama de gestão dos recursos naturais e modelos sociais, abrindo mercado para novos tipos de projetos construtivos. Para promover o potencial uso da madeira, assegurar a qualidade de estruturas e garantir competitividade com outros materiais, é importante avançar na elaboração de projetos adequadamente fundamentados, bem como o domínio dos conhecimentos relativos ao comportamento da madeira sob diferentes solicitações além da produção/execução das estruturas que obedeça critérios de qualidade – material, equipamento e mão de obra.

---

do uso responsável dos recursos naturais e ética intergerações.

<sup>13</sup> Agenda 2030 para o Desenvolvimento Sustentável – Documento homologado pela cúpula da ONU em setembro de 2015, elencando 17 objetivos de Desenvolvimento Sustentável, que orientarão políticas internacionais de desenvolvimento para os próximos 15 anos (2015-2030).

### 3 PROJETO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

São evidentes muitos dos aspectos que fazem necessário um bom projeto para estruturas de madeira, para além do óbvio desempenho estrutural associado à segurança (evitar o colapso da estrutura), e ao desempenho (garantir o uso da estrutura às funções a que se destina).

O projeto deve ser composto por memorial descritivo, e representação gráfica (desenhos) e plano de execução, caso haja particularidades do projeto que interfiram na construção.

A norma técnica vigente que regulamenta projetos de estruturas de madeira é a ABNT NBR 7190:1997 – Projetos de estruturas de madeira. Esta versão da norma trouxe uma profunda mudança em seu modelo de segurança, em relação a versão anterior (ABNT NBR 7190:1982), do método determinista de tensões admissíveis para o método probabilista de estados limites. Para que a mudança de modelo de segurança pudesse ser mais facilmente assimilada pelo meio técnico nacional, a ABNT NBR 7190:1997 foi calibrada para, num primeiro estágio de aplicação, conduzir a resultados equivalentes à versão antiga. Entretanto, conforme consta na própria ABNT NBR 7190:1997, anexo F – Esclarecimentos sobre a calibração desta Norma, pg. 93, foi prevista uma posterior revisão de norma, para adequação dos parâmetros e otimização das condições de segurança no projeto de estruturas de madeira.

Atualmente, a Comissão de Estudo de Estrutura de Madeiras (ABNT/CE-02:126.10) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02) trabalha na revisão da ABNT NBR 7190:1997, que é objeto de estudo do presente trabalho. As modificações propostas na revisão são predominantemente baseadas em procedimentos da norma europeia, em especial a EUROCODE 5 (EN 1995 1-1:2004 Eurocode nº5 - *Design of timber structures*).

Esta revisão introduz algumas abordagens que estavam omissas na versão anterior e amplia e/ou modifica outras. Os anexos foram retirados, sendo que alguns deles devem ser propostos como métodos de ensaios (ver seções 3.2.1; 3.2.2 e 3.2.3). Também são previstas orientações relativas à segurança estrutural em situação de incêndio e durabilidade da madeira.

Cabe ressaltar que o projeto de revisão ABNT NBR 7190 é atrelado a mais 6 projetos de normas abaixo relacionados (ABNT, 2020, p. 3), que também passarão pelo processo de efetivação e homologação junto à ABNT, além de prováveis

compatibilizações entre as normas caso haja alterações após a fase de consulta pública.

ABNT PNBR 02:126.10-001-1, Madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira.

ABNT PNBR 02:126.10-001-2, Madeiras – Método de Ensaio de caracterização de corpos de prova isentos de defeitos para madeiras tropicais

ABNT PNBR ISO 13910 - 02:126.10-001-3, Madeira Serrada para uso Estrutural — Valores característicos de classes de resistência: Amostragem, ensaios em peças estruturais e avaliação

ABNT PNBR 02:126.10-001-4, Madeiras - Método de ensaio para determinação da resistência e da rigidez de ligações com conectores mecânicos em estruturas de madeira

ABNT PNBR 02:126.10-001-5, Madeiras – Método de ensaio de elementos estruturais de Madeira Lamelada Colada (MLC)

ABNT PNBR 02:126.10-001-6, Madeiras – Madeira Lamelada Colada Cruzada Estrutural (Cross Laminated Timber): método de ensaio

Quando aprovado, o projeto de revisão ABNT NBR 7190 cancelará e substituirá a edição anterior da norma técnica (ABNT NBR 7190:1997), sendo que nesse interim a referida norma continua em vigor. Até que se efetive o processo de revisão e homologação da revisão, que estava previsto para o ano de 2020, os dados e processos informados no presente trabalho são passíveis de futuras alterações.

### 3.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

O método dos estados limites, preconizado pela ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – procedimentos, consiste em estabelecer critérios de segurança – estados limites, a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades construtivas. O método dos estados limites também é adotado pela norma europeia EUROCODE 5. Na literatura americana, o método dos estados limites é conhecido como LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), que significa projeto com fatores aplicados às cargas e às resistências.

A principal vantagem do método de estados limites é a possibilidade de discriminar e quantificar a influência de cada uma das variáveis básicas sobre a segurança das estruturas, tendo em vista cada um dos possíveis modos de ruptura de seus elementos componentes, permitindo uma avaliação mais racional da segurança da estrutura do que com o método das tensões admissíveis.

Estes estados limites podem ser classificados em estados limites últimos e estados limites de serviço. Os estados limites últimos - ELU visam garantir a segurança estrutural, correspondendo à máxima capacidade resistente e consequente falha da estrutura. As verificações para estados limites últimos para projetos de estruturas de madeira referem-se às tensões normais, tensões tangenciais e instabilidade da estrutura, verificando-se também efeito localizado em locais de aplicação concentrada de forças. As verificações de segurança em ELU para cada um dos esforços atuantes são expressas pela desigualdade do tipo (equação 3):

$$S_d \leq R_d \quad (3)$$

Onde:

$S_d$  = valores de cálculo (projeto) dos esforços solicitantes;

$R_d$  = valores de cálculo (projeto) dos esforços resistentes.

Os estados limites de serviços - ELS, também denominados estados limites de utilização, são aqueles relacionados ao desempenho estrutural, tais como durabilidade, aparência e funcionalidade da estrutura, além do conforto do usuário. Em projeto de estruturas de madeira deve-se considerar os estados limites de serviços de deformação excessiva e de vibração excessiva. A verificação de segurança para ELS é expressa pela desigualdade do tipo (equação 4):

$$u_d \leq u_{lim} \quad (4)$$

Onde:

$u_d$  = valores de cálculo (projeto) dos efeitos estruturais de interesse (normalmente deslocamentos);

$u_{lim}$  = valores limites adotados para esses efeitos.

## 3.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os valores de cálculo das ações devem ser determinados de acordo com a ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – procedimentos. Ações são causas que provocam esforços solicitantes que atuam sobre a estrutura, capazes de produzir ou alterar as deformações ou o estado de tensão nos elementos estruturas.

Um carregamento é especificado pelo conjunto de ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea. Em cada carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, considerando a influência da duração do carregamento na resistência da madeira.

Como normas adjacentes na determinação dos valores de ações utilizam-se a ABNT NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações e a ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

### 3.2.1 Combinação de ações para os estados limites últimos

Para a determinação dos valores de cálculo das ações para a verificação de estados limites últimos, devem ser utilizadas as correspondentes combinações últimas de ações, conforme cada situação de projeto: situações de uso normal da construção (combinações últimas normais), situações transitórias (combinações últimas especiais ou de construção) ou situações excepcionais (combinações últimas excepcionais).

No caso de ações permanentes diretas consideradas separadamente, para elementos estruturais de madeira natural são recomendados os seguintes valores para os coeficientes de ponderação ( $\gamma_g$ ): comb. ult. normais  $\gamma_g = 1,3$ ; comb. ult. especiais  $\gamma_g = 1,2$ ; comb. ult. excepcionais  $\gamma_g = 1,15$ .

### 3.2.2 Combinação de ações para os estados limites de serviço

Considerando que a madeira possui características distintas de outros materiais, tal como a significativa deformação ao longo do tempo (fluência), as verificações de segurança em relação aos estados limites de serviço são feitas adotando-se os carregamentos usuais correspondentes à combinação rara de serviço.



Os valores dos fatores de redução para as ações variáveis ( $\psi_1$  e  $\psi_2$ ) são provenientes da ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – procedimentos, conforme tabela 1.

Tabela 1 – Valores dos fatores de combinação ( $\psi_0$ ) e de redução ( $\psi_1$  e  $\psi_2$ ) para as ações variáveis

Ações	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$ <sup>3), 4)</sup>
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>			
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 <sup>1)</sup>	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
<b>Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos</b>			
Passarelas 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
<sup>1)</sup> Edificações residenciais, de acesso restrito. <sup>2)</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. <sup>3)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\psi_2$ o valor zero. <sup>4)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução $\psi_2$ pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – procedimentos

### 3.3 VALORES REPRESENTATIVOS

#### 3.3.1 Condições de referência

Os valores especificados pela ABNT NBR 7190 para as propriedades de resistência e rigidez da madeira são correspondentes à condição-padrão de resistência definida pelo teor de umidade de equilíbrio da madeira de 12%.

Na caracterização das propriedades, os resultados dos ensaios podem apresentar diferentes teores de umidade (entre 10% e 25%) e devem ser corrigidos, de acordo com a ABNT NBR 7190:1997, conforme as seguintes equações.

A resistência deve ser corrigida pela equação 5:

$$f_{12} = f_{U\%} \cdot \left[ 1 + \frac{3 \cdot (U - 12)}{100} \right] \quad (5)$$

Onde:

$f_{12}$  = resistência de cálculo, à umidade padrão [ MPa ];

$f_{U\%}$  = resistência de cálculo obtida no ensaio, sob umidade da madeira no ensaio [ MPa];

U = umidade da madeira no ensaio [ % ].

E a rigidez deve ser corrigida pela equação 6:

$$E_{12} = E_{U\%} \cdot \left[ 1 + \frac{2 \cdot (U - 12)}{100} \right] \quad (6)$$

Onde:

$E_{12}$  = módulo de elasticidade, à umidade padrão [ MPa ];

$E_{U\%}$  = módulo de elasticidade obtido no ensaio, sob umidade da madeira no ensaio [ MPa];

U = umidade da madeira no ensaio [ % ].

### 3.3.2 Valor médio ( $X_m$ )

O valor médio  $X_m$  de uma propriedade é determinado pela média aritmética dos valores correspondentes aos elementos que compõem o lote do material considerado. Em geral, os ensaios são realizados sob diferentes teores de umidade, e os valores dos resultados devem ser corrigidos para a umidade padrão de 12%, conforme equações 5 e 6.

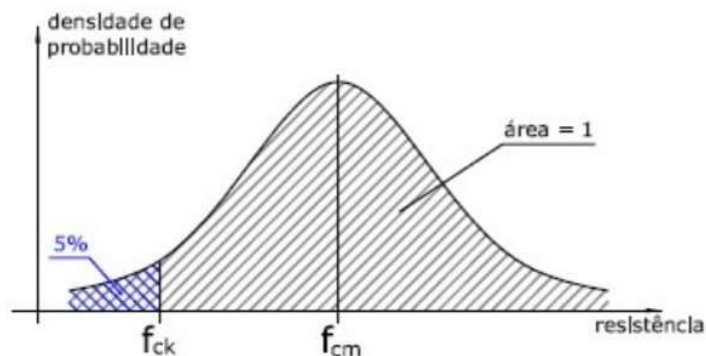
Fontes de pesquisa em geral, tais como a página de consulta virtual – IPT e o anexo E da ABNT NBR 7190:1997, fornecem dados em valores médios, carecendo a devida observação do teor de umidade e correções. Vale ressaltar que, sendo a madeira um material natural com grande variabilidade nas propriedades devido a fatores de difícil controle, para fins de projeto e/ou execução de estruturas, é sempre necessário a realização de ensaios, seja em corpos de provas isentos de defeitos, em

peças estruturais ou através de classificação visual e mecânica.

### 3.3.3 Valor característico ( $X_k$ )

Admite-se que as resistências das madeiras tenham distribuições normais de probabilidades. O valor característico inferior  $X_{k,inf}$  é o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido em um dado lote de material (figura 12) e é o valor característico adotado no cálculo das propriedades da madeira –  $X_k$ .

Figura 12 – Curva normal de distribuição da resistência nominal



Fonte: <http://concretocomposito.blogspot.com/2012/06/propriedades-mecanicas-do-concreto.html>,  
acesso em 25/08/2020.

Desse modo, a resistência característica é obtida através da equação 7.

$$X_k = X_m \cdot (1 - 1,645 \cdot \delta) \quad (7)$$

Onde:

- $X_k$  = resistência característica [ MPa ];
- $X_m$  = resistência média [ MPa ].
- $\delta$  = coeficiente de variação – desvio padrão.

A análise estatística dos resultados de ensaios de corpos de provas isento de defeitos apresentou o coeficiente de variação  $\delta=18^\circ$  para resistências a solicitações esforços normais, resultando na relação 8.

$$X_k = 0,70 \cdot X_m \quad (8)$$

Onde:

$X_k$  = resistência característica – esforços normais [ MPa ];

$X_m$  = resistência média – esforços normais [ MPa ].

E para esforços tangenciais, considerando o coeficiente de variação  $\delta=28^\circ$ , a relação entre valor médio e valor característico é dado pela equação 9:

$$X_k = 0,54 \cdot X_m \quad (9)$$

Onde:

$X_k$  = resistência característica – esforços tangenciais [ MPa ];

$X_m$  = resistência média – esforços tangenciais [ MPa ].

As tabelas de dados das classes de resistência apresentadas neste trabalho apresentam seus dados com valores característicos.

### 3.3.4 Valor de cálculo ( $X_d$ )

O valor de cálculo de uma propriedade da madeira é obtido a partir do seu valor característico e dado pela expressão 10:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_w} \quad (10)$$

Onde:

$X_d$  = resistência de cálculo [ MPa ];

$k_{mod}$  = coeficiente de modificação;

$\gamma_w$  = coeficiente de ponderação;

$X_k$  = resistência característica [ MPa ].

Os coeficientes de modificação e de ponderação serão discriminados em subcapítulos próprios, conforme segue.

### 3.3.5 Coeficiente de ponderação ( $\gamma_w$ )

O coeficiente de ponderação  $\gamma_w$ , também chamado de coeficiente de minoração, é um coeficiente de segurança que leva em conta toda a possível

aleatoriedade da resistência do material do lote empregado. Esta aleatoriedade leva à diminuição da resistência de suas porções mais fracas, as quais, em princípio, podem estar sendo empregadas nos pontos mais solicitados da estrutura.

Os valores numéricos de  $\gamma_w$  dependem do tipo de solicitação considerada. Na tabela 2, é apresentado comparativo dos valores de  $\gamma_w$  referentes à ABNT NBR 7190, versões 1997 e revisão da norma, destacando-se a alteração dos valores para os coeficientes  $\gamma_{wt}$  – tração e  $\gamma_s$  – ligações.

Tabela 2 – Comparativo de coeficiente de minoração  $\gamma_w$  para estruturas de madeira

COEF. MINORAÇÃO		
Coeficiente de minoração - $\gamma_w$	ABNT NBR 7190:1997	REVISÃO ABNT NBR 7190
$\gamma_{w,c}$ - compressão	1,4	1,4
$\gamma_{w,t}$ - tração	1,8	1,4
$\gamma_{w,v}$ - cisalhamento	1,8	1,8
$\gamma_w$ - ELS	1,0	1,0
$\gamma_s$ - ligações	1,1	1,4

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

### 3.3.6 Coeficiente de modificação ( $k_{mod}$ )

O coeficiente de modificação  $k_{mod}$  é um coeficiente de correção, que corrige condições existentes nos ensaios dos materiais, mas que não existirão na estrutura em projeto. Resulta do produto de outros dois coeficientes parciais, dado pela equação 11.

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \quad (11)$$

Onde:

- $k_{mod}$  = coeficiente de modificação
- $k_{mod,1}$  = coeficiente de modificação parcial - 1
- $k_{mod,2}$  = coeficiente de modificação parcial - 2

O coeficiente de modificação parcial  $k_{mod,1}$  é determinado em função de diferentes classes de carregamento. A caracterização das classes de carregamento é definida em função da duração acumulada da ação variável principal admitida na combinação de ações considerada.

Cabe salientar que foram adotados valores únicos para a madeira serrada, a madeira laminada e colada e a madeira compensada, pois nestes três tipos de madeira é mantida a orientação das fibras em suas direções preferenciais. Para a madeira recomposta, na qual se perde a orientação preferencial para as fibras de madeira, os valores adotados são diferentes e menores que os anteriores.

Na tabela 3, é apresentado comparativo dos valores de  $k_{mod,1}$  referentes à ABNT NBR 7190, versões 1997 e proposta de revisão. Os valores permanecem iguais entre a tabela 10 da versão 1997 e a tabela 4 da proposta de revisão. Constatou-se que a tabela F.1 da versão 1997 possui valores diferentes da tabela 10 da própria versão, nas classes de curta e média duração, para qual não há justificativa.

Tabela 3 – Comparativo de coeficiente de modificação  $k_{mod,1}$

<b>KMOD 1</b>			
Classes de carregamento	ABNT NBR 7190:1997 tabela 10	ABNT NBR 7190:1997 tabela F.1	REVISÃO ABNT NBR 7190
Permanente	0,60	0,60	0,60
Longa duração	0,70	0,70	0,70
Média duração	0,80	0,85	0,80
Curta duração	0,90	1,00	0,90
Instantânea	1,10	1,10	1,10

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Alternativamente, na consideração do  $k_{mod,1}$ , é permitido considerar os carregamentos como de longa duração. Nesse caso, as ações consideradas como principais na combinação e que tenham um tempo de atuação muito reduzido (vento ou impacto) deverão ser multiplicadas por 0,75. Ou seja, usa-se o  $k_{mod,1} = 0,70$  (longa duração) e minora a ação da carga variável principal,  $S_d = \sum \gamma_G G + \gamma_Q (0,75W_k + \psi_0 Q)$ .

Esta alternativa mostra-se vantajosa na análise estrutural, pois ao modificar-se

a solicitação (combinação de ações), é necessária a estimativa de apenas uma resistência de cálculo (longa duração) para comparar com as solicitações, tornando a etapa de projeto mais objetiva e minorando erros de análise. Entretanto, deve-se avaliar as particularidades de cada situação, visto que se a ação do vento ou impacto for muito grande em relação as demais ações, utilizar a simplificação acima pode ser uma solução conservadora que resultará em superdimensionamento da estrutura.

O coeficiente de modificação parcial  $k_{mod,2}$  é determinado em função das classes de umidade, conforme tabela 4, que considera a umidade ambiente na qual a peça de madeira será instalada. Considerando o caso particular de madeira serrada submersa, admite-se o uso de  $k_{mod,2} = 0,65$ .

Tabela 4 – Classes de umidade

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

Fonte: ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

Na tabela 5, é apresentado comparativo dos valores de  $k_{mod,2}$  referentes à ABNT NBR 7190, versões 1997 e proposta de revisão. Constata-se a alteração de valores nas classes 2 e 4, com a inclusão de valores intermediários.

Tabela 5 – Comparativo de coeficiente de modificação  $K_{mod,2}$

KMOD 2		
Classes de umidade	ABNT NBR 7190:1997	REVISÃO ABNT NBR 7190
1	1,00	1,00
2	1,00	0,90
3	0,80	0,80
4	0,80	0,70

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

A ABNT NBR 7190:1997 prevê um terceiro coeficiente de modificação parcial -  $k_{mod,3}$ , vislumbrando a possibilidade de utilizar-se peças que não fossem submetidas a classificação estrutural, ao tratar de madeira de primeira ou segunda categoria. Na proposta de revisão, não é permitido o uso de madeira de segunda categoria, devendo-se seguir o processo de classificação estrutural completo. Por isso, suprimiu-se o uso do  $k_{mod,3}$ .

Embora não faça parte do escopo deste trabalho, cabe mencionar que para madeira lamelada colada mantém-se o uso do terceiro coeficiente parcial de modificação -  $k_{mod,3}$ , ao considerar a curvatura da peça, conforme expressão própria preconizada na ABNT NBR 7190. Entretanto, visto que a expressão de cálculo de  $k_{mod}$  (equação 11) aboliu a parcela  $k_{mod,3}$ , sua aplicação pode conduzir a dúvidas.

### 3.3.7 Estimativa da rigidez e módulo de elasticidade ( $E_0$ )

O módulo de elasticidade na direção paralela às fibras ( $E_0$ ) é definido em ensaios de flexão. Para madeiras classificadas a partir de ensaios em peças estruturais, os valores de módulos de elasticidade ( $E_{0,m}$ ;  $E_{0,05}$ ;  $E_{90,m}$  e  $G_m$ ) são apresentados posteriormente na tabela 9.

No caso de madeiras classificadas a partir de ensaio de corpos de provas isentos de defeitos, deve ser considerado a equivalência entre os valores médios obtidos na flexão e na compressão paralela às fibras ( $E_{0,m} = E_{c0,m}$ ). O valor do módulo de elasticidade característico ( $E_{0,05}$ ) pode ser tomado como (equação 12):



$$E_{0,05} = 0,7 \cdot E_{c0,m} \quad (12)$$

Para madeiras de pinus e eucalipto, o módulo de elasticidade médio deve ser obtido nas tabelas 4 e 5. Não há informação específica sobre o módulo de elasticidade característico, cogitando-se seguir o princípio da equação 20.

O valor efetivo para o módulo de elasticidade ( $E_{0,ef}$ ) é dado por (equação 13):

$$E_{0,ef} = k_{mod} \cdot E_{0,m} \quad (13)$$

Quando necessário o módulo de elasticidade transversal, deve ser calculado por (equação 14):

$$G_m = \frac{E_{0,m}}{16} \quad (14)$$

## 4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA

Para o uso estrutural da madeira é pertinente a caracterização das propriedades de resistência, bem como o sistema de classificação estrutural da madeira, conforme apresentado nas seções seguintes.

### 4.1 PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA

O problema de verificação de tensões em peças estruturais de madeira é formulado com a teoria clássica de resistência dos materiais, muito embora o material não siga a lei linear (Lei de Hooke) até a ruptura (PFEIL, 2003, pg. 96).

Em geral, os esforços resistentes das peças estruturais de madeira são determinados com a hipótese de comportamento elastofrágil do material. Isto é representado por um diagrama de tensão deformação linear até a ruptura tanto na compressão quanto na tração paralela às fibras.

Nas peças estruturais submetidas à flexocompressão, os esforços resistentes podem ser calculados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira na compressão paralela às fibras.

#### 4.1.1 Resistência a tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira (fórmula de Hankinson)

Permite-se ignorar a influência da inclinação  $\alpha$  das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo  $\alpha = 6^\circ$ . Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson (equação 15):

$$f_{\alpha} = \frac{f_0 \times f_{90}}{f_0 \cdot \sin^2 \alpha + f_{90} \cdot \cos^2 \alpha} \quad (15)$$

Onde:

- $f_{\alpha}$  = resistência à esforço normal na direção inclinada em relação às fibras [ MPa ];
- $f_0$  = resistência à esforço normal paralelo às fibras [ MPa ];
- $f_{90}$  = resistência à esforço normal perpendicular às fibras [ MPa ];
- $\alpha$  = ângulo entre a direção das fibras e a direção do esforço inclinado [ ° ].

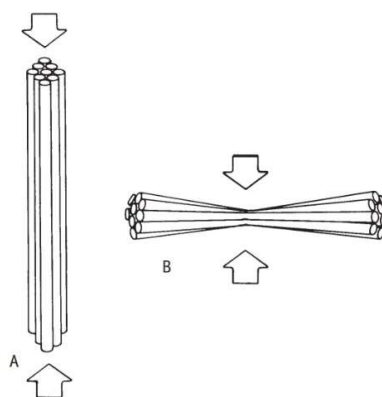
Por tratar-se de fórmula utilizada em diversas verificações de resistência (tração, compressão, flexão), optou-se por abordá-la de forma distinta.

#### 4.1.2 Compressão

Seguindo o comportamento portante da árvore durante seu ciclo de vida na natureza, quando há solicitação por compressão paralela às fibras, as forças agem paralelamente à direção dos elementos anatômicos responsáveis pela resistência, conferindo grande resistência a madeira e comportamento elastoplástico.

Quando há compressão normal às fibras a madeira apresenta valores menores (da ordem de  $\frac{1}{4}$  do valor na compressão paralela às fibras), visto que a força é aplicada na direção normal ao comprimento das fibras, provocando seu esmagamento. A figura 13 ilustra o comportamento das fibras da madeira quando solicitadas, sendo: (A) compressão paralela às fibras e (B) compressão normal às fibras.

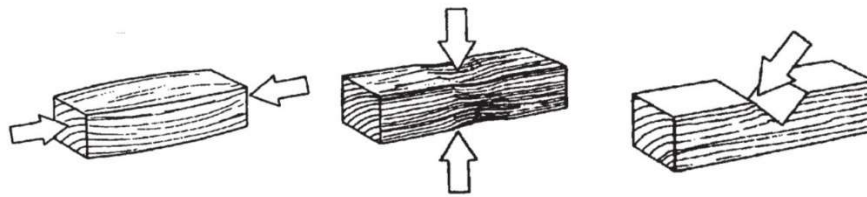
Figura 13 – Modelo de comportamento das fibras da madeira - compressão



Fonte: Ritter (1990)

Para solicitações inclinadas em relação às fibras da madeira com inclinação até 6% considera-se como compressão paralela às fibras. Para inclinação acima de 6%, adotam-se valores intermediários obtidos pela Fórmula de Hankinson (ver seção 4.1.1). A figura 14 ilustra as três possibilidades de compressão atuantes na madeira.

Figura 14 – Comportamento da madeira na compressão



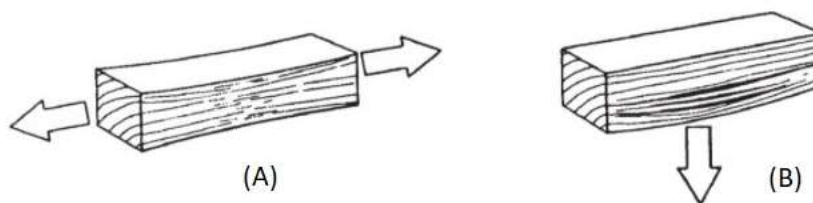
Fonte: Ritter (1990)

### 4.1.3 Tração

O comportamento da madeira na resistência à tração também se diferencia conforme a disposição das fibras (figura 15). Na resistência à tração paralela às fibras (figura 15-A), o comportamento é caracterizado pelo regime linear até tensões bem próximas a de ruptura e por pequenas deformações, caracterizando uma ruptura frágil. A ruptura pode ocorrer por deslizamento entre as fibras ou por ruptura de suas paredes.

Já na ruptura por tração normal (figura 15-B), a madeira apresenta baixos valores de resistência, pois os esforços atuam na direção perpendicular às fibras, tendendo a separá-las (baixos valores de deformação). Em projeto, esta situação deve ser evitada.

Figura 15 – Comportamento da madeira na tração



Fonte: Ritter (1990)

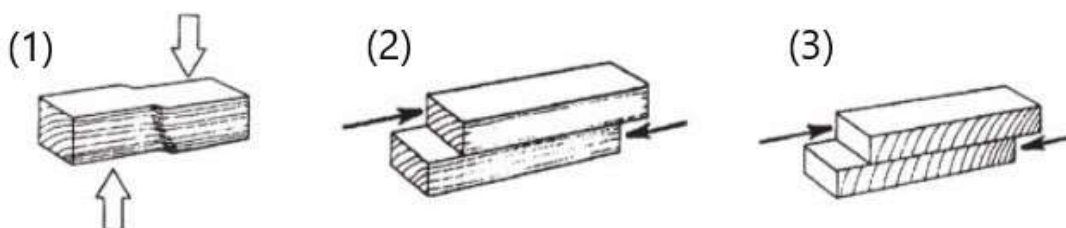
Para tração inclinada em relação às fibras (inclinação acima de 6%) utiliza-se a Fórmula de Hankinson (ver seção 4.1.1). Para viabilizar o uso da fórmula, considera-se um valor mínimo de resistência de 6% do valor de tração paralela às fibras de ( $f_{t90,d} = 0,06 \cdot f_{t0,d}$ ).

#### 4.1.4 Cisalhamento

Para a verificação de resistência ao cisalhamento, a direção do plano de atuação das tensões de cisalhamento influencia diretamente na resistência da madeira. O cisalhamento pode ocorrer em três formas (figura 16): vertical, paralelo ou perpendicular.

A primeira é o cisalhamento vertical (figura 16-1), que ocorre quando a direção das tensões é perpendicular à direção das fibras e deforma as células da madeira na direção perpendicular ao eixo longitudinal. Nesta configuração, a madeira apresenta alta resistência e antes de romper por cisalhamento apresentará problemas de resistência na compressão normal às fibras.

Figura 16 – Comportamento da madeira no cisalhamento



Fonte: Ritter (1990)

A segunda é o cisalhamento paralelo às fibras (figura 16-2). Também chamado de cisalhamento horizontal, é o caso mais comum, onde a direção das tensões coincide com a direção das fibras e há tendência de separação e escorregamento das células da madeira na direção longitudinal.

Também pode haver cisalhamento perpendicular (figura 16-3), onde há tendência de rolamento (“rolling shear”) das células umas sobre as outras, na direção transversal. É evitado pela prática construtiva, ao utilizar a madeira longitudinalmente.

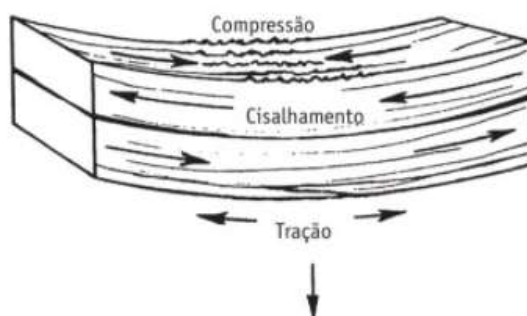
Estados limites originados de tensões de cisalhamento na direção paralela às fibras também podem ocorrer em ligações (dentes, entalhes, etc.) ou em vigas fletidas e, portanto, também devem ser analisados e verificados.

#### 4.1.5 Flexão simples

Quando a peça de madeira é solicitada à flexão simples, estão presentes as

tensões: compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras, cisalhamento horizontal e compressão normal às fibras nas regiões dos apoios, conforme indicado na figura 17.

Figura 17 – Comportamento da madeira na flexão



Fonte: Ritter (1990)

A ruptura, à flexão simples, ocorre pela formação de minúsculas falhas de compressão seguidas pelo desenvolvimento de enrugamentos de compressão macroscópicos. Esse fenômeno gera o aumento da área comprimida na seção, e conseqüente redução da área tracionada, ocasionando o rompimento por tração. Em virtude desse processo, a ruptura na flexão ocorre na região tracionada, por isso essa ruptura também é conhecida como tração na flexão.

#### 4.1.6 Torção

As propriedades da madeira solicitadas por torção são muito pouco conhecidas. Portanto, deve-se evitar a torção em peças de madeira, em virtude do risco de ruptura por tração normal às fibras decorrente do estado múltiplo de tensões atuantes.

#### 4.1.7 Choque

A resistência ao choque é a capacidade do material absorver rapidamente energia pela deformação. Em virtude da sua característica viscoelástica, a madeira é considerada um ótimo material em relação ao choque.

#### 4.1.8 Embutimento

As ligações em estruturas de madeira são os pontos com maiores concentrações de tensões. Portanto, nessas regiões é necessário verificar a resistência ao embutimento, que é o esmagamento da área de contato entre o pino e as peças de madeira. O embutimento origina-se de tensão de compressão localizada que causa uma deformação residual.

Os esforços resistentes à solicitação de compressão de pinos embutidos em orifícios da madeira são determinados por ensaio específico de embutimento, realizado segundo método padronizado em norma específica de ensaio. No anexo b da ABNT NBR 7190:1997 está previsto ensaio para determinação de resistência de embutimento.

Na ausência de determinação experimental específica, permite-se a adoção das expressões apresentadas a seguir. Essa verificação, presente no Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190, oriunda da Eurocode nº 5, adota a relação da resistência de embutimento com a densidade da madeira, que na versão de 1997 é obtida apenas a partir de ensaios ou relacionada com a tensão resistente de compressão.

Para determinação da resistência de embutimento são necessários os valores da densidade característica. Na falta de informações, adota-se a seguinte relação (equação 16).

$$\rho_k = \frac{\rho_m}{1,2} \quad (16)$$

Onde:

$\rho_k$  = densidade característica [ kg/m<sup>3</sup> ];

$\rho_m$  = densidade média [ kg/m<sup>3</sup> ].

Para pregos com diâmetro menor que 8mm, aplicam-se as seguintes equações para o cálculo da resistência ao embutimento  $f_{e,k}$  (equação 17 e 18):

- Sem pré-furação:

$$f_{e,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} \quad (17)$$

- Com pré-furação:

$$f_{e,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k \quad (18)$$

Para pregos com diâmetro maior que 8 mm e parafusos de até 30 mm de diâmetro, dispostos com ângulo  $\alpha$  em relação às fibras, devem-se aplicar os valores característicos para o cálculo da resistência ao embutimento (equações 19, 20 e 21):

$$f_{e\alpha,k} = \frac{f_{e0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (19)$$

$$f_{e0,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k \quad (20)$$

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{[ p/ madeira de coníferas ]} \\ 0,90 + 0,015d & \text{[ p/ madeira de dicotiledôneas ]} \end{cases} \quad (21)$$

Onde:

- $\rho_k$  = densidade característica [ kg/m<sup>3</sup> ];
- $d$  = diâmetro do prego ou parafuso [ mm ];
- $f_{e\alpha,k}$  = resistência ao embutimento orientado com ângulo  $\alpha$  em relação às fibras [ MPa ];
- $f_{e0,k}$  = resistência ao embutimento paralelo às fibras [ MPa ];
- $\alpha$  = ângulo entre o esforço e a direção das fibras [ MPa ].

Para ilustrar a mudança dos resultados obtidos entre a ABNT NBR 7190:1997 e o projeto de revisão da norma NBR 7190, apresenta-se na tabela 6 um comparativo de resistência ao embutimento, calculado para uma madeira de classe de resistência D60 ( $f_{c0,k} = 60$  MPa,  $\rho_{\text{aparente}} = 1.000$  kg/m<sup>3</sup> ).

Tabela 6 – Comparativo de resistência ao embutimento, ABNT NBR 7190:1997 x



## revisão da norma ABNT NBR 7190

EMBUTIMENTO		
Diâmetro do parafuso [mm]	fe0,k [MPa] ABNT NBR 7190:1997	fe0,k [MPa] REVISÃO ABNT NBR 7190
10	60	51,66
20	60	45,92
30	60	40,18

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Na tabela 6 percebe-se que a resistência ao embutimento calculado pela ABNT NBR 7190:1997 mantém-se constante, mesmo com alteração do diâmetro do parafuso. Por outro lado, no projeto de revisão o diâmetro do parafuso e a resistência ao embutimento (calculado conforme equação 20) são inversamente proporcionais.

### 4.2 CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL

A madeira é um material heterogêneo, possui anatomia complexa e estrutura anisotrópica, sendo que as propriedades mecânicas da madeira diferem conforme a espécie utilizada. A classificação estrutural classifica a madeira de acordo com suas propriedades mecânicas, principalmente pela resistência. A norma brasileira ABNT NBR 7190 adota o sistema de classe de resistência, em que cada classe representa um conjunto de espécies cujas propriedades estruturais são semelhantes entre si.

Esse sistema simplifica a especificação do material na fase de projeto, pois permite ao projetista adotar uma classe de resistência, em vez de estipular uma determinada espécie de madeira. Isso exige do projetista conhecimento da diversidade de espécies, suas resistências características e disponibilidade regional. Também contribui no aprimoramento e modernização do processo de produção de madeira, pois as propriedades estruturais tornam-se fatores decisivos na valorização do material no mercado.

De maneira geral, os sistemas de classes de resistência independem dos métodos utilizados para classificar a madeira, pois possuem o objetivo de facilitar a especificação do material na fase de concepção do projeto estrutural, enquanto os métodos de classificação visual e mecânica são utilizados com o intuito de selecionar

e homogeneizar lotes de madeira com características específicas visando o adequado aproveitamento do material para fins estruturais (SALES, 2004).

A partir da classe de resistência adotada no projeto, buscam-se as espécies de madeira disponíveis com as propriedades mais adequadas que garantam a resistência mínima prevista em projeto. Ou seja, a aceitação de um lote de madeira para uma determinada classe de resistência é feita sob a condição de que a resistência efetiva (do lote) seja maior que a resistência especificada (da classe de resistência).

Na ABNT NBR 7190:1997 são previstas classes de resistência distintas para coníferas (tabela 7) e dicotiledôneas (tabela 8), conforme segue.

Tabela 7 – Classes de resistência das coníferas

Coníferas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	$f_{c0k}$ MPa	$f_{vk}$ MPa	$E_{c0,m}$ MPa	<sup>1)</sup> $\rho_{bas,m}$ kg/m <sup>3</sup>	$\rho_{aparente}$ kg/m <sup>3</sup>
C 20	20	4	3 500	400	500
C 25	25	5	8 500	450	550
C 30	30	6	14 500	500	600

<sup>1)</sup> Como definida em 6.1.2.

Fonte: ABNT NBR 7190:1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

Tabela 8 – Classes de resistência das dicotiledôneas

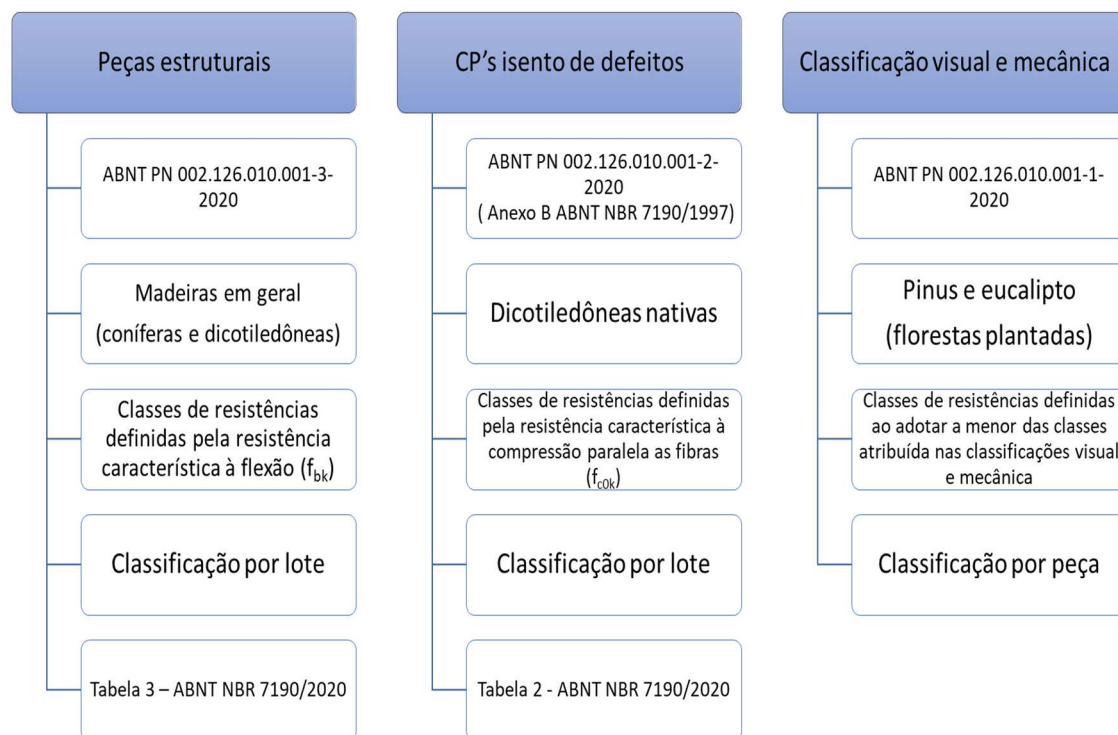
Dicotiledôneas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	$f_{c0k}$ MPa	$f_{vk}$ MPa	$E_{c0,m}$ MPa	1) $\rho_{bas,m}$ kg/m <sup>3</sup>	$\rho_{aparente}$ kg/m <sup>3</sup>
C 20	20	4	9 500	500	650
C 30	30	5	14 500	650	800
C 40	40	6	19 500	750	950
C 60	60	8	24 500	800	1 000

1) Como definida em 6.1.2.

Fonte: ABNT NBR 7190:1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

As propriedades mecânicas resistentes e de rigidez das espécies de madeira são determinadas por meios de ensaios padronizados. A ABNT NBR 7190:1997, no anexo B, define os métodos de ensaio de caracterização de corpos de provas isento de defeitos para determinação das propriedades das madeiras para projetos de estruturas. Entretanto, no projeto de revisão da ABNT NBR 7190 (Calil Jr. *et al.*, 2019), são previstas novas formas de caracterização das propriedades das madeiras (figura 18), conforme a procedência da madeira utilizada e seguindo normatização própria, descritas conforme segue.

Figura 18 – Esquemático sobre caracterização das propriedades das madeiras



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

#### 4.2.1 Classes de resistência definidas em ensaios de peças estruturais

Abordado pelo projeto de norma ABNT PN 002.126.010.001-3-2020 *Método de ensaio para caracterização de peças estruturais de madeira*, onde a resistência é definida através de ensaios de peças estruturais e o valor da classe de resistência corresponde ao valor da resistência característica à flexão ( $f_{bk}$ ).

Este método de caracterização apresenta uma proposta inovadora, ao ensaiar peças estruturais de tamanho real, para obtenção dos valores característicos das propriedades da madeira serrada. Prevista para ser aplicada em qualquer tipo de madeira (conífera ou folhosa) proveniente de florestas nativas, é uma classificação atribuída a lotes considerados homogêneos

Considerada uma amostra mínima de 40 peças para estimativa de cada série, tamanho ou propriedade a ser avaliada. Por tratar-se de peças que conterão imperfeições pertinentes a madeira, é prevista uma maior variabilidade nos resultados obtidos, necessitando tratamento estatístico adequado.

Por outro lado, ensaiar peças estruturais configura uma modelagem mais próxima das situações reais e desempenho estrutural mais semelhante ao da futura

edificação. Portanto os valores obtidos necessitam de menos extrapolações, apresentando resultados mais otimizados (maior confiança).

Por tratar-se de ensaios destrutivos (até que ocorra falha na peça), não pode ser realizado na peça original pertencente a estrutura, ou seja, devem ser produzidas réplicas das peças estruturais originais (em tamanho real) para serem submetidas aos ensaios. Dada as dimensões das amostras e a recente implantação do método, que ainda está em processo de normatização; poucos laboratórios realizam esta modalidade de ensaio.

Uma proposta para a atualização da ABNT NBR 7190 é tabela de classes de resistência definidas em ensaios de peças estruturais. No projeto estrutural, ao indicar classe de resistência definidas em ensaios de peças estruturais, utiliza-se a tabela 9 para extrair os valores característicos.

Tabela 9 – Classes de resistência definidas em ensaios de peças estruturais

		Coníferas										Folhosas									
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriedades de resistência (em MPa)																					
Flexão	$f_{b,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Tração paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Tração perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressão paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compressão perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	11	13,5
Cisalhamento	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Propriedades de rigidez (em GPa)																					
Módulo de elasticidade a 0° médio	$E_{0,m}$	7	8	9	9,5	10	11	12	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Módulo de elasticidade a 0° característico	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10	11	8	8,5	9,2	10	11	12	14	16,8
Módulo de elasticidade a 90° médio	$E_{90,m}$	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,1	1,33
Módulo de elasticidade transversal médio	$G_m$	0,4	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	1,1	1,25
Densidade (em kg/m³)																					
Densidade característica	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	560	620	700	900
Densidade média	$\rho_m$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080
Nota 1 Valores obtidos conforme o Projeto 002:126.10-001-3																					
Nota 2 Valores referentes ao teor de umidade igual a 12 %																					

Salienta-se a importância de indicar no projeto, além da classe de resistência da madeira, também o método do ensaio escolhido, pois algumas classes de resistência possuem a mesma denominação nos dois ensaios (ensaio em corpos de provas isentos de defeitos e ensaio em peças estruturais), porém possuem valores característicos distintos. Também há diferenciação no prefixo das classes de resistência, visando auxiliar a identificação da matriz das espécies de madeira. Utiliza o prefixo C para madeiras provindas de espécies de coníferas e prefixo D para madeiras provindas de espécies de folhosas.

#### **4.2.2 Classes de resistência definidas em ensaios de corpos de prova isentos de defeitos**

Abordado pelo projeto de norma ABNT PN 002.126.010.001-2-2020 *Madeiras – Método de Ensaio de caracterização de corpos de prova isentos de defeitos para madeiras tropicais*, e atualmente preconizado pelo anexo B da ABNT NBR 7190:1997, no qual a resistência é definida por meio de ensaios de corpos de provas isentos de defeitos e o valor da classe de resistência corresponde ao valor da resistência característica à compressão paralela às fibras ( $f_{c0k}$ ).

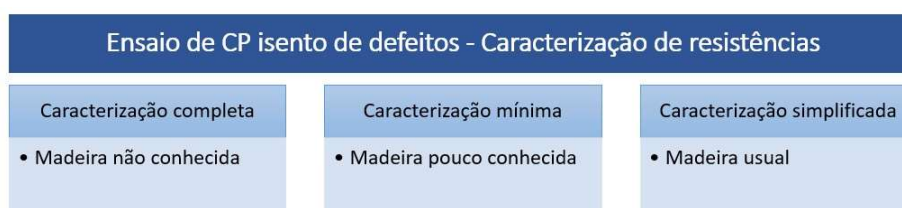
Considera-se apenas o ensaio de madeiras tropicais (dicotiledôneas), provindas de florestas nativas, desconsiderando o uso de madeira conífera nativa. Cabe salientar que as principais espécies de coníferas nativas não são atrativas para a construção civil, seja por ser espécie ameaçada de extinção (ex. araucária) ou por não possuir propriedades adequadas (ex. pinheiro-bravo). As madeiras nativas de dicotiledôneas, por outro lado, são consolidadas no mercado brasileiro.

Esta modalidade de ensaios é bastante convencional e consolidada por diversos laboratórios. Ao considerar dados provenientes de corpos de provas isentos de defeitos (pequenas dimensões e que não contém imperfeições naturais da madeira, como nós e desvios de fibras) os valores obtidos possuem menor variabilidade em relação a ensaios de peças estruturais (já que a peça terá defeitos pertinentes à estrutura heterogênea da madeira), sendo necessário menos ensaios para atingir representatividade estatística e utilizando tratamento estatístico mais simples (distribuição normal). Entretanto, resultados de ensaios de corpos de provas isentos de defeitos estão associados à maior extrapolação estatística, acarretando menor

confiança nos resultados em relação a ensaios de peças estruturais.

Para a determinação das propriedades da madeira através de ensaios de corpos de provas isentos de defeitos de um lote considerado homogêneo (volume máximo do lote = 12 m<sup>3</sup>), são previstas três modalidades de caracterização de resistência (figura 19). Os ensaios apresentados em valores característicos e a caracterização de rigidez, apresentada em valores médios.

Figura 19 – Esquemático sobre caracterização de resistências



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Conforme o anexo B da ABNT NBR 7190:1997, a caracterização completa das propriedades de resistência de madeira serrada proveniente de peças tropicais para projeto de estruturas é recomendada para espécies de madeira não conhecidas (novas espécies para uso estrutural). Consiste na determinação das propriedades de: resistência à compressão paralela ( $f_{wc,0}$  ou  $f_{c,0}$ ) e normal às fibras ( $f_{wc,90}$  ou  $f_{c,90}$ ), resistência à tração paralela ( $f_{wt,0}$  ou  $f_{t,0}$ ) e normal às fibras ( $f_{wt,90}$  ou  $f_{t,90}$ ), resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ( $f_{wv,0}$  ou  $f_{v,0}$ ), resistência de embutimento paralelo ( $f_{we,0}$  ou  $f_{e,0}$ ) e normal às fibras ( $f_{we,90}$  ou  $f_{e,90}$ ) e densidade básica e densidade aparente. Resultados obtidos em ensaios padronizados descritos no projeto de norma acima mencionado e referidos à condição-padrão de umidade ( $u=12\%$ ).

A caracterização mínima é recomendada pela ABNT NBR 7190:1997 para espécies de madeiras pouco conhecidas. São necessários o mínimo de doze corpos de provas para caracterização mínima. Consiste na determinação das propriedades de: resistência à compressão paralela às fibras ( $f_{wc,0}$  ou  $f_{c,0}$ ), resistência à tração paralela às fibras ( $f_{wt,0}$  ou  $f_{t,0}$ ), resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ( $f_{wv,0}$  ou  $f_{v,0}$ ), densidade básica e densidade aparente. Corpos de provas obtidos em ensaios padronizados descritos no projeto de norma acima mencionado e referidos à condição-padrão de umidade ( $u=12\%$ ).

Para espécies conhecidas, permite-se a classificação simplificada obtida a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras ( $f_{wc,0}$  ou  $f_{c,0}$ ). São necessários o

mínimo de seis corpos de provas para caracterização simplificada. Na falta de determinação experimental, a ABNT NBR 7190:1997 permite adotar as seguintes relações para os valores característicos das resistências (figura 20):

Figura 20 – Caracterização de resistência simplificada - relações

$f_{c0,k}/f_{t0,k}=0,77$	$f_{e0,k}/f_{c0,k}=1,0$
$f_{tM,k}/f_{t0,k}=1,0$	$f_{e90,k}/f_{c0,k}=0,25$
$f_{c90,k}/f_{c0,k}=0,25$	$f_{v0,k}/f_{c0,k}=0,15$
$f_{t90,k}/f_{t0,k}=0,05$	

Fonte: ABNT NBR 7190:1997 (1997)

A caracterização completa da rigidez é obtida pelo valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras ( $E_{c0,m}$ ), determinada com pelo menos dois ensaios e pelo valor médio do módulo de elasticidade na compressão normal às fibras ( $E_{c90,m}$ ), determinada com pelo menos dois ensaios. Os valores dos módulos de elasticidade na compressão paralela às fibras e na tração paralela às fibras são considerados equivalentes.

Ao comparar o projeto de norma de método de ensaios de corpos de provas isentos de defeitos, acima referido, com as mudanças propostas no projeto de revisão da ABNT NBR 7190, surge um questionamento referente ao cálculo da resistência à tração paralela as fibras. Na ABNT NBR 7190:1997, os valores de cálculo de compressão e tração (paralelo as fibras) eram muito semelhantes, embora calculados de formas distintas (valores característicos obtidos pela caracterização simplificada e coeficientes de ponderação diferentes). Dada essa perspectiva, o projeto de revisão da ABNT NBR 7190 adota utilizar os valores de cálculo de tração iguais aos de compressão (paralelo as fibras). Entretanto, esta mesma norma prevê a mudança do coeficiente de ponderação para a resistência a tração (de 1,8 para 1,4), o que resulta em valores finais divergentes, ao utilizar os valores característicos à tração provenientes do ensaio de corpos de provas isento de defeitos – caracterização simplificada.

Para ilustrar este questionamento, segue um comparativo (tabela 10) que considera o valor de cálculo de resistência à tração paralela as fibras de uma madeira



de classe de resistência D60 e  $K_{mod}=1$ , ambos utilizando o ensaio de corpos de provas isentos de defeitos – caracterização simplificada e através das orientações da ABNT NBR 7190 versão 1997 e projeto de revisão, respectivamente.

Tabela 10 - Aplicação de cálculo para resistência à tração paralela as fibras (ABNT NBR 7190, versão 1997 x revisão de norma)

<b>RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARALELA AS FIBRAS CP ISENTO DEFEITO</b>		
$f_{t0,d}$ [MPa]	ABNT NBR 7190:1997	REVISÃO ABNT NBR 7190
$f_{c0,k}$	60	60
$f_{c0,d}$	42,86	42,86
$f_{t0,k}$ - caract simplif	77,92	77,92
$f_{t0,d}$ - calculado	43,29	55,66
$f_{t0,d}$ - norma	43,29	42,86

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Na tabela 10 é apresentado um memorial de cálculo, considerando os valores de resistência à compressão paralela às fibras obtidos por meio da tabela 8 e os valores de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras, calculados conforme equação 18 ( $\gamma_{w,c} = 1,4$  e  $k_{mod} = 1$ ). Os valores de resistência à tração característica ( $f_{t0,k}$ ) foram obtidos através da relação de resistência simplificada (figura 22) da ABNT NBR 7190:1997 e também presente no projeto de norma do método de ensaios de corpos de provas isentos de defeitos.

Para  $f_{t0,d}$  – calculado, os valores de cálculo da resistência à tração foram obtidos por meio da equação 18 (ver seção 3.3.4), onde a divergência de valores surge pela mudança do coeficiente de minoração entre as versões (1997:  $\gamma_{w,t} = 1,8$  e 2020:  $\gamma_{w,t} = 1,4$ ).

Para  $f_{t0,d}$  – norma, os valores de cálculo da resistência à tração foram obtidos conforme preconizado nas respectivas normas, onde a ABNT NBR 7190:1997 prevê a aplicação da equação 10, e a revisão da norma prevê a equivalência imediata ( $f_{t0,d} = f_{c0,d}$ ). Percebe-se que na ABNT NBR 7190:1997 a equivalência era obtida de forma indireta, através da relação  $f_{t0,d} = f_{c0,d} = k_{mod} \cdot 0,55 \cdot f_{t0,k}$ .

Ao calcular o valor de cálculo da resistência à tração, espera-se que o valor obtido por meio da equação do valor de cálculo (equação 10) seja igual ou muito próximo ao valor obtido através das orientações preconizadas pela norma regulamentadora, o que não acontece entre os valores calculados e os valores apresentados no projeto de revisão da ABNT NBR 7190.

Dado que tanto o projeto de norma do método de ensaios de corpos de provas isentos de defeitos quanto o projeto da revisão da NBR 7190 ainda estão em ajustes, aguarda-se uma compatibilização dos projetos para maior clareza quanto ao uso dos mesmos.

A caracterização simplificada da rigidez pode ser feita apenas na compressão paralela às fibras, admitindo a relação 22:

$$E_{W90} = \frac{1}{20} E_{W0} \quad (22)$$

Onde:

$E_{W90}$  = módulo de elasticidade na compressão normal às fibras [ MPa ];

$E_{W0}$  = módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras [ MPa ];

Conforme o projeto de revisão da ABNT NBR 7190, ao indicar classe de resistência definidas em ensaios de corpos de provas isentos de defeitos, utiliza-se a tabela 9 para extrair os valores característicos das folhosas, suprimindo as classes de resistência de coníferas definidas em ensaios de corpos de provas isentos de defeitos. Esta tabela é semelhante a tabela 11 (ABNT NBR 7190/1997), com o acréscimo da classe D50.

Tabela 11 – Classes de resistência definidas em ensaio de corpos de provas isentos

de defeito

<b>Classes</b>	<b><math>f_{c0k}</math></b> MPa	<b><math>f_{v0,k}</math></b> MPa	<b><math>E_{c0,m}</math></b> MPa	<b><math>\rho_{aparente}</math></b> kg/m <sup>3</sup>
D20	20	4	9500	650
D30	30	5	14500	800
D40	40	6	19500	950
D50	50	7	22000	970
D60	60	8	24500	1000

Nota 1: valores obtidos de acordo com o ABNT PNBR 02:126.10-001-2  
Nota 2: valores referentes ao teor de umidade igual a 12%

Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

Cabe ressaltar que a tabela de ensaio de peças estruturais (tabela 9) exhibe resultados de propriedades de madeiras de florestas nativas, bem como a tabela de ensaio de corpos de provas isentos de defeitos (tabela 11). Entretanto, como apresentam valores distintos para a mesma classe de resistência, ocasiona dúvida sobre qual método é mais adequado para ser abordado no projeto estrutural. Esta ambiguidade é avistada nas classes D30, D40, D50 e D60, que estão presentes em ambas as tabelas. Percebe-se que, para uma mesma classe de resistência, os valores das propriedades elencados na tabela de ensaio de corpos de provas isentos de defeitos são maiores que os elencados na tabela de ensaio de peças estruturais, o que pode ser um incentivo para utilizar-se o ensaio de corpos de provas isentos de defeitos.

#### **4.2.3 Classes estruturais definidas por classificação visual e mecânica**

Abordado pelo projeto de norma ABNT PN 002.126.010.001-1-2020 *Madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira*, propõe diferenciar a classificação estrutural de espécies plantadas, pinus e eucalipto, através de um processo de classificação visual e mecânica.

Esta proposta de classificação originou-se da dissertação de mestrado do eng. Marcelo Rodrigo Carreira, intitulada “Critérios para Classificação Visual de Peças Estruturais de *Pinus Sp.*” e apresenta correlação entre aspectos externos mensuráveis e propriedades mecânicas das madeiras acima mencionadas.

Florestas plantadas possuem características diferenciadas de florestas nativas, tais como plantações de mesma idade, equidistância entre indivíduos, manejo florestal adequado, melhoramento genético, correção do solo e controle de pragas, resultando no controle tecnológico e desenvolvimento homogêneo dos indivíduos.

No Brasil, o pinus e o eucalipto são as principais madeiras provindas de florestas plantadas. Espécies consolidadas no mercado e bastante adaptadas ao ambiente brasileiro, possuem crescimento rápido e abatimento de curto prazo. Entretanto, como resultado do crescimento acelerado, as madeiras provenientes destas espécies apresentam muitos defeitos, tornando-se imprescindível a realização da classificação para sua aplicação estrutural.

Objeto de constantes estudos e pesquisas, as características e propriedades destas espécies são bem conhecidas, o que permitiu o desenvolvimento de um sistema de classificação estrutural que correlaciona suas características físicas com suas propriedades mecânicas, que fundamenta o projeto de norma acima mencionado.

Este método aborda duas formas distintas para classificação: visual e mecânica. Na classificação visual da madeira, o classificador examina cada peça e limita o tipo, localização e tamanho dos vários defeitos que podem afetar a resistência estrutural. Com base nos defeitos presentes e sua severidade é atribuída uma classe visual para cada peça.

A classificação mecânica, determina o módulo de elasticidade (MOE) e densidade da madeira da peça, obtidos por meio de ensaios não destrutivos. Com base nos valores de MOE e densidade, é atribuída uma classe mecânica para cada peça.

São necessárias as duas classificações (visual e mecânica) para a definição da classe de resistência da peça, onde a classe de resistência da peça é considerada a menor das duas classificações atribuídas.

A cada classe de resistência estabelecida – Classe 1, Classe 2 e Classe 3 - além do MOE médio e densidade, são associados valores referenciais de resistências características à flexão ( $f_{M,k}$  ou MOR), à compressão paralela às fibras ( $f_{c0,k}$ ) e ao cisalhamento ( $f_{v,k}$ ), que embasarão os projetos estruturais. Segue tabelas de valores referenciais para pinus (tabela 12) e eucalipto (tabela 13).

Tabela 12 – Classes de resistência – *Pinus spp*

**Classes de resistência *Pinus spp***

(adotar a menor das classes atribuída nas classificações visual e mecânica)

Propriedade	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Densidade $\rho_{12}$ (kg/m <sup>3</sup> )	600	500	400
Módulo de elasticidade médio MOE <sub>m</sub> (MPa)	14000	10000	6000
Resistência característica à flexão - MOR ou $f_{M,k}$ (MPa)	35	30	25
Resistência característica à compressão paralela $f_{c0,k}$ (MPa)	30	25	20
Resistência característica ao cisalhamento $f_{v,k}$ (MPa)	6	5	4

Fonte: ABNT PN 002.126.010.001-1-2020 Madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira (2020)

Tabela 13 – Classes de resistência – *Eucalyptus spp*

**Classes de resistência - Clone híbrido interespecífico de *E. urophylla* e *E. grandis* (uograndis)**

(adotar a menor das classes atribuída nas classificações visual e mecânica)

Propriedade	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Densidade $\rho_{12}$ (kg/m <sup>3</sup> )	700	600	500
Módulo de elasticidade médio MOE <sub>m</sub> (MPa)	20000	15000	10000
Resistência característica à flexão – MOR ou $f_{M,k}$ (MPa)	50	40	30
Resistência característica à compressão paralela $f_{c0,k}$	45	35	25
Resistência característica ao cisalhamento $f_{v,k}$ (MPa)	6	5,5	4,5

Fonte: ABNT PN 002.126.010.001-1-2020 Madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira (2020)

Este projeto de norma apresenta-se como uma alternativa a disseminação do uso racional de madeira em estruturas. Por meio de um método simples e de baixa complexidade operacional, direcionado a material disponível no mercado, agrega confiabilidade da aplicação da madeira proveniente de floresta plantada – pinus e eucalipto - para uso estrutural em edificações.

## 5 CAPACIDADE RESISTENTE DE PEÇAS MACIÇAS

Os valores e expressões abordados neste trabalho são baseados naqueles propostos pelo projeto de revisão da ABNT NBR 7190 em sua versão de maio de 2020, apresentados de forma expositiva. Dado o presente processo de revisão da norma, consulta nacional e posterior homologação, os dados aqui expressos são passíveis de futuras alterações, e visam apenas o desenvolvimento de uma visão acadêmica do impacto de tais valores no contexto de projeto de estruturas de madeira.

### 5.1 DIMENSÕES MÍNIMAS

As seções transversais retangulares de peças estruturais devem respeitar um dimensionamento mínimo, conforme previsto na ABNT NBR 7190:1997 e apresentado na tabela 14.

Tabela 14 – Dimensionamento mínimo de seções retangulares

Peça	Espessura mínima (cm)	Área mínima (cm <sup>2</sup> )
Peças principais de seção simples	5	50
Peças principais componentes de seção múltipla	2,5	35
Peças secundárias de seção simples	2,5	18
Peças secundárias componentes de seção múltipla	1,8	18

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Considerando-se a estabilidade das peças, não será permitido o emprego de peças comprimidas de seção retangular cheia ou de peças comprimidas múltiplas cujo comprimento de flambagem  $L_0$  exceda 40 vezes a dimensão transversal correspondente e que o índice de esbeltez das peças sujeitas à compressão axial ou à flexocompressão exceda 140. Nas peças tracionadas, o comprimento limite é de 50 vezes a dimensão transversal correspondente e o índice de esbeltez para elementos tracionados ou flexotracionados não deve ser maior que 175 (figura 21).

Figura 21 – Dimensões limites para estabilidade de peças



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

## 5.2 TRAÇÃO

Para madeiras classificadas a partir de ensaios em peças estruturais, o valor característico da resistência à tração paralela às fibras deve ser obtido a partir da Tabela 9 (ver seção 4.2.1).

Para madeiras classificadas a partir de ensaio de corpos de provas isentos de defeitos, o valor de cálculo da resistência à tração paralela as fibras, pode ser obtido através da relação (equação 23):

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} \quad (23)$$

Onde:

$f_{t0,d}$  = valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras [ MPa ].

$f_{c0,d}$  = valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras [ MPa ].

No caso de madeiras de pinus e eucalipto, no Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190:2020 não há orientação específica sobre o valor característico da resistência à tração. Estes valores também não constam nas tabelas de classes de resistências (tabelas 12 e 13) do projeto de norma ABNT PN 002.126.010.001-1-2020 Madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira. Nesta situação, uma alternativa é seguir conforme preconizado pela equação 23.

Nas barras tracionadas axialmente (tração paralela às fibras), a condição de segurança é expressa por (equação 24):

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{N_{t,d}}{A} \leq f_{t0,d} \quad (24)$$

Onde:

- $\sigma_{Nt,d}$  = valor de cálculo da tensão de tração normal à seção transversal [ MPa ];
- $N_{t,d}$  = valor de cálculo da força normal de tração [ N ];
- $A$  = área da seção transversal na direção paralela às fibras [ mm<sup>2</sup> ];
- $f_{t0,d}$  = valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras [ MPa ].

Considerando o valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras dada pela equação 10 (ver seção 3.3.4 Valor de cálculo).

Permite-se ignorar a influência da inclinação  $\alpha$  das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo  $\alpha = 6^\circ$ . Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson (conforme equação 15, seção 4.1.1). Para viabilizar o uso da fórmula de Hankinson, considera-se um valor mínimo de resistência ( $f_{t90,d} = 0,06 \cdot f_{t0,d}$ ).

A segurança das peças estruturais de madeira em relação a estados limites últimos não deve depender diretamente da resistência à tração normal às fibras do material. Deverão ser empregados dispositivos que impeçam a ruptura decorrente dessas tensões.

### 5.3 COMPRESSÃO

Os valores característicos de resistência à compressão paralela às fibras devem ser obtidos conforme a definição da classe de resistência da madeira, a saber: peças estruturais – tabela 9 (ver seção 4.2.1); corpos de provas isentos de defeitos – tabela 11 (ver seção 4.2.2); classificação visual e mecânica – tabelas 12 (pinus) e 13 (eucalipto) (ver seção 4.2.3).

A condição de segurança relativa à resistência à compressão axial é expressa pela equação 25:

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{N_{c,d}}{A} \leq f_{c0,d} \quad (25)$$

Onde:

- $\sigma_{Nc,d}$  = valor de cálculo da tensão de compressão normal à seção transversal [ MPa ];
- $N_{c,d}$  = valor de cálculo da força normal de compressão [ N ];
- $A$  = Área da seção transversal na direção paralela às fibras [ mm<sup>2</sup> ];
- $f_{c0,d}$  = valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras [ MPa ].



Considerando o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras dado pela equação 10 (ver seção 3.3.4 Valor de cálculo). No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos  $\alpha > 6^\circ$ , aplica-se a redução definida pela fórmula de Hankinson (conforme equação 15, seção 4.1.1).

Nas peças submetidas à compressão normal às fibras, a condição de segurança é expressa pela equação 26:

$$\sigma_{90,d} \leq f_{c90,d} \quad (26)$$

Onde:

- $\sigma_{90,d}$  = valor de cálculo da tensão de compressão paralelo à seção transversal [ MPa ];
- $f_{c90,d}$  = valor de cálculo da resistência à compressão normal às fibras [ MPa ].

E a resistência à compressão normal às fibras é dada pela equação 27:

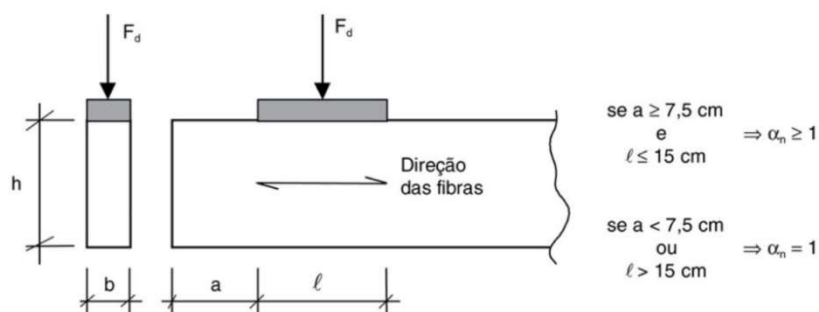
$$f_{c90,d} = 0,25 \cdot f_{c0,d} \cdot \alpha_n \quad (27)$$

Onde:

- $f_{c90,d}$  = valor de cálculo da resistência à compressão normal às fibras [ MPa ];
- $f_{c0,d}$  = valor de cálculo da resistência à compressão paralelo às fibras [ MPa ];
- $\alpha_n$  = coeficiente  $\alpha_n$  (ver tabela 10).

O coeficiente  $\alpha_n$  considera a extensão (a') do carregamento medido paralelamente à direção das fibras (figura 22), conforme a tabela 15. Se a força estiver aplicada a menos de 7,5 cm da extremidade da peça ou  $a' \geq 15$  cm admite-se  $\alpha_n = 1$ .

Figura 22 – Compressão normal às fibras



Fonte: Calil Jr. *et al* (2019)

Tabela 15 – Valores de  $\alpha_n$

Extensão (a') do carregamento normal às fibras, medida paralelamente a estas (cm)	Coefficiente $\alpha_n$
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

Fonte: ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

Além das condições de segurança acima descritas, é necessária a verificação da estabilidade das peças comprimidas. O projeto de revisão da ABNT NBR 7190 em sua versão de maio de 2020, baseado na norma europeia (EN 1995 1-1.2004 Eurocode nº5 - *Design of timber structures*), apresenta mudanças em relação a versão anterior (1997) na verificação da estabilidade das peças, conforme segue.

### 5.3.1 Estabilidade em peças comprimidas

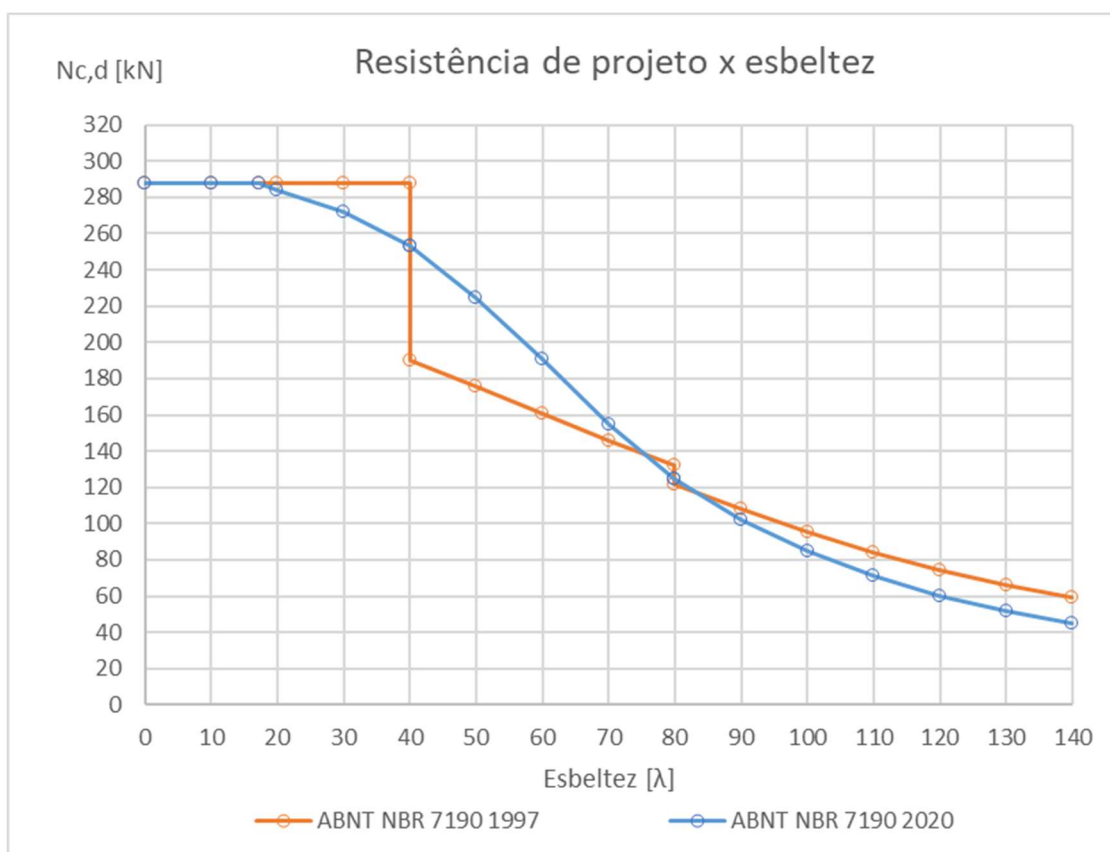
Na verificação da estabilidade de peças comprimidas preconizada na ABNT NBR 7190:1997, as peças eram classificadas conforme sua esbeltez (peças curtas, medianamente esbeltas e esbeltas), havendo três formulações distintas para a verificação da estabilidade. Nos valores de transição (esbeltez 40 e 80), havia dois valores distintos possíveis para a mesma esbeltez, ocasionando uma descontinuidade nos resultados. Na verificação de compressão de peças esbeltas havia uma ambiguidade em relação à combinação de ações e fatores de combinação e de utilização, dificultando sua utilização.

O projeto de revisão da ABNT NBR 7190 apresenta uma nova formulação para a verificação da estabilidade nas peças comprimidas. Busca sanar os problemas acima referidos ao abordar a estabilidade de peças comprimidas de forma contínua, sem descontinuidades. Abole a classificação anterior, e estabelece a verificação de

estabilidade para peças com esbeltez relativa  $\lambda_{rel} > 0,3$ .

Na figura 23, é apresentado um comparativo da capacidade resistente de compressão, segundo as duas edições da norma brasileira citadas, a de 1997 e a de 2020, para uma peça maciça de madeira (considerando seção 12x12 [cm], classe de resistência D40, carregamento de longa duração e classe de umidade 1).

Figura 23 – Gráfico comparativo sobre estabilidade na compressão



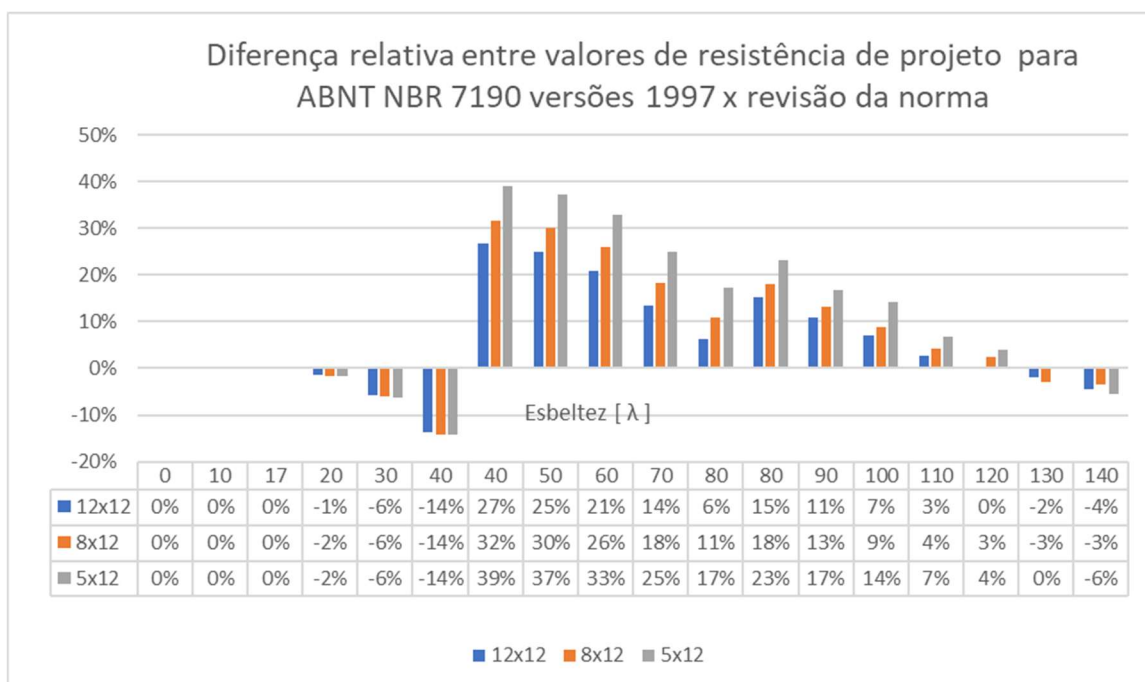
Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Percebe-se no gráfico acima (figura 23) a diferença de comportamento entre as duas versões, com uma abordagem mais uniforme do projeto de revisão da ABNT NBR 7190 em relação à ABNT NBR 7190:1997. As curvas do gráfico ilustram a mudança de tratamento em relação a verificação de estabilidade. A abordagem da revisão da norma apresenta-se mais factível, visto que o aumento da esbeltez da peça reflete em mudança progressiva da resistência limite, sem mudanças bruscas ou valores duplos para uma mesma esbeltez.

Conforme apresentado no gráfico a seguir (figura 24), onde foram analisadas peças de três seções diferentes, para as mesmas condições anteriores (classe de

resistência D40, carregamento de longa duração e classe de umidade 1), a diferença relativa de valores entre as duas versões pode chegar a cerca de 30%, para a seção e material analisado.

Figura 24 - Diferença relativa entre valores de compressão de projeto limite para ABNT NBR 7190 versões 1997 x revisão da norma



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Vale observar que a proposta mais recente de determinação da capacidade resistente é idêntica ao procedimento proposto pela norma técnica europeia (EN 1995 1-1.2004 Eurocode nº5 - *Design of timber structures*) e tem por base trabalhos de pesquisa mais recentes. Entretanto, no Brasil ainda não há um trabalho específico sobre a confiabilidade desses procedimentos, motivo pelo qual é difícil afirmar em quais condições um procedimento é melhor que o outro e.

O procedimento para a verificação da estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas seguem as orientações subsequentes.

Para peças que compõem pórticos, treliças, pilares ou vigas em que a instabilidade lateral pode ocorrer, o desvio no alinhamento axial da peça, medido na metade da distância entre os apoios, deverá ser limitado em  $l/300$  (peças de madeira serrada ou roliça).

Devem ser investigadas as condições que resultem em uma menor resistência

para a peça, considerando as eventuais contribuições de contraventamentos existentes nas diferentes direções.

As exigências impostas ao dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice de esbeltez (equação 28):

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} \quad (28)$$

Onde:

- $L_0$  = comprimento de flambagem [ cm ];
- $I$  = momento de inércia na direção analisada [ cm<sup>4</sup> ];
- $A$  = área da seção transversal [ cm<sup>2</sup> ].



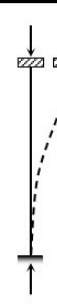
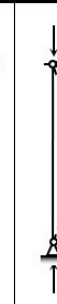


O comprimento de flambagem,  $L_0$ , depende das condições de vinculação das extremidades das barras e é calculado pela expressão 29:

$$L_0 = K_E \cdot L \quad (29)$$

Onde:

- $L_0$  = comprimento de flambagem [ cm ];
- $L$  = comprimento da peça [ cm ];
- $K_E$  = coeficiente de condições de extremidades, dado pela tabela 16.

Tabela 16 – Coeficiente de condições de extremidades -  $K_E$

<b>Modos de flambagem</b>						
<b>Valores de projeto para <math>K_E</math></b>	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40

Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

Os índices de esbeltez relativa são definidos por (equações 30 e 31):

- em x: 
$$\lambda_{rel,x} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}} \quad (30)$$

- em y: 
$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}} \quad (31)$$

Onde:

$\lambda_{rel,x}$  e  $\lambda_{rel,y}$  índices de esbeltez relativa correspondentes à flexão em relação a x e y, respectivamente;  
 $\lambda_x$  e  $\lambda_y$  representam os índices de esbeltez segundo os eixos x e y, respectivamente;  
 $E_{0,05}$  valor característico do módulo de elasticidade medido na direção paralela às fibras da madeira.

No caso de índices de esbeltez relativa superiores a 0,3 ( $\lambda_{rel} > 0,3$ ), além das condições estabelecidas anteriormente, devem ser satisfeitas as condições de estabilidade.

As condições de estabilidade são dadas pelas equações 32 e 33:

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{k_{cx} f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (32)$$

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{k_{cy} f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (33)$$

Onde:

$\sigma_{Nc,d}$  = valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal.

$\sigma_M$  = tensão normal de flexão proveniente do momento fletor de primeira ordem devida às forças laterais, excentricidades na aplicação das forças axiais, curvatura inicial da barra, deformações induzidas ou quaisquer outras situações em que há momentos fletores de primeira ordem atuando na barra;

$k_M$  = coeficiente de correção, dado pela tabela 17.

Tabela 17 – Coeficiente  $K_M$

Coeficiente $K_M$	
seção retangular	0,70
outras seções transversais	1,00

Fonte: Traduzido de EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures (2004)

Os valores apresentados na tabela 17 foram extraídos da norma europeia EUROCODE nº 5 e diferem-se dos valores apresentados pela ABNT NBR 7190:1997 (seção retangular  $K_M = 0,5$  e outras seções  $K_M = 1$ ).

Os coeficientes  $k_{cx}$  e  $k_{cy}$  são calculados pelas equações 34 e 35:

$$k_{cx} = \frac{1}{k_x + \sqrt{(k_x)^2 - (\lambda_{rel,x})^2}} \quad (34)$$

e

$$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y)^2 - (\lambda_{rel,y})^2}} \quad (35)$$

Sendo que  $k_x$  e  $k_y$  são obtidos a partir das equações 36 e 37:

$$k_x = 0,5 \cdot [1 + \beta_c (\lambda_{rel,x} - 0,3) + (\lambda_{rel,x})^2] \quad (36)$$

e

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + (\lambda_{rel,y})^2] \quad (37)$$

Onde:

$\beta_c$  = fator de correção, dado pela tabela 18.

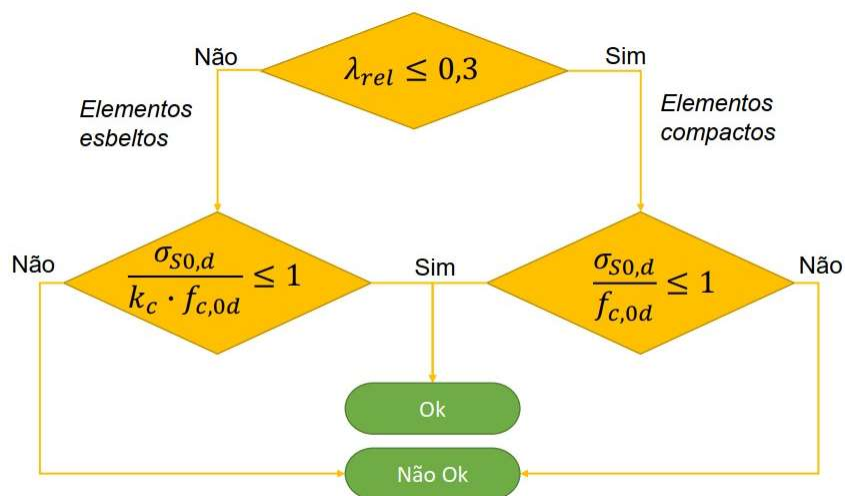
Tabela 18 – Fator  $\beta_c$

Fator $\beta_c$	
mad. serrada e peças roliças	0,2

Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

Em síntese, a verificação de ELU de peças comprimidas pode ser conduzida conforme o fluxograma da figura 25.

Figura 25 – Fluxograma para verificação de peças comprimidas



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

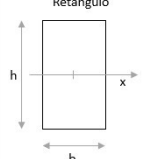
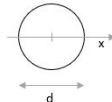
#### 5.4 FLEXÃO SIMPLES

Para as peças fletidas, considera-se o vão teórico igual ao menor dos seguintes valores:

- Distância entre eixos dos apoios;
- Vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão, não se considerando acréscimo maior que 10 cm.

Considerando as seções transversais mais utilizadas, segue a tabela 19 com expressões referentes ao momento de inércia, módulo de resistência e raio de giração para seções retangular e circular.

Tabela 19 – Momento de inércia, módulo de resistência e raio de giração de seções

Seção transversal	Momento de Inércia	Módulo de Resistência	Raio de Giração
Retângulo 	$I_x = \frac{bh^3}{12}$	$W_x = \frac{bh^2}{6}$	$r_x = \frac{h}{\sqrt{12}}$
Círculo 	$I_x = \frac{\pi d^4}{64}$	$W_x = \frac{\pi d^3}{32}$	$r_x = \frac{d}{4}$

Fonte: Elaborado pela autora (2020)



Os valores característicos de resistência à flexão são obtidos nas respectivas tabelas de propriedades (tabelas 9, 12 e 13, conforme seções 4.2.1 e 4.2.3), exceto para classificação conforme ensaios de corpos de provas isentos de defeitos, para os quais considera-se  $f_{b,d} = f_{c0,d}$ .

Nas barras submetidas a momento fletor cujo plano de ação contém um eixo central de inércia da seção transversal resistente (flexão simples reta), a seguinte expressão deve ser satisfeita (equação 38):

$$\frac{\sigma_{M,d}}{f_{b,d}} = \frac{M_d}{W} \leq 1 \quad (38)$$

Onde:

- $\sigma_{M,d}$  = valor máximo de cálculo da tensão atuante de flexão;
- $f_{b,d}$  = valor de cálculo da resistência à flexão;
- $M_d$  = valor de cálculo do momento fletor;
- $W$  = módulo de resistência da seção transversal na direção paralela às fibras, em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos  $\alpha > 6^\circ$ , aplica-se à  $f_{b,d}$  a redução definida pela fórmula de Hankinson, conforme seção 4.1.1, equação 15. Também deve ser verificada a condição de estabilidade da peça, conforme seção 5.3.1 Estabilidade em peças comprimidas.

As vigas sujeitas à flexão simples reta, além de respeitarem as condições de segurança acima descritas, devem ter sua estabilidade lateral verificada por teoria cuja validade tenha sido comprovada experimentalmente.

Essa verificação pode ser dispensada nos casos de vigas de seção transversal retangular, de largura  $b$  e altura  $h$ , medida no plano de atuação do carregamento, desde que estejam satisfeitas todas as seguintes condições:

- a) As rotações nas seções extremas (apoios da viga) estão impedidas; e
- b) O comprimento  $L_1$ , definido como a distância entre pontos adjacentes da borda comprimida com deslocamentos laterais impedidos (apoios da viga e pontos com travamento lateral, se existentes), atende a seguinte condição (equação 39):

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{0,ef}}{\beta_M \cdot f_{b,d}} \quad (39)$$

E o coeficiente  $\beta_M$  é dado pela equação 40:

$$\beta_M = \frac{4}{\pi} \frac{\beta_E}{\gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{1/2}} \quad (40)$$

Considerando os valores de  $\gamma_f = 1,4$  e  $\beta_E = 4$ , o coeficiente  $\beta_M$  é dado conforme a tabela 20.

Tabela 20 – Coeficiente  $\beta_M$  em

$\frac{h}{b}$	$\beta_M$	$\frac{h}{b}$	$\beta_M$
1	6,0	11	41,2
2	8,8	12	44,8
3	12,3	13	48,5
4	15,9	14	52,1
5	19,5	15	55,8
6	23,1	16	59,4
7	26,7	17	63,0
8	30,3	18	66,7
9	34,0	19	70,3
10	37,6	20	74,0

Fonte: Adaptado de EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures (2004)

Para as peças em que a condição estipulada para  $L_1$  não é atendida, a verificação de estabilidade também pode ser dispensada desde que, além de satisfeitas as exigências previstas na seção 5.3.1, o máximo valor de cálculo da tensão de compressão ( $\sigma_{c,d}$ ) satisfaça a condição (equação 41):

$$\sigma_{c,d} \leq \frac{E_{0,ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right)\beta_M} \quad (41)$$

Na situação de vigas de seção não retangular, a estabilidade lateral deverá ser estudada caso a caso.

Nas seções submetidas a momento fletor cujo plano de ação não contém um

de seus eixos centrais de inércia (flexão simples oblíqua), a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas condições seguintes (equações 42 e 43):

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (42)$$

e

$$k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (43)$$

Onde:

$\sigma_{Mx,d}$  e  $\sigma_{My,d}$  = tensões máximas de cálculo devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais;

$f_{b,d}$  = resistência de cálculo na flexão;

$k_M$  = coeficiente de correção, dado pela tabela 13.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos  $\alpha > 6^\circ$ , aplica-se à  $f_{b,d}$  a redução definida pela fórmula de Hankinson, conforme seção 4.1.1, equação 15. Também deve ser verificada a condição de estabilidade da peça, conforme seção 5.3.1 Estabilidade em peças comprimidas.

## 5.5 FLEXÃO COMPOSTA

Nas barras submetidas à flexotração, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes (equações 44 e 45) aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tração:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (44)$$

e

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{b,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (45)$$

Onde:

$\sigma_{Nt,d}$  = valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de tração;

$f_{t0,d}$  = resistência de cálculo à tração paralela às fibras, conforme indicado em 5.2;

Demais símbolos têm significados definidos em 5.3.1.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos  $\alpha > 6^\circ$ , aplica-se à  $f_{b,d}$  e à  $f_{t0,d}$  a redução definida em 4.1.1 (fórmula de Hankinson).

Nas barras submetidas à flexocompressão, além da verificação de estabilidade a ser feita de acordo com o prescrito na seção 5.3.1, a condição de segurança relativa à resistência das seções transversais é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes (equações 46 e 47), aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (46)$$

e

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{b,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{b,d}} \leq 1 \quad (47)$$

Onde:

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

$f_{c0,d}$  = resistência de cálculo à compressão paralela às fibras, conforme indicado em 5.3

Demais símbolos têm significados definidos em item 5.3.1.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos  $\alpha > 6^\circ$ , aplica-se à  $f_{b,d}$  a redução definida pela fórmula de Hankinson, conforme seção 4.1.1, equação 15. Também deve ser verificada a condição de estabilidade da peça, conforme seção 5.3.1 Estabilidade em peças comprimidas.

## 5.6 CISALHAMENTO

Nas ligações submetidas à força cortante, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais é expressa por (equação 48):

$$\tau_d = \frac{F_d}{A} \leq f_{v0,d} \quad (48)$$

Onde:

$\tau_d$  = tensão de cisalhamento atuando na área A em estudo, produzida pela força  $F_d$ .

Nas vigas submetidas à flexão com força cortante, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais é expressa por (equação 49):

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{b \cdot I} \leq f_{v0,d} \quad (49)$$

Onde:

$\tau_d$  = máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça;  
 $V_d$  = força cortante na seção em estudo;  
 $S$  = momento estático da seção para o ponto onde se quer calcular a tensão;  
 $b$  = largura ou somatória das larguras no ponto da seção em estudo;  
 $I$  = momento de inércia da seção transversal.

Em vigas de seção transversal retangular, de largura  $b$  e altura  $h$ , e, portanto, área  $A = b \cdot h$ , a expressão anterior se reduz a (equação 50):

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{A} \quad (50)$$

Na falta de determinação experimental específica, admitem-se:

- a) Coníferas:  $f_{v0,d} = 0,12 f_{c0,d}$ ;
- b) Dicotiledôneas:  $f_{v0,d} = 0,10 f_{c0,d}$ .

Observa-se que as relações acima apresentadas são conservadoras, visto que os valores extraídos das respectivas tabelas de propriedades oriundas da classificação estrutural não apresentam valores compatíveis com as relações aqui indicadas.

### 5.6.1 Redução da cortante próxima aos apoios

Quando forem aplicadas forças concentradas junto aos apoios, ocorre o efeito favorável da compressão normal às fibras, que aumenta a resistência da madeira ao

cisalhamento nessa região. Nesse caso, pode ser feita redução dos esforços cortantes (figura 26) até uma distância igual a duas vezes a altura da viga ( $0 \leq z \leq 2h$ ), a partir do eixo do apoio, de acordo com a equação 51:

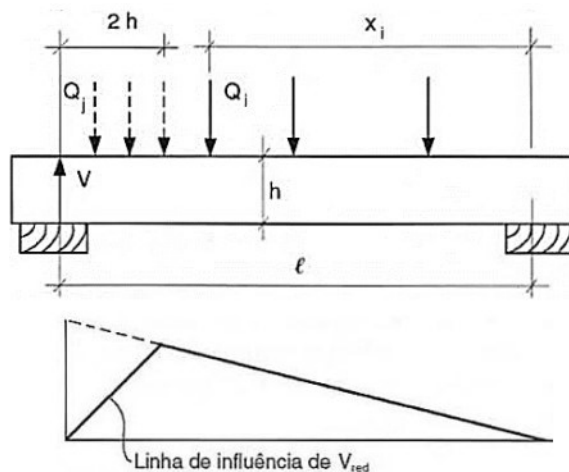
$$V_{red} = V \cdot \frac{z}{2h} \quad (51)$$

Onde:

$z$  = tem origem no ponto teórico do apoio;

$(z / 2h)$  = fator redutor que anula a cortante no ponto  $z = 0$ , mas retoma os valores normais de  $V$  para  $z \geq 2h$ .

Figura 26 – Esquemático sobre redução da cortante próximo dos apoios



Fonte: Pfeil e Pfeil (2003)

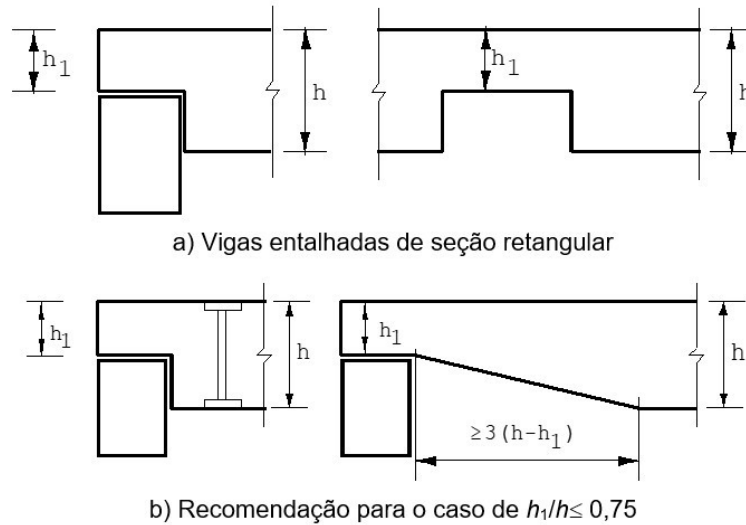
### 5.6.2 Vigas entalhadas de seção retangular

No caso de variações bruscas de seção retangular transversal, devidas a entalhes, deve-se multiplicar a tensão de cisalhamento na seção mais fraca, de altura  $h_1$ , pelo fator  $h/h_1$ , obtendo-se o valor (equação 52):

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{b \cdot h_1} \left( \frac{h}{h_1} \right) \quad (52)$$

E respeitada a restrição  $h_1 > 0,75 h$  (ver figura 27 a).

Figura 27 – Vigas com entalhes



Fonte: ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

No caso de se ter  $h_1/h \leq 0,75$ , recomenda-se o emprego de parafusos verticais dimensionados à tração axial para a totalidade da força cortante a ser transmitida ou o emprego de variações de seção com mísulas de comprimento não menor que três vezes a altura do entalhe, respeitando-se sempre o limite absoluto  $h_1/h \geq 0,5$  (ver figura 27 b).

## 5.7 TORÇÃO

A ABNT NBR 7190 recomenda evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira, em virtude do risco de ruptura por tração normal às fibras decorrente do estado múltiplo de tensões atuante.

Quando o equilíbrio do sistema estrutural depender dos esforços de torção (torção de equilíbrio), deve-se respeitar a condição  $\tau_{T,d} \leq f_{v0,d}$  calculando-se  $\tau_{T,d}$  pelas expressões da Teoria da Elasticidade, sob ações das solicitações de cálculo  $T_d$  determinadas de acordo com as regras de combinação.

## 5.8 PEÇAS COMPOSTAS

Uma solução frequente em estruturas de madeira é a composição de peças, isto é, a obtenção de um elemento a partir da ligação de duas ou mais peças de madeira. Esta ligação pode ser feita de forma contínua (seção 5.8.1), como no caso das seções

T, I ou caixão, ou de maneira descontínua (seção 5.8.2), por meio de espaçadores interpostos ou chapas laterais de fixação.

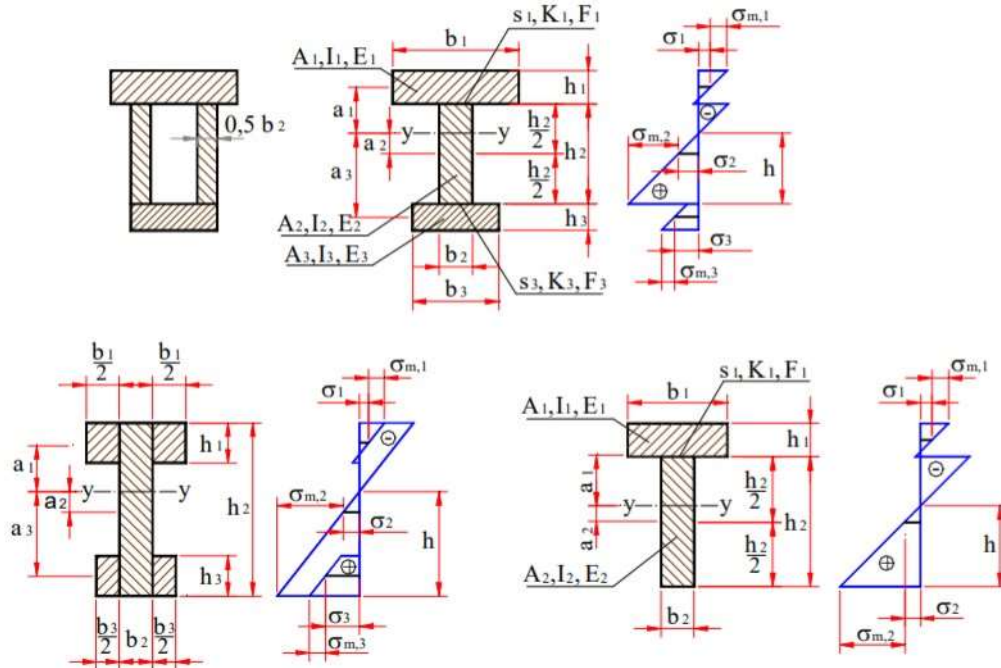
### **5.8.1 Peças solidarizadas continuamente**

As peças compostas com alma em treliça formadas por tábuas diagonais devem ser dimensionadas à flexão simples ou composta, considerando exclusivamente as peças dos banzos tracionado e comprimido, sem redução de suas dimensões. A alma dessas vigas e as suas ligações com os respectivos banzos devem ser dimensionadas a cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça.

Para peças compostas de seção T, I ou caixão e ligadas por pregos, o dimensionamento (verificação da resistência e da estabilidade) deve ser feito como se a peça fosse de seção maciça, considerando a rigidez efetiva do elemento. A figura 28 apresenta a definição de parâmetros geométricos utilizados nos cálculos e a distribuição de tensões normais devidas ao momento fletor.



Figura 28 – Seções transversais e distribuição de tensões segundo a EUROCODE 5



Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

A rigidez efetiva do elemento composto  $(EI)_{ef}$  é dada pela equação 53:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (53)$$

Onde:

- $(EI)_{ef}$  = rigidez efetiva do elemento;
- $E_i$  = módulo de elasticidade de cada elemento da seção transversal;
- $I_i$  = momento de inércia de cada elemento da seção transversal ( $I_i = b_i \cdot h_i^3 / 12$ );
- $A_i$  = área de cada parte da seção transversal;
- $\gamma_i$  = fator de redução da inércia;
- $a_i$  = distância entre CG até linha neutra

Na equação 53 são utilizados parâmetros de cada parte  $i$  que compõe a seção transversal, considerando alma (parte 2) e mesas (partes 1 e 3), conforme indicado na figura 30.

O fator de inércia do conjunto é dado por (equações 54 e 55):

$$\gamma_2 = 1 \quad (54)$$

e

$$\gamma_i = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot L^2} \right]^{-1} \text{ para } i = 1 \text{ e } 3 \quad (55)$$

Onde:

- $E_i$  = módulo de elasticidade de cada elemento da seção transversal;
- $A_i$  = área de cada parte da seção transversal;
- $s_i$  = espaçamento dos pregos na interface do elemento  $i$  com o elemento 2;
- $K_i$  = módulo de deslizamento da ligação do elemento  $i$  com o elemento 2;
- $L$  = vão efetivo da viga ( $L =$  vão, para vigas biapoiadas), ( $L = 0,8 \cdot$ vão, para vigas contínuas) e ( $L = 2 \cdot$ vão, para vigas em balanço).

O espaçamento dos pregos pode ser uniforme ou variar conforme a força de cisalhamento, entre um valor mínimo  $s_{mín}$  e  $s_{máx}$ , sendo  $s_{máx} \leq 4 \cdot s_{mín}$ . Nesse último caso um valor efetivo de espaçamento pode ser usado, dado pela equação 56.

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{mín} + 0,25 \cdot s_{máx} \quad (56)$$

O módulo de deslizamento ( $K_i$ ) em cada interface de ligação é determinado em função da densidade da madeira e do diâmetro do pino utilizado, conforme apresentado na Tabela 25 (ver seção 7.2 Ligações com pinos metálicos). Se as peças forem de madeiras diferentes deve-se utilizar a densidade equivalente calculada pela equação 57.

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k1} \cdot \rho_{k2}} \quad (57)$$

A distância entre os centros de gravidade da seção até a linha neutra da peça (ver figura 30) é dado por (equações 58, 59 e 60):

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2 \cdot \sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (58)$$

$$a_1 = \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right) - a_2 \quad (59)$$

$$a_3 = \left( \frac{h_2 + h_3}{2} \right) + a_2 \quad (60)$$

Onde:

$a_i$  = distância do centróide da área de cada elemento que compõe a seção transversal até a linha neutra x-x, desde que  $a_2$  não seja menor que zero e não maior que  $h_2/2$ ;

$h_i$  = altura de cada parte dos elementos componentes da seção transversal, com  $h_3$  nulo para seção T;

$b_i$  = largura de cada parte dos elementos componentes da seção transversal.

Da mesma forma, são equacionadas as tensões normais e cisalhantes atuantes nas peças, bem como a força aplicada nos elementos de ligação ocasionada pelo deslizamento entre as peças.

Para vigas com geometria de seção transversal conforme a figura 28 (pg. 88), as tensões normais devem ser calculadas somando as duas parcelas mostradas a seguir (equações 61 e 62):

$$\sigma_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (61)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 \cdot E_i \cdot h_i \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (62)$$

Onde:

$M$  = momento fletor;

$\sigma_i$  = tensão normal no centróide do elemento "i" ;

$\sigma_{m,i}$  = parcela da tensão normal na extremidade do elemento "i" .

A máxima tensão cisalhante ocorre onde a tensão normal é nula. A tensão máxima de cisalhamento na alma da viga pode ser obtida pela equação 63.

$$\tau_{2,max} = (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2) \cdot \frac{V}{b_2 \cdot (EI)_{ef}} \quad (63)$$

Onde:

$V$  = força máxima de cisalhamento.

A força aplicada no conector ( $F_i$ ) em cada interface de ligação é dada por (equação 64).

$$F_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i \cdot s_i \cdot \frac{v}{(EI)_{ef}} \quad \text{para } i = 1 \text{ e } 3. \quad (64)$$

Na verificação de deslocamentos (ELS), calcula-se como se a peça fosse de seção maciça, utilizando-se a rigidez efetiva  $(EI)_{ef}$ , determinada pela equação 53.

### 5.8.2 Peças solidarizadas descontinuamente

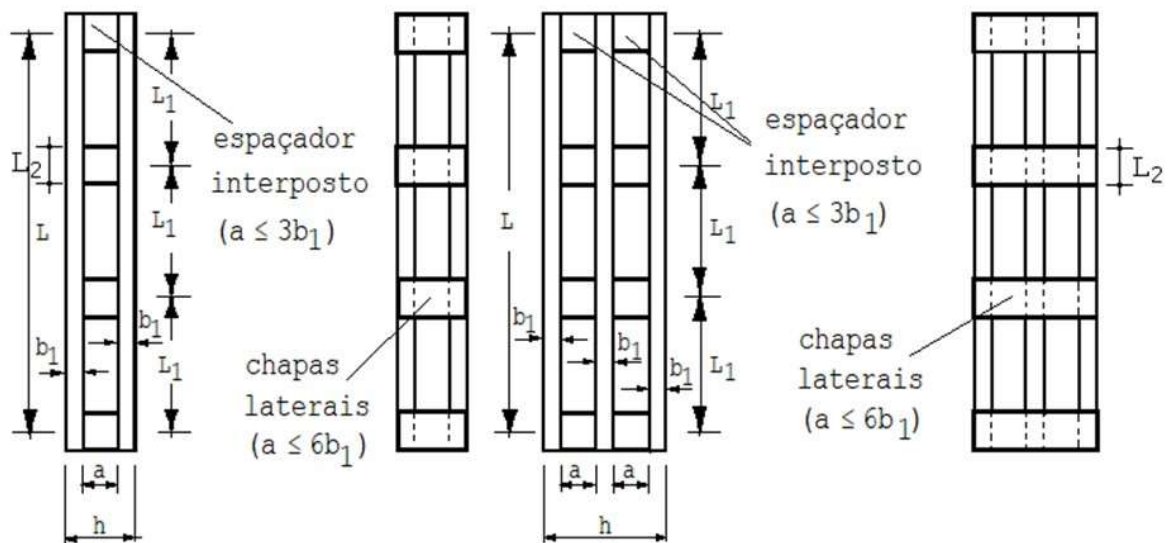
Estas peças são geralmente constituídas por dois ou três elementos espaçados e solidarizadas, de forma descontínua, por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação, como mostrado nas figuras 29 e 30.

Figura 29 – Tesoura com peças solidarizadas descontinuamente



Fonte: <http://estruturasdemadeira.blogspot.com/2008/04/tesoura-atirantada.html>, acesso em 25/10/2020.

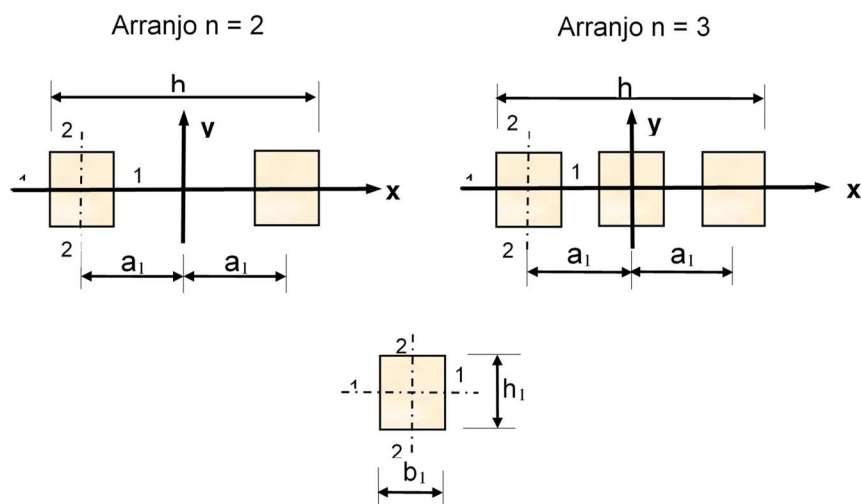
Figura 30 – Peças solidarizadas descontinuamente com espaçadores interpostos ou chapas laterais



Fonte: ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

A verificação de estabilidade em relação ao eixo x (figura 31) corresponde a deslocamentos na direção do eixo y e deve ser feita somando a capacidade de carga de cada elemento individual.

Figura 31 – Seções compostas por dois ou três elementos iguais



Fonte: ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

A altura  $L_2$  da seção transversal dos espaçadores (figura 30) deve satisfazer à condição:  $\frac{L_2}{a} \geq 1,5$  e, para o caso de chapas laterais de fixação, essa condição é:

$$\frac{L_2}{a} \geq 2.$$

No caso de peças compostas por dois ou três elementos de seção transversal retangular (figura 31), para a flambagem em torno do eixo y deve ser considerada uma esbeltez eficaz  $\lambda_{ef,y}$  determinada de acordo com as formulações apresentadas a seguir:

Seção de um elemento componente (equação 65):

$$A_1 = b_1 h_1 \quad (65)$$

Seção composta por dois elementos (equações 66 e 67):

$$A_{tot} = 2A_1 \quad (66)$$

$$I_{tot} = \frac{h_1[(2b_1+a)^3 - a^3]}{12} \quad (67)$$

Seção composta por três elementos (equações 68 e 69):

$$A_{tot} = 3A_1 \quad (68)$$

$$I_{tot} = \frac{h_1[(3b_1+2a)^3 - (b_1+2a)^3 + b_1^3]}{12} \quad (69)$$

Determinação do índice de esbeltez efetivo referente à flambagem no eixo y (equação 70):

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} (\lambda_1)^2} \quad (70)$$

Considerando (equações 71 e 72) :

$$\lambda = L \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}} \quad (71)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{L_1}{b_1} \quad (72)$$

Onde:

- $n$  = quantidade de elementos constituintes da seção composta;  
 $\eta$  = fator definido na tabela 21.

Tabela 21 – Fator  $\eta$

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: Calil Jr. *et al.* (2019)

Os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento  $L$  da peça. A sua fixação aos elementos componentes deve ser feita por ligações com pregos ou parafusos. Estas ligações devem ter, no mínimo, dois parafusos ajustados dispostos ao longo da direção do eixo longitudinal da peça, afastados entre si de no mínimo  $4d$  e das bordas do espaçador de pelo menos  $7d$ , desde que o diâmetro de pré-furação  $d_0$  seja feito igual ao diâmetro  $d$  do parafuso.

A segurança dos espaçadores e de suas ligações com os elementos componentes deve ser verificada para um esforço de cisalhamento cujo valor convencional de cálculo é dado pela equação 73:

$$T_d = V_d \frac{L_1}{a_1} \quad (73)$$

Considerando (equação 74):

$$V_d = \begin{cases} \frac{N_{c,d}}{120 \cdot k_{cy}} & \text{para } \lambda_{ef,y} < 30 \\ \frac{N_{c,d} \cdot \lambda_{ef,y}}{3600 \cdot k_{cy}} & \text{para } 30 \leq \lambda_{ef,y} < 60 \\ \frac{N_{c,d}}{60 \cdot k_{cy}} & \text{para } \lambda_{ef,y} \geq 60 \end{cases} \quad (74)$$

Dispensa-se a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento  $L_1$

dos elementos componentes, desde que respeitadas as limitações (figura 32):

Figura 32 – Condições para dispensar a verificação de estabilidade

Condições para dispensar <u>verif.</u> estabilidade dos trechos de compr. $L_1$	$\left\{ \begin{array}{l} 9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1 \\ a \leq 3b_1 \text{ para peças interpostas;} \\ a \leq 6b_1 \text{ para peças com chapas laterais} \end{array} \right.$
---	--

Fonte: Elaborado pela autora (2020)



## 6 VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LÍMITES DE SERVIÇO

Nas verificações de segurança das estruturas de madeira devem considerar os estados limites de serviço caracterizados por: deslocamentos excessivos e vibrações excessivas, com as condições usuais de verificação expressas pela equação 12 (ver seção 4.1 *Método dos estados limites*). Dada as características peculiares da madeira, como a significativa deformação ao longo do tempo (fluência), as verificações de ELS adotam a combinação rara de serviço (ABNT NBR 8681:2003 – *Ações e segurança nas estruturas – procedimentos*).

As limitações de deformações têm, em obras de madeira, importância relativamente maior que em outros materiais, visto que se trata de um material com alta relação resistência/rigidez (PFEIL, 2003). No cálculo dos deslocamentos considera-se a hipótese de comportamento elástico e linear das estruturas. Para o cálculo dos deslocamentos instantâneos em elementos de madeira, deve-se considerar o módulo de elasticidade com seu valor médio  $E_{0,m}$ . Para elementos de madeira em flexão deve-se considerar também os efeitos da deformação por cisalhamento com o respectivo módulo de elasticidade transversal ( $G_m$ ). Nos casos de flexão oblíqua, os deslocamentos podem ser verificados isoladamente para cada um dos planos principais de flexão.

Para os deslocamentos instantâneos, desconsiderando os efeitos da fluência, calcula-se de acordo com a equação 75:

$$\delta_{inst} = \sum_{i=1}^m \delta_{inst,Gi,k} + \delta_{inst,Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \delta_{inst,Qj,k} \quad (75)$$

Para os deslocamentos finais, considerando os efeitos da fluência, calcula-se de acordo com a equação 76:

$$\delta_{fin} = \sum_{i=1}^m \delta_{fin,Gi,k} + \delta_{fin,Q1,k} + \sum_{j=2}^n \delta_{fin,Qj,k} \quad (76)$$

Em que a parcela de cada tipo de ação deve ser obtida de acordo com as equações abaixo (equações 77, 78 e 79):

- Ação permanente (G), conforme equação 77:

$$\delta_{fin,G,k} = \delta_{inst,G,k} + \delta_{creep,Q,k} = \delta_{inst,G,k}(1 + \phi) \quad (77)$$

- Ação variável principal ( $Q_1$ ), conforme equação 78:

$$\delta_{fin,Q1,k} = \delta_{inst,Q1,k} + \delta_{creep,Q1,k} = \delta_{inst,Q1,k}(1 + \Psi_2 \phi) \quad (78)$$

- Demais ações variáveis ( $Q_j$ ), conforme equação 79:

$$\delta_{fin,Qj,k} = \delta_{inst,Qj,k} + \delta_{creep,Qj,k} = \delta_{inst,Qj,k}(\Psi_{1,j} + \Psi_{2,j} \phi) \quad (79)$$

Os valores dos coeficientes de fluência ( $\phi$ ) são provenientes da tabela 22, conforme segue.

Tabela 22 – Coeficiente de fluência ( $\phi$ )

Material	Classes de umidade		
	(1)	(2 e 3)	(4)
Madeira serrada, MLC, MLCC, LVL e roliça	0,6	0,8	2,0*

Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

Ressaltando que os valores de fluência apresentados na tabela 22 são diferentes dos valores encontrados na ABNT NBR 7190:1997.

Os valores limites de deslocamentos (flechas) para os casos correntes de elementos fletidos são fornecidos na tabela 23:

Tabela 23 – Valores limites de deslocamentos para elementos correntes fletidos

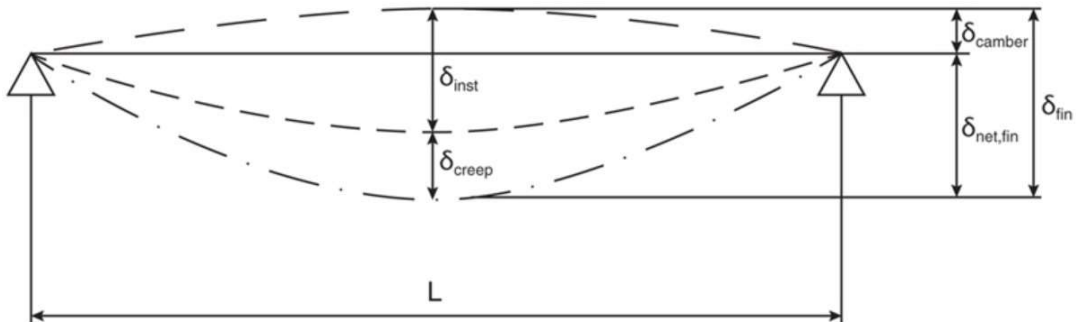
Tipo	$\delta_{inst}$	$\delta_{fin}$	$\delta_{net,fin}$
Vigas biapoiadas ou contínuas	L/300 a L/500	L/150 a L/300	L/250 a L/350
Vigas em balanço	L/150 a L/250	L/75 a L/150	L/125 a L/175

Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

As flechas devidas às ações permanentes podem ser parcialmente

compensadas por contraflechas ( $\delta_{\text{camber}}$ ), aplicadas na fase de construção quando possível e não tomando-se valores superiores a 2/3 dos deslocamentos instantâneos permanentes ( $\sum_{l=1}^M \delta_{\text{inst,Gi,k}}$ ). Na figura 33 é indicada a forma de obtenção da flecha final ( $\delta_{\text{net,fin}}$ ) nos casos de aplicação de contraflecha.

Figura 33 – Verificação esquemática dos deslocamentos limites



Fonte: Calil Jr. *et al.* (2019)

Nas construções em que haja materiais frágeis ligados à estrutura, como forros, pisos e divisórias, cuja fissuração não possa ser evitada por meio de disposições construtivas adequadas, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deslocamentos procura evitar danos a esses materiais não estruturais.

Nesses casos, além dos limites de deslocamentos respectivos indicados na tabela 23, as flechas instantâneas devido somente às ações variáveis ( $\delta_{\text{inst,Q1,k}} + \sum_{j=2}^N \Psi_{1j} \delta_{\text{inst,Qj,k}}$ ) não devem superar 1/500 dos vãos ou 1/250 do comprimento dos balanços correspondentes, nem o valor absoluto de 15 mm (figura 34).

Figura 34 – Valores limites de deslocamentos para construções com materiais frágeis não estruturais

$$\text{Flecha instantânea devido as ações variáveis } \left( \delta_{\text{inst,q1,k}} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \delta_{\text{inst,qj,k}} \right) \leq \begin{cases} l/500 \text{ p/ vão} \\ l/250 \text{ p/ balanço} \\ 15 \text{ mm} \end{cases}$$

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Em construções submetidas a fontes de vibração, devem ser adotadas

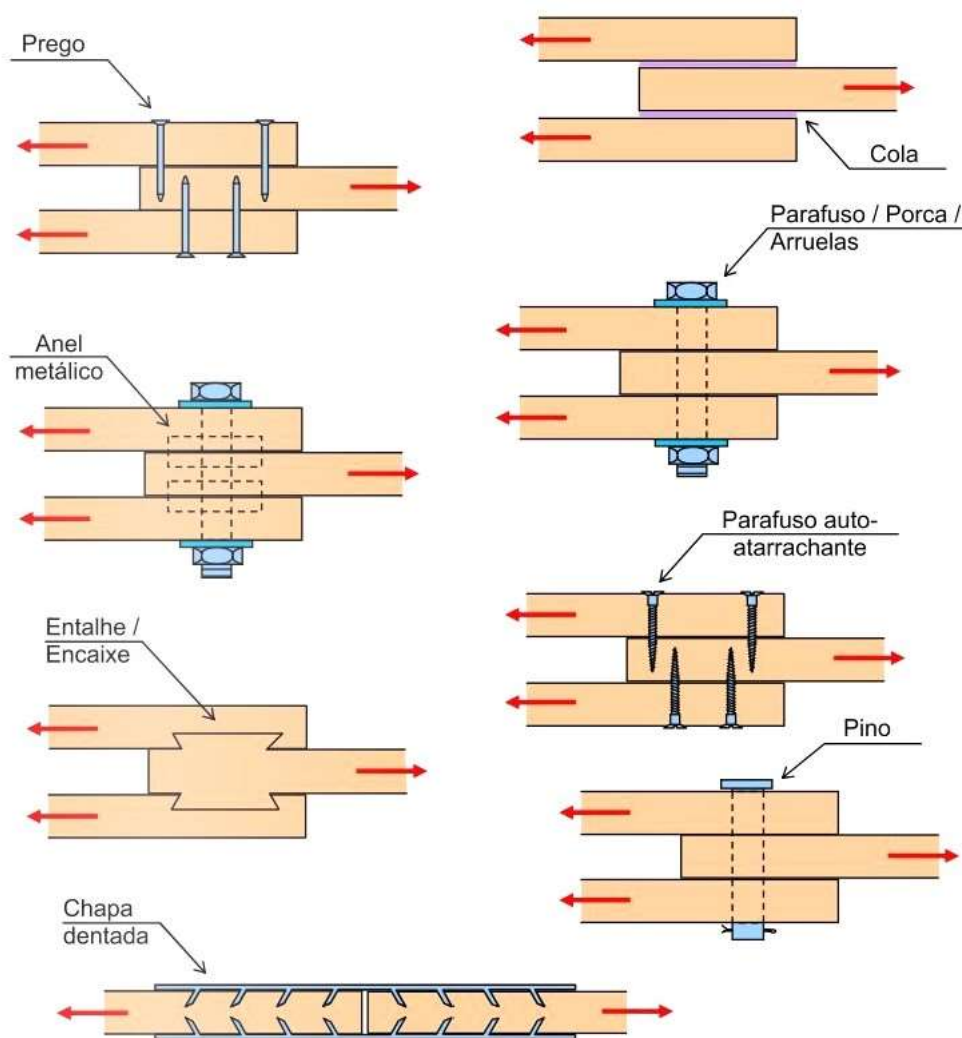
disposições construtivas que evitem a presença de vibrações excessivas da estrutura. Nas estruturas sobre as quais o público em geral pode caminhar, devem ser evitadas vibrações que tragam desconforto aos usuários.

No caso particular de pisos sobre os quais as pessoas andem regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural de vibração dos elementos da estrutura do piso não deve ser inferior a 8 Hz.

## 7 LIGAÇÕES EM PEÇAS DE MADEIRA SERRADA

Peças de madeira bruta possuem comprimento limitado por volta de 5 metros, em virtude do tamanho das árvores, meios de transportes, etc. Para a construção de elementos estruturais, as peças são ligadas entre si através de dispositivos (figura 35) tais como pinos metálicos (mais conhecido, abrange uso de pregos, parafusos e pinos), cavilhas (pinos de madeira torneados), conectores metálicos (chapas com dentes estampados e anéis metálicos), entalhes (possível apenas em peças comprimidas), colagem (previsto apenas para madeira industrializada), grampos e braçadeiras (apenas para uso secundário, não estrutural).

Figura 35 – Tipos de dispositivos para ligações estruturais de peças de madeira



Fonte: Pfeil e Pfeil (2003)

As ligações são pontos fundamentais na segurança de estruturas de madeira, visto que são pontos com maiores concentrações de tensões. No cálculo das ligações não é permitido levar em conta os esforços transmitidos por elementos secundários como estribos, braçadeiras ou grampos.

O escopo deste trabalho aborda as ligações por entalhes, pinos metálicos e anéis metálicos, conforme segue.

### 7.1 Ligações por entalhes

As ligações por entalhes, também conhecidas como sambladuras ou encaixes, ocorre com a transmissão dos esforços por contato direto entre as peças de madeira (figura 36). Devem ser empregadas apenas para a transmissão de esforços de compressão entre as peças. Em casos sujeitos à inversão de esforços, como o caso de cobertura de edificações devido à ação do vento, deve ser prevista outra forma de ligação combinada capaz de transmitir a tração.

Figura 36 - Ligação por entalhe



Fonte: <http://estruturasdemadeira.blogspot.com/2013/02/ligacoes-em-estruturas-de-madeira.html>,  
acesso em 05/11/2020.

Para seu dimensionamento são necessárias verificações de efeitos localizados, como a compressão no local de transmissão do esforço e, em alguns casos, a tendência a promover cisalhamento paralelo às fibras da madeira (CALIL *et al.*, 2019, p. 48).

É um tipo ligação consolidada nas práticas construtivas e que exige mão de obra especializada para a correta execução. Recomenda-se que a altura do entalhe

não deve ser maior que  $\frac{1}{4}$  da altura da seção da peça entalhada (ver seção 5.6.2 *Vigas entalhadas de seção retangular*). Caso seja necessário altura de entalhe maior, pode ser utilizado dentes duplos, que produzem maiores áreas resistentes, porém são de execução mais difícil que os apoios de dentes simples.

## 7.2 Ligações por pinos metálicos

As ligações por pinos metálicos são as mais conhecidas e utilizadas. Se enquadram as ligações com parafusos passantes com porcas e arruelas (sextavado e francês), parafusos de rosca soberba, pregos e pinos metálicos ajustados. As ligações por pinos possuem comportamento regido por um misto de flexão do pino e/ou embutimento do pino na madeira.

A ABNT NBR 7190 não permite ligações com apenas um pino (visto que em caso de falha, a estrutura entra em colapso imediato). Os dimensionamentos e verificações apresentados são oriundos do Eurocode nº5 e estão previstos no projeto de revisão da norma NBR 7190. Para evitar o fendilhamento precoce da madeira em virtude da introdução dos elementos de união, devem ser executada pré-furação, conforme as especificações da tabela 24.

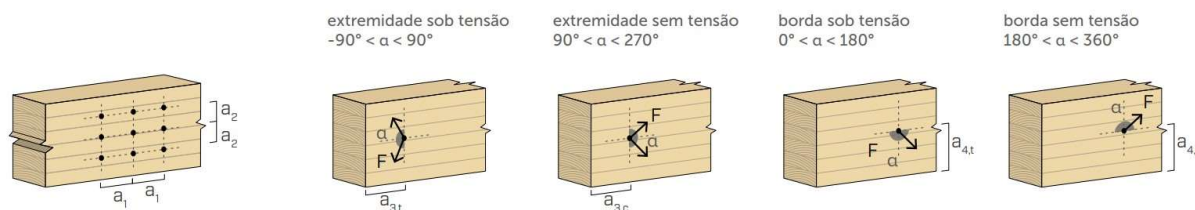
Tabela 24 – Diâmetro de pré-furação para ligação em madeira

Pino metálico	Pré-furação
Pregos	Coníferas $d_0 = 0,85 d$ Folhosas: $d_0 = 0,98 d$
Parafusos passantes	$d \leq d_0 \leq d + 1\text{mm}$
Parafusos com rosca soberba	$d_0 = 0,70 d$

Fonte: Traduzido de EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures (2004)

Também deve ser observado os espaçamentos mínimos entre pinos, conforme indicados na figura 37 e tabela 25.

Figura 37 – Espaços em ligações com pinos



Fonte: Traduzido de EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures (2004)

Tabela 25 – Especificações de espaçamento para ligações com pinos

Espaçamento ou distância	Ângulo $\alpha$	Pregos com pré-furação	Parafusos passantes, parafusos de rosca soberba e parafusos ajustados	Pinos lisos
Espaçamento $a_1$ (paralelo às fibras)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 +  \cos \alpha ) \cdot d$	$(4 +  \cos \alpha ) \cdot d$	$(3 + 2 \cos \alpha ) \cdot d$
Espaçamento $a_2$ (perpendicular às fibras)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 +  \sin \alpha ) \cdot d$	$4 \cdot d$	$3 \cdot d$
Distância $a_{3,t}$ (extremidade carregada)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(7 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	Maior entre $7 \cdot d$ e $80 \text{ mm}$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
Distância $a_{3,c}$ (extremidade não carregada)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$7 \cdot d$	$(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$\max(a_{3,t}  \sin \alpha  d; 3d)$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$7 \cdot d$	$4 \cdot d$	$3d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$7 \cdot d$	$(1 + 6 \cdot  \sin \alpha ) \cdot d$	$\max(a_{3,t}  \sin \alpha  d; 3d)$
Distância $a_{4,t}$ (borda lateral carregada)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	Para $d < 5 \text{ mm}$ : $(3 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ Para $d \geq 5 \text{ mm}$ : $(3 + 4 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	Maior entre $(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ e $3 \cdot d$	$\max(2 + 2 \sin \alpha d; 3d)$
Distância $a_{4,c}$ (borda lateral não carregada)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$

Fonte: Traduzido de EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures (2004)

Onde:

$a_1$  = espaçamento entre o centro de dois pinos situados em uma mesma linha paralela à direção das fibras;

$a_2$  = espaçamento entre os centros de dois pinos situados em duas linhas perpendiculares à direção das fibras;

$a_{3,c}$  = distância do centro do pino à extremidade não carregada da peça;

$a_{3,t}$  = distância do centro do pino à extremidade carregada da peça;

$a_{4,c}$  = distância do centro do pino à borda lateral não carregada da peça;

$a_{4,t}$  = distância do centro do pino à borda lateral carregada da peça;

$\alpha$  = ângulo entre a força e a direção das fibras.

O efeito de grupo deve ser ponderado no dimensionamento de ligações. Nas



ligações com até oito pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, a resistência total é dada pela soma das resistências de cada um dos pinos. Nas ligações com mais de oito pinos em linha, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual. Neste caso, sendo  $n_c$  o número de pinos, a ligação deve ser calculada com o número efetivo de pinos resistentes  $n_{ef}$ , conforme equação 80.

$$n_{ef} = 8 + \frac{2}{3} \cdot (n_c - 8) \quad (80)$$

O valor de cálculo da resistência da ligação é definido a partir do valor característico da resistência da ligação, dado pela equação 18 (ver seção 4.3.4 Valor de cálculo), bem como os coeficiente de minoração e coeficiente de modificação conforme já explanados (ver seção 4.3.4 Coeficiente de ponderação e 4.3.5 Coeficiente de modificação), não admitindo valor de  $K_{mod1}$  superiores a 1. O valor característico da resistência da ligação  $R_k$  deve ser determinado conforme ensaio previsto no projeto de norma ABNT PN 002:126.010-001-004 *Madeiras - Método de ensaio para determinação da resistência e da rigidez de ligações com conectores mecânicos em estruturas de madeira*.

No caso de impossibilidade de realização do ensaio padronizado pode-se estimar a resistência característica da ligação por (equação 81):

$$R_k = F_{v,Rk} \cdot n_{sp} \cdot n_{ef} \quad (81)$$

Onde:

- $n_{sp}$  = quantidade de seções de corte por pino metálico;
- $n_{ef}$  = número efetivo de pinos por ligação;
- $F_{v,Rk}$  = resistência característica de um pino, correspondente a uma dada seção de corte.

O Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190 amplia as verificações de segurança de ligações em relação a versão anterior. A força característica por plano de corte e por pino metálico deve ser considerado o menor valor entre os resultados das equações a seguir (tabela 26 para corte simples ou tabela 27 para corte duplo), que são regidas pelos diferentes modos de falha, em função da resistência de

embutimento e da espessura dos elementos de madeira interligadas, do momento resistente do pino metálico e do diâmetro efetivo do pino.

O momento resistente de escoamento do pino é dado pela equação 82:

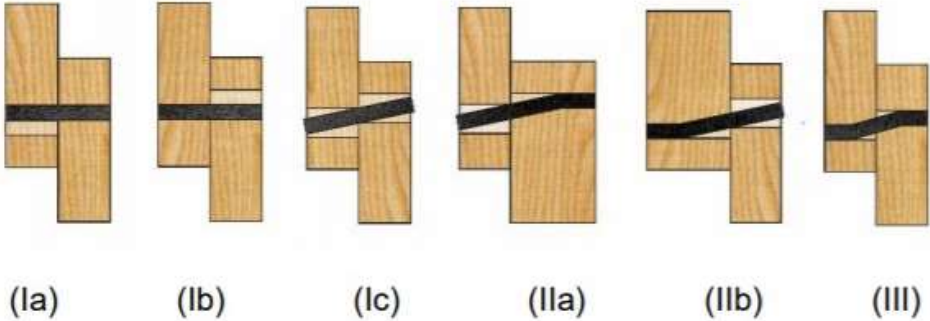
$$M_{yR,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad (82)$$

Onde:

$f_{u,k}$  = resistência última característica a tração do aço do pino metálico dada pelas normas ABNT NBR ISO 898-1, ASTM A-307, ASTM A-325, ASTM A-490 e ABNT NBR 5589, (em MPa);

$d$  = diâmetro efetivo do pino metálico (em mm) dado pela norma ABNT NBR 8800.

Tabela 26 - Modos de falha e equações para ligações de elementos de madeira com pinos metálicos (uma seção de corte)



Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado
(la)	$F_{v,Rk1} = f_{e1,k} t_1 d$
(lb)	$F_{v,Rk2} = f_{e1,k} t_2 d \beta$
(lc)	$F_{v,Rk3} = \frac{f_{e1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
(IIa)	$F_{v,Rk4} = 1,05 \frac{f_{e1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{e1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
(IIb)	$F_{v,Rk5} = 1,05 \frac{f_{e1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,k}}{f_{e1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
(III)	$F_{v,Rk6} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{e1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
<b><math>F_{v,Rk}</math> é o menor valor dentre os resultados dos seis modos de falha.</b>	

Fonte: Adaptado de Calil Jr. *et al.* (2019)

Tabela 27 - Modos de falha e equações para ligações de elementos de madeira com pinos metálicos (duas seções de corte)

<p>(la)                      (lb)                      (II)                      (III)</p>	
<b>Modo de falha</b>	<b>Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado</b>
(la)	$F_{v,Rk1} = f_{e1,k} t_1 d$
(lb)	$F_{v,Rk2} = 0,5 f_{e1,k} t_2 d \beta$
(II)	$F_{v,Rk3} = 1,05 \frac{f_{e1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{e1,k} d t_1^2} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
(III)	$F_{v,Rk4} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{e1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
<b><math>F_{v,Rk}</math> é o menor valor dentre os resultados dos quatro modos de falha.</b>	

Fonte: Adaptado de Calil Jr. *et al.* (2019)

Onde  $\beta$  é a razão entre as resistências de embutimento das peças de madeira interligadas (equação 83).

$$\beta = \frac{f_{e2,k}}{f_{e1,k}} \quad (83)$$

O ensaio para determinação da resistência de embutimento da madeira está previsto no projeto de norma ABNT PN 002.126.010.001-2-2020 Madeiras – Método de Ensaio de caracterização de corpos de prova isentos de defeitos para madeiras tropicais. Na falta da determinação experimental específica, admitem-se que as relações abordadas na seção 4.1.8 (ver seção 4.1.8 Embutimento).

Conforme mostrado por Calil (Calil *et. al.*, 2019, p. 55):

O valor  $F_{ax,Rk} / 4$  é a contribuição do efeito de confinamento provocado pela compressão das arruelas nas laterais externas da ligação, ou pela resistência ao arrancamento no caso de pregos e parafusos de rosca soberba, ou embutimento da cabeça do prego ou parafuso de rosca soberba na lateral externa da peça de madeira. A contribuição do efeito de confinamento deve ser limitada às seguintes porcentagens das parcelas das equações que representam os modos de falha I, II e III, desconsiderando o fator de atrito:

- pregos cilíndricos lisos (15 %);
- pregos anelados (25 %);
- parafusos passantes com porca e arruelas (25 %);
- parafusos de rosca soberba (100 %);
- pinos metálicos ajustados (0 %).

O Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190 recomenda que a contribuição do efeito de confinamento só deva ser considerada após investigação experimental que comprove o fenômeno.

As ligações podem ser calculadas como rotuladas, rígidas ou semirrígidas. Cabe ao projetista comprovar através de modelos teóricos e ou experimentais o cálculo da adoção de ligações rígidas e semirrígidas.

No caso de impossibilidade de realização do ensaio padronizado pode-se estimar a rigidez axial de ligações em elementos de madeira conforme o módulo de deslizamento apresentado na tabela 28 (valores de estados limites de serviço).

Tabela 28 - Valores de  $K_{ser}$  para conectores em [N/mm]

Pinos Parafuso de porca e arruela com ou sem folga* Parafuso Auto atarraxante Prego (com pré-furação)	$\rho_m^{1.5}d/23$
Prego (sem pré-furação)	$\rho_m^{1.5}d^{0.8}/30$
Anel Metálico	$\rho_m d_c/80$
*A folga pode ser adicionada separadamente da deformação	

Fonte: Traduzido de EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures (2004)

Onde:

$K_{ser}$  = rigidez de serviço de uma seção de corte de um pino metálico [N/mm];

$\rho_m$  = densidade específica média, dado pela multiplicação da densidade aparente característica pelo valor 1,20 [kg/m<sup>3</sup>];

$d$  = diâmetro efetivo do pino metálico [mm].

Para ligações com elementos de madeira de diferentes densidades a densidade média  $\rho_m$  deve ser obtida por (equação 84):

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{1,m} \cdot \rho_{2,m}} \quad (84)$$

Onde:

$\rho_{1,m}$  = densidade do elemento 1 de madeira;

$\rho_{2,m}$  = densidade do elemento 2 de madeira.

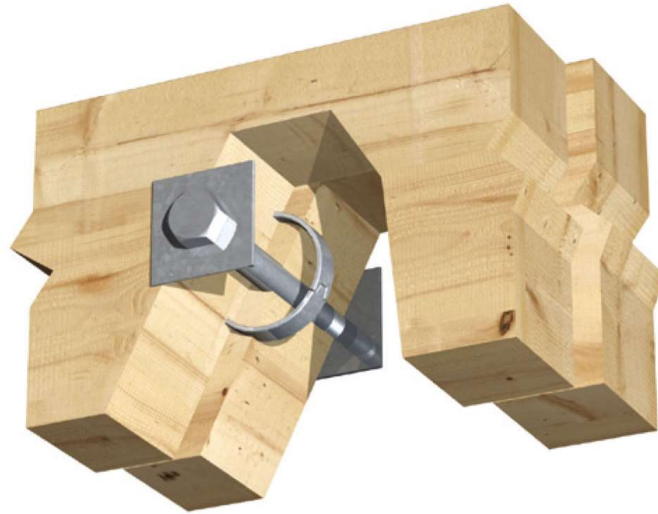
A rigidez de serviço  $K_{ser}$  deve ser utilizada para a verificação dos estados limites de serviço e, para os estados limites últimos deve-se utilizar a rigidez última  $K_u$  dada por (equação 85):

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (85)$$

### 7.3 Ligações com anéis metálicos

Os anéis metálicos são conectores colocados em entalhe nas interfaces das madeiras e mantidas na posição por meio de parafuso (o parafuso deve transpassar todas as peças), apresentando grande eficiência na transmissão de esforços (figura 38). A transmissão dos esforços entre as peças tende a provocar o cisalhamento do disco de madeira interno ao anel e a compressão entre a madeira e o anel.

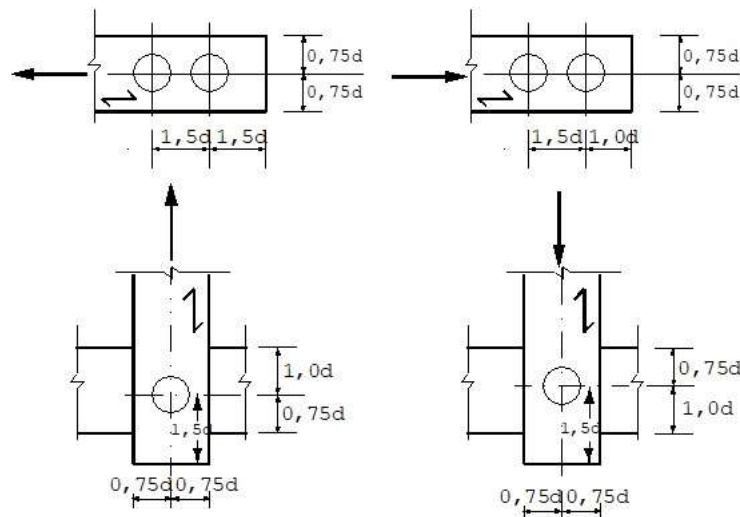
Figura 38 – Ligação com anel metálico



Fonte: <<https://www.expamet.co.uk/product/srtc64/>>, acesso em 05/11/2020.

Devem seguir as recomendações de pré-furação, conforme tabela 24 (ver seção 7.2 *Ligações com pinos metálicos*). As especificações de espaçamentos mínimos estão representadas na figura 39.

Figura 39 – Espaçamentos em ligações com anéis metálicos



Fonte: ABNT NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira (1997)

A resistência característica de ligações com anéis metálicos deve ser obtida através de ensaio padronizado conforme o projeto de norma 002:126.010-001-4. Na impossibilidade de realização do ensaio padronizado pode-se estimar a resistência característica da ligação por (equação 86):

$$R_k = F_{v,Rk} \cdot n_a \quad (86)$$

Onde:

$n_a$  = quantidade de anéis empregados na ligação;

$F_{v,Rk}$  = resistência característica de um anel metálico, correspondente a uma dada seção de corte.

A resistência de um anel metálico correspondente a uma dada seção de corte da ligação entre duas peças de madeira e é determinada em função das resistências ao cisalhamento longitudinal  $f_{v0,d}$  das duas madeiras interligadas.

O valor de cálculo da resistência ao cisalhamento da madeira correspondente a um anel metálico é dado pelo menor dos valores (equações 87 e 88)

$$F_{v,Rk} = \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} \cdot f_{v0,k} \quad (87)$$

ou

$$F_{v,Rk} = t_a \cdot d_a \cdot f_{c\alpha,k} \quad (88)$$

Onde:

$t_a$  = profundidade de penetração do anel em cada peça de madeira;

$d_a$  = diâmetro interno do anel;

$f_{c\alpha,k}$  = valor característico da resistência à compressão inclinada de  $\alpha$ .

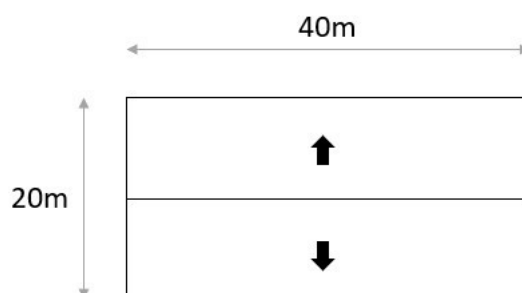


## 8 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

### 8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Projeto de estrutura em madeira para telhado de duas águas simples em edificação de um pavimento, conforme figura 40.

Figura 40 – Telhado esquemático – vista superior



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Considerando as dimensões dispostas na tabela 29.

Tabela 29 – Dimensões da edificação

<b>DIMENSÕES</b>	
Vão livre	20,00 m
Comprimento	40,00 m
Altura (pé direito)	5,00 m
Telhado altura	2,70 m
Telhado inclinação	27% (15°)

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

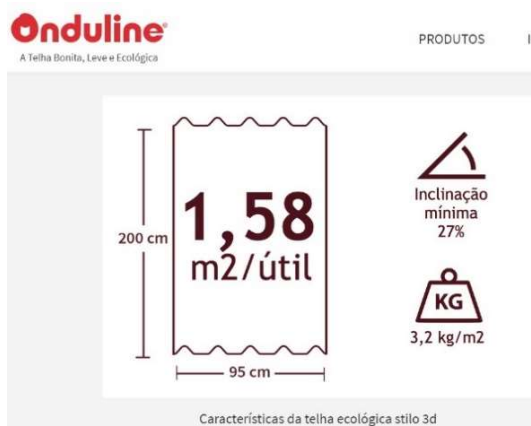
E as informações complementares:

Local: Porto Alegre-RS;

Uso: Comercial, com alto fator de ocupação;

Cobertura: Telha ecológica; marca Onduline; modelo Stilo 3D.  
Especificações técnicas conforme figura 41.

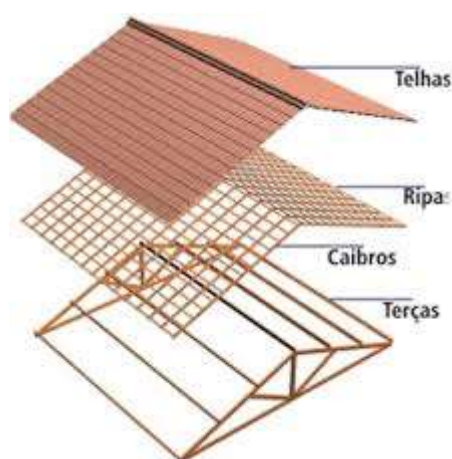
Figura 41 – Especificações técnicas da telha marca Onduline modelo Stilo 3D



Fonte: <<https://br.onduline.com/pt-br/consumidor/produtos/telhas/telha-ecologica-onduline-stilo-3d>>, acesso em 05/11/2020

A estrutura de madeira dimensionada no presente projeto é composta por trama e treliças, onde a trama é composta por terças, caibros e ripas, conforme indicado na figura 42.

Figura 42 – Estrutura de telhado esquemático



Fonte: <<https://www.fazfacil.com.br/reforma-construcao/madeiramento-do-telhado/>>, acesso em 05/11/2020.

Para as **ripas e caibros**, foi considerado seção transversal mínima conforme especificação do fabricante de telhas (figura 43) e uso de madeira de **eucalipto classe 2**, através do método de classificação visual e mecânica, com informações dispostas

na tabela 30.

Figura 43 – Especificações da marca Onduline para estrutura da trama da cobertura



Fonte: <<https://br.onduline.com/pt-br/consumidor/produtos/telhas/telha-ecologica-onduline-stilo-3d>>, acesso em 05/11/2020

Tabela 30 – Propriedades de eucalipto classe 2

<b>EUCALIPTO - CLASSE 2</b>	
$F_{c0,k}$	35 MPa
$F_{M,k}$	40 MPa
$F_{v0,k}$	5,5 MPa
$MOE_m$	15000 MPa
$\rho_{12}$	600 kg/m <sup>3</sup>

Fonte: Adaptado de projeto de norma – Critérios de Classificação Visual e Mecânica para Peças Estruturais (2020)

Para as **treliças e terças**, foi considerado uso de madeira de **classe estrutural D50** ou superior, através do método de ensaio de corpos de provas isentos de defeitos, conforme dados da tabela 31.

Tabela 31 – Propriedades de madeira classe D50

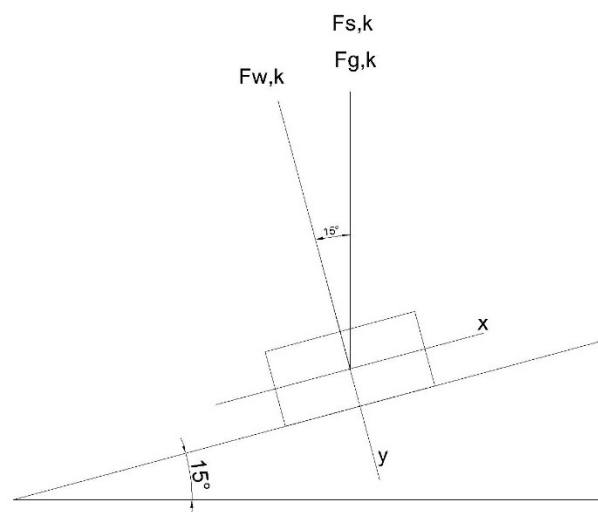
CLASSE D50	
$F_{c0,k}$	50 MPa
$F_{v0,k}$	7 MPa
$E_{c0,m}$	22000 MPa
$\rho_{aparente}$	970 kg/m <sup>3</sup>

Fonte: Adaptado de Calil *et. al.* (2019)

## 8.2 ANÁLISE DE AÇÕES ATUANTES

Considerou-se os seguintes carregamentos atuantes na estrutura: peso próprio da telha e da estrutura de madeira, ventos e sobrecarga da cobertura, conforme indicado na figura 44.

Figura 44 – Esquemático sobre carregamentos atuantes na estrutura



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

- PP TELHA ( $F_{g,k}$ ):

Telha ecológica Onduline Stilo 3D;

Peso unitário de 3,2 Kg/m<sup>2</sup> (0,032 kN/m<sup>2</sup>);

Faixa de atuação de 46 cm;

Acréscimo de 10% do peso devido a retenção de umidade.

$$\begin{aligned} \text{PP telha:} &= 0,032 \cdot 0,46 + 0,1 \cdot 0,032 \cdot 0,46 \\ &= 0,016 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

○ VENTO ( $F_{w,k}$ ):

Dimensionamento de carga de vento conforme ABNT NBR 6123:1988, considerando os parâmetros de vento adotados no presente projeto apresentados na tabela 32.

Tabela 32 – Parâmetros de vento adotados

Parâmetros	
V0 - velocidade básica (m/s)	45,00
S1 - fator do terreno	1,00
S2 - classe de rugosidade	0,81
S3 - fator estatístico	1,00

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Assumindo que o presente trabalho abrange apenas análise da cobertura e que as demais estruturas da edificação possuem mecanismos adequados para suporte de cargas.

A análise do carregamento de vento, efetuada com o auxílio do programa computacional Visual Ventos (programa computacional para cálculo de esforço devido ao vento de edificações com planta retangular e telhado a duas águas, segundo NBR 6123/1988), considerou os seguintes coeficientes de pressão (tabela 33).

Tabela 33 – Coeficientes de pressão

Coeficiente de pressão			
Vento	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>p</sub>
Vento 0° - sucção	-0,80	-0,20	-1,00
Vento 0° - sobrepressão	-0,20	+0,30	+0,10
Vento 90° - sucção frente	-1,00	-0,20	-1,20
Vento 90° - sucção fundos	-0,40	-0,20	-0,60
<b>q - pressão dinâmica</b>	<b>0,805</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>	

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Obtendo-se os resultados apresentados na tabela 34.

Tabela 34 – Carga de vento crítica

Carga de vento crítica [ kN/m ]	
Vento 0° - sucção	0,37
Vento 0° - sobrepressão	0,04
Vento 90° - sucção frente	0,44
Vento 90° - sucção fundos	0,22

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

o SOBRECARGA (Fs,k):

Dimensionamento de sobrecarga conforme ABNT NBR 6120:2019, considerando  $q = 0,25 \text{ kN/m}^2$  e faixa de atuação de 46 cm.

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= 0,25 \times 0,46 \\ &= 0,115 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Para verificação de ELU dos elementos da trama, considerou-se a análise das seguintes combinações últimas normais das ações (tabelas 35, 36 e 37).

Tabela 35 - Comb. de ações 1 e 2 (vento 0° sobrepressão)

COMBINAÇÃO DE AÇÕES 1- vento 0° (sobrepressão)						COMBINAÇÃO DE AÇÕES 2 - sobrecarga c/ vento sobrepressão					
Ações	$\gamma$	$\psi_0$	$F_k$ [kN/m]	$F_{dx,1}$ [kN/m]	$F_{dy,1}$ [kN/m]	Ações	$\gamma$	$\psi_0$	$F_k$ [kN/m]	$F_{dx,2}$ [kN/m]	$F_{dy,2}$ [kN/m]
G - PERMANENTE: PP telha	1,4	-	0,016 0,016	0,006	0,022	G - PERMANENTE: PP telha	1,4	-	0,016 0,016	0,006	0,022
Q1 - VAR. PRINCIPAL * vento 0° (sobrepressão)	1,4	-	0,040 0,040	-	0,042	Q1 - VAR. PRINCIPAL sobrecarga	1,5	-	0,115 0,115	0,045	0,167
Qj - DEMAIS VAR. sobrecarga	1,5	0,7	0,115 0,115	0,031	0,117	Qj - DEMAIS VAR. vento (sobrepressão)	1,4	0,6	0,040 0,040	-	0,034
<b>COMB. 1</b>				<b>0,037</b>	<b>0,180</b>	<b>COMB. 2</b>				<b>0,051</b>	<b>0,222</b>

\* Multiplicado por 0,75 para considerar carga de longa duração

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Tabela 36 - Comb. de ações 3 e 4 (vento 0° sucção simétrica)

COMBINAÇÃO DE AÇÕES 3 - vento 0° (sucção)						COMBINAÇÃO DE AÇÕES 4 - sobrecarga c/ vento sucção					
Ações	$\gamma$	$\psi_0$	$F_k$ [kN/m]	$F_{dx,3}$ [kN/m]	$F_{dy,3}$ [kN/m]	Ações	$\gamma$	$\psi_0$	$F_k$ [kN/m]	$F_{dx,4}$ [kN/m]	$F_{dy,4}$ [kN/m]
G - PERMANENTE: PP telha	1,0	-	0,016 0,016	0,004	0,015	G - PERMANENTE: PP telha	1,4	-	0,016 0,016	0,006	0,022
Q1 - VAR. PRINCIPAL * vento 0° (sucção)	1,4	-	-0,370 -0,370	-	-0,389	Q1 - VAR. PRINCIPAL sobrecarga horiz	1,5	-	0,115 0,115	0,045	0,167
Qj - DEMAIS VAR. sobrecarga	-	-	-	-	-	Qj - DEMAIS VAR. vento (sucção)	-	-	-	-	-
<b>COMB. 3</b>				<b>0,004</b>	<b>-0,373</b>	<b>COMB. 4</b>				<b>0,051</b>	<b>0,188</b>

\* Multiplicado por 0,75 para considerar carga de longa duração

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Tabela 37 - Comb. de ações 5 e 6 (vento 90° sucção assimétrica)

COMBINAÇÃO DE AÇÕES 5 - vento 90° (sucção) frente						COMBINAÇÃO DE AÇÕES 6 - vento 90° (sucção) fundos					
Ações	$\gamma$	$\psi_0$	$F_k$ [kN/m]	$F_{dx,5}$ [kN/m]	$F_{dy,5}$ [kN/m]	Ações	$\gamma$	$\psi_0$	$F_k$ [kN/m]	$F_{dx,4}$ [kN/m]	$F_{dy,4}$ [kN/m]
G - PERMANENTE: PP telha	1,0	-	0,016 0,016	0,004	0,015	G - PERMANENTE: PP telha	1,0	-	0,016 0,016	0,004	0,015
Q1 - VAR. PRINCIPAL * vento 90° (sucção)	1,4	-	-0,440 -0,440	-	-0,462	Q1 - VAR. PRINCIPAL * vento 90° (sucção)	1,4	-	-0,220 -0,220	-	-0,231
Qj - DEMAIS VAR. sobrecarga	-	-	-	-	-	Qj - DEMAIS VAR. sobrecarga	-	-	-	-	-
<b>COMB. 5</b>				<b>0,004</b>	<b>-0,447</b>	<b>COMB. 6</b>				<b>0,004</b>	<b>-0,216</b>

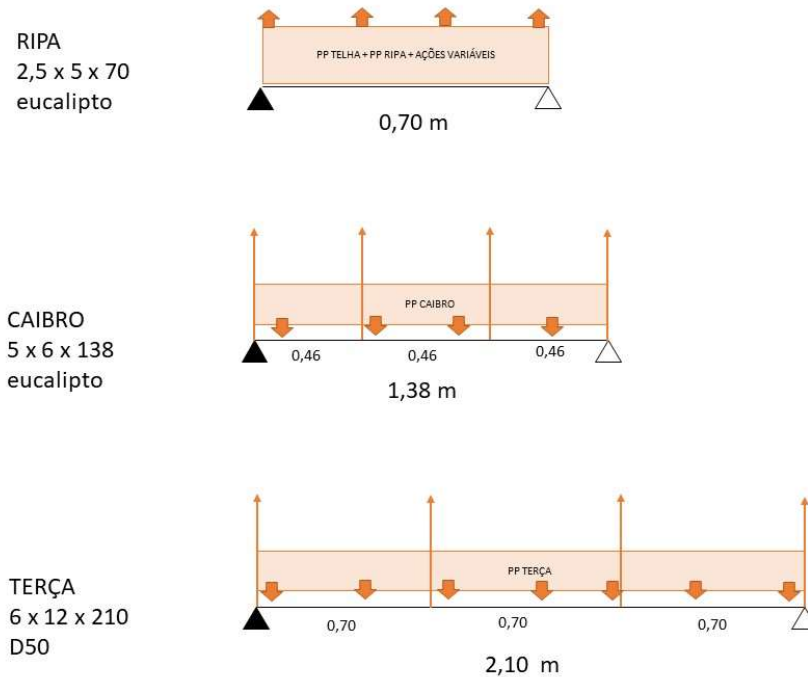
Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Visto que a componente y é predominante em relação a componente x, a combinação de ações mais crítica é a combinação de ações nº 5, onde o vento 90° - sucção é a ação variável principal. Utilizou-se a alternativa prevista pela ABNT NBR 7190 para considerar o carregamento de vento como de longa duração, multiplicando a solicitação por 0,75.

### 8.3 DIMENSIONAMENTO DA TRAMA

Para o dimensionamento dos elementos da trama (ripas, caibros e terças), atendendo as condições de segurança quanto aos estados limites últimos e de serviço procedeu-se a análise local dos elementos mediante a combinação de ações crítica (comb. nº5) e com o auxílio do programa computacional Ftool (programa de cálculo estrutural bidimensional), conforme segue (figura 45).

Figura 45 – Trama esquemático



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

### 8.3.1 Determinação das resistências de cálculo para eucalipto classe 2

Conforme especificações pertinentes a madeira e eucalipto classe 2, pela classificação visual e mecânica.

- Coeficiente de modificação ( $k_{mod}$ ):

$$K_{mod,1} = 0,70 \text{ (carregamento de longa duração)}$$

$$K_{mod,2} = 0,80 \text{ (classe de umidade 3)}$$

$$k_{mod} = 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

- Valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras ( $f_{c0,d}$ ):

$$f_{c0,d} = 0,56 \cdot \frac{3,5}{1,4} = 1,4 \text{ kN/cm}^2$$

- Valor de cálculo da resistência à tração ( $f_{t,d}$ ):

$$f_{t,d} = f_{c0,d} = 1,4 \text{ kN/cm}^2$$



- Valor de cálculo da resistência à flexão ( $f_{b,d}$ ):

$$f_{b,d} = 0,56 \cdot \frac{4}{1,4} = 1,6 \text{ kN/cm}^2$$

- Valor de cálculo da resistência ao cisalhamento ( $f_{v0,d}$ ):

$$f_{v0,d} = 0,56 \cdot \frac{0,55}{1,8} = 0,17 \text{ kN/cm}^2$$

### 8.3.2 Determinação das resistências de cálculo para madeira classe D50

Conforme especificações pertinentes a madeira D50, pelo ensaio de corpos de provas isentos de defeitos.

- Coeficiente de modificação ( $k_{mod}$ ):

$$K_{mod,1} = 0,70 \text{ (carregamento de longa duração)}$$

$$K_{mod,2} = 0,80 \text{ (classe de umidade 3)}$$

$$k_{mod} = 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

- Valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras ( $f_{c0,d}$ ):

$$f_{c0,d} = 0,56 \cdot \frac{5}{1,4} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

- Valor de cálculo da resistência à tração ( $f_{t,d}$ ):

$$f_{t,d} = f_{c0,d} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

- Valor de cálculo da resistência à flexão ( $f_{b,d}$ ):

$$f_{b,d} = f_{c0,d} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

- Valor de cálculo da resistência ao cisalhamento ( $f_{v0,d}$ ):

$$f_{v0,d} = 0,56 \cdot \frac{0,7}{1,8} = 0,22 \text{ kN/cm}^2$$

Segue a análise estrutural dos elementos e dimensões adotadas para atenderem as condições de segurança quanto aos estados limites últimos e de serviço.

### 8.3.3 Dimensionamento de ripas

Para o dimensionamento das ripas, considerou-se madeira de eucalipto classe 2 e as especificações de seção mínima (ripa 2,5 x 5 cm) e afastamento de 46 cm entre ripas indicados pela empresa Onduline, fabricante das telhas.

#### A. Propriedades da seção transversal

- Dimensões:

$$b_R = 5 \text{ cm}$$

$$h_R = 2,5 \text{ cm}$$

$$l_R = 70 \text{ cm}$$

- Área:

$$A = 2,5 \times 5 = 12,5 \text{ cm}^2$$

- Momento de inércia:

$$I_x = \frac{5 \cdot 2,5^3}{12} = 6,5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{2,5 \cdot 5^3}{12} = 26 \text{ cm}^4$$

- Módulo de resistência:

$$W_x = \frac{6,5}{1,25} = 5,2 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{26}{2,5} = 10,4 \text{ cm}^3$$

#### B. Tensões solicitantes

De acordo com a combinação de ações mais crítica (comb. 5), temos:

- Carregamento (distribuído ao longo do vão:

Combinação de ações nº 5:

$$f_{dx,5} = 0,004 \cdot 0,01 = 4 \cdot 10^{-5} \text{ kN/cm}$$

$$f_{dy,5} = -0,447 \cdot 0,01 = -4,47 \cdot 10^{-3} \text{ kN/cm}$$

PP Ripa:

Ripa 2,5 x 5 cm – eucalipto classe 2.

$$\begin{aligned} \text{PP ripa:} &= (0,01 \cdot 600) \cdot 0,025 \cdot 0,05 \\ &= 0,0075 \text{ kN/m} = 7,5 \cdot 10^{-5} \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Em X} &= 4 \cdot 10^{-5} + 7,5 \cdot 10^{-5} \cdot \text{sen}15^\circ \\ &= 6 \cdot 10^{-5} \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Em Y} &= -4,47 \cdot 10^{-3} + 7,5 \cdot 10^{-5} \cdot \text{cos}15^\circ \\ &= 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

- Reação nos apoios:

$$R_1 = R_2 = 0,16 \text{ kN}$$

- Esforço cortante máximo:

$$V_{x,d} = \frac{6 \cdot 10^{-5} \cdot 70}{2} = 0,002 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = \frac{4,4 \cdot 10^{-3} \cdot 70}{2} = 0,15 \text{ kN}$$

- Momento fletor máximo:

$$M_{x,d} = \frac{6 \cdot 10^{-5} \cdot 70^2}{8} = 0,04 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,d} = \frac{4,4 \cdot 10^{-3} \cdot 70^2}{8} = 2,7 \text{ kN.cm}$$

- Valores de máximo esforço cortante, máximo momento fletor e reações de apoio obtidos através do software FTOOL (figura 46):

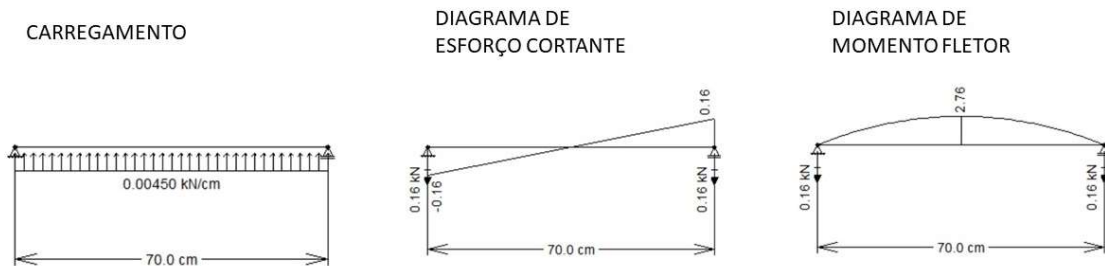
$$R_1 = R_2 = 0,16 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = 0,16 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 2,76 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Figura 46 – Análise estrutural da ripa através de software FTOOL

Ripa 2,5 x 5 x 70cm  
Análise estrutural - FTOOL



Fonte: Adaptado de software FTOOL (2020)

- Tensões normais máximas devidas ao momento fletor:

$$\sigma_{x,d} = \frac{0,04}{5,2} = 8,25 \cdot 10^{-3} \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{y,d} = \frac{2,76}{10,4} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$$

### C. Verificações de ELU

- Flexão simples oblíqua:

$$0,7 \cdot \frac{8,25 \cdot 10^{-3}}{1,6} + \frac{0,27}{1,6} = 0,18 \leq 1 \quad \text{Ok!}$$

- Cisalhamento:

$$1,5 \times \frac{0,16}{12,5} = 0,02 \leq 0,17 \quad \text{Ok!}$$

Dada a disposição da peça, fica dispensada a verificação de estabilidade lateral.

### D. Verificações de ELS-DEF

Será analisada o ELS-DEF para deformações instantâneas e finais, conforme

segue.

- Carregamento da ripa decorrentes das ações, em seus valores característicos:

$$FG, k = (0,00016 + 0,000075) = 0,000235 \text{ kN}$$

$$FQ1, k = -0,0044 \text{ kN.cm}$$

- Flechas instantâneas em cada plano de flexão, decorrentes das ações com seus valores característicos:

$$\delta_{inst, x} = \delta_{inst, G, k, x} = \frac{5 \cdot 0,000235 \cdot \text{sen}(15^\circ) \cdot 70^4}{384 \cdot 1500 \cdot 6,5} = 0,00195 \text{ cm}$$

$$\delta_{inst, x} = \delta_{inst, Q1, k, x} = 0$$

$$\delta_{inst, x} = 0,00195 \text{ cm} \leq 0,23 \text{ cm} = 70/300 \quad \text{Ok!}$$

$$\delta_{inst, y} = \delta_{inst, G, y, x} = \frac{5 \cdot 0,000235 \cdot \text{cos}(15^\circ) \cdot 70^4}{384 \cdot 1500 \cdot 26} = 0,00182 \text{ cm}$$

$$\delta_{inst, x} = \delta_{inst, Q1, y, x} = \frac{5 \cdot 0,0044 \cdot 70^4}{384 \cdot 1500 \cdot 26} = -0,035 \text{ cm}$$

$$\delta_{inst, y} = 0,00182 + (-0,035) = -0,033 \text{ cm} \leq 0,23 \text{ cm} = 70/300 \quad \text{Ok!}$$

- Flecha final, considerando o efeito da fluência:

$$\delta_{fin, x} = 0,00195 \times (1 + 0,8) = 0,004 \text{ cm} \leq 0,23 \text{ cm} = 70/300 \quad \text{Ok!}$$

$$\begin{aligned} \delta_{fin, y} &= 0,00182 \times (1 + 0,8) - 0,035 \times (1 + 0 \cdot 0,8) \\ &= -0,032 \text{ cm} \leq 0,23 \text{ cm} = 70/300 \quad \text{Ok!} \end{aligned}$$

Conclui-se que as dimensões adotadas para as ripas (seção 2,5 x 5 cm e comprimento  $l_R = 70$  cm) atendem as condições de segurança quanto aos estados limites últimos e de serviço.

#### 8.3.4 Dimensionamento de caibros

Para o dimensionamento dos caibros, considerou-se a seção transversal 5 x 6

cm, com comprimento  $l_c = 1,38$  m e uso de madeira de eucalipto classe 2.

#### A. Propriedades da seção transversal

- Dimensões:

$$b_R = 6 \text{ cm}$$

$$h_R = 5 \text{ cm}$$

$$l_R = 138 \text{ cm}$$

- Área:

$$A = 5 \times 6 = 30 \text{ cm}^2$$

- Momento de inércia:

$$I_x = \frac{6 \cdot 5^3}{12} = 62,5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{5 \cdot 6^3}{12} = 90 \text{ cm}^4$$

- Módulo de resistência:

$$W_x = \frac{62,5}{2,5} = 25 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm}^3$$

#### B. Tensões solicitantes

- Carregamento:

$$\begin{aligned} \text{PP caibro:} &= (0,01 \cdot 600) \cdot 0,05 \cdot 0,06 \\ &= 0,018 \text{ kN/m} = 0,00018 \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Em X:} \quad R_x &= 0,002 \times 2 = 0,004 \text{ kN} \\ \text{PP}_{c,x} &= 0,00018 \cdot \text{sen}15^\circ = 0,00005 \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

Considerando a magnitude do carregamento em X muito menor que o carregamento em Y, e que o incremento para as próximas seções será a componente

horizontal do peso próprio ( $PP \cdot \sin 15^\circ = 0,26 \cdot PP$ ), as verificações de flexão em X (flexão oblíqua) serão desconsideradas no dimensionamento da trama.

Em Y:  $R_R = 2 \times 0,16 = 0,32 \text{ kN}$  (carga pontual no transpasse das ripas)  
 $PP_{c,y} = 0,00018 \cdot \cos 15^\circ = 0,00017 \text{ kN/cm}$

- Valores de máximo esforço cortante, máximo momento fletor e reações de apoio obtidos através do software FTOOL (figura 47):

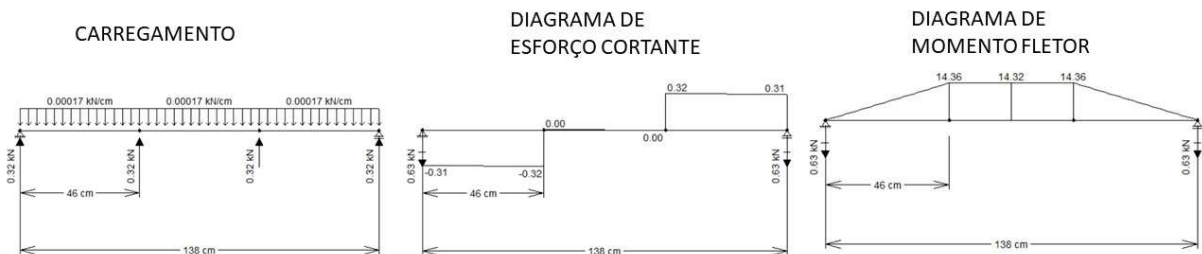
$$R_1 = R_2 = 0,63 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = 0,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 14,4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Figura 47 - Análise estrutural do caibro através de software FTOOL

Caibro 5 x 6 x 138 cm  
 Análise estrutural - FTOOL



Fonte: Adaptado de software FTOOL (2020)

- Tensões normais máximas devidas ao momento fletor:

$$\sigma_{y,d} = \frac{14,4}{30} = 0,48 \text{ kN/cm}^2$$

### C. Verificações de ELU

- Flexão simples reta:

$$\frac{0,48}{1,6} = 0,3 \leq 1$$

Ok!

- Cisalhamento:

$$1,5 \times \frac{0,3}{30} = 0,02 \leq 0,17$$

Ok!

Dada a disposição da peça, fica dispensada a verificação de estabilidade lateral.

#### D. Verificações de ELS-DEF

Será analisada o ELS-DEF para deformações instantâneas e finais, conforme segue.

- Flechas instantâneas em cada plano de flexão, decorrentes das ações com seus valores característicos (valores obtidos através do software Ftool):

$$\delta_{inst, y} = \delta_{inst, G, y, x} = 0,016 \text{ cm}$$

$$\delta_{inst, x} = \delta_{inst, Q1, y, x} = -0,15 \text{ cm}$$

$$\delta_{inst, y} = 0,016 - 0,15 = -0,12 \text{ cm} \leq 0,46 \text{ cm} = 138/300 \quad \text{Ok!}$$

- Flecha final, considerando o efeito da fluência:

$$\delta_{fin, y} = 0,016 \times (1 + 0,8) - 0,15 \times (1 + 0 \cdot 0,8)$$

$$= -0,12 \text{ cm} \leq 0,46 \text{ cm} = 138/300 \quad \text{Ok!}$$

Conclui-se que as dimensões adotadas para os caibros (seção 5 x 6 cm e comprimento  $l_c = 138$  cm) atendem as condições de segurança quanto aos estados limites últimos e de serviço.

### 8.3.5 Dimensionamento de terças

Para o dimensionamento das terças, considerou-se a seção transversal de 6 x 12 cm. Também comprimento  $l_T = 2,10$  m, com uso de madeira classe D50.

#### A. Propriedades da seção transversal

- Dimensões:

$$b_T = 6 \text{ cm}$$



$$h_T = 12 \text{ cm}$$

$$l_R = 210 \text{ cm}$$

- Área:

$$A = 6 \times 12 = 72 \text{ cm}^2$$

- Momento de inércia:

$$I_x = \frac{6 \cdot 12^3}{12} = 864 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{12 \cdot 6^3}{12} = 216 \text{ cm}^4$$

- Módulo de resistência:

$$W_x = \frac{864}{6} = 144 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{216}{3} = 72 \text{ cm}^3$$

## B. Tensões solicitantes

- Carregamento:

$$\begin{aligned} \text{PP terça:} &= (0,01 \cdot 970) \cdot 0,06 \cdot 0,12 \\ &= 0,070 \text{ kN/m} = 0,0007 \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Em Y:} \quad R_C &= 2 \times 0,63 = 1,26 \text{ kN} \quad (\text{carga pontual no transpasse dos caibros}) \\ \text{PP}_{T,y} &= 0,0007 \cdot \cos 15^\circ = 0,00068 \text{ kN/cm} \end{aligned}$$

- Valores de máximo esforço cortante, máximo momento fletor e reações de apoio obtidos através do software FTOOL (figura 48):

Figura 48 - Análise estrutural da terça através de software FTOOL

Terça 6 x 12 x 210 cm  
Análise estrutural - FTOOL

CARREGAMENTO

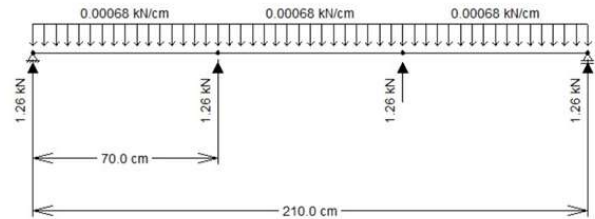


DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE

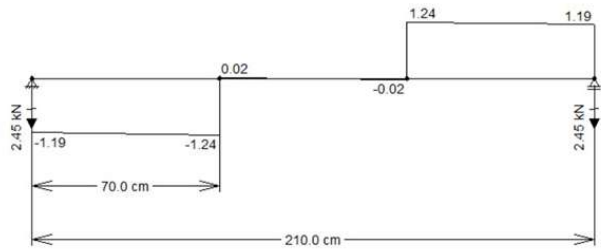
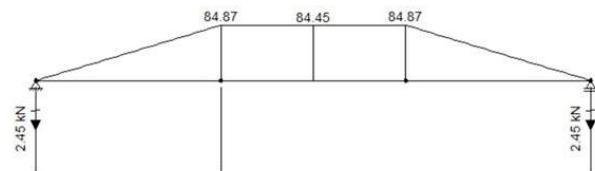


DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR



Fonte: Adaptado de software FTOOL (2020)

$$R_1 = R_2 = 2,45 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = 1,24 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 85 \text{ kN.cm}$$

- Tensões normais máximas devidas ao momento fletor:

$$\sigma_{y,d} = \frac{85}{72} = 1,18 \text{ kN/cm}^2$$

### C. Verificações de ELU

- Flexão simples reta:

$$\frac{1,18}{2} = 0,59 \leq 1$$

Ok!

- Cisalhamento:

$$1,5 \times \frac{1,24}{72} = 0,03 \leq 0,22$$

Ok!

- Estabilidade lateral:

$$\frac{210}{6} = 35 \leq \frac{0,56 \cdot 2200}{8,8 \cdot 2} = 75 \quad \text{Ok!}$$

#### D. Verificações de ELS-DEF

Será analisada o ELS-DEF para deformações instantâneas e finais, conforme segue.

- Flechas instantâneas em cada plano de flexão, decorrentes das ações com seus valores característicos (valores obtidos através do software Ftool):

$$\delta_{\text{inst}, y} = \delta_{\text{inst}, G, y, x} = 0,025 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{inst}, x} = \delta_{\text{inst}, Q1, y, x} = -0,214 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{inst}, y} = 0,025 - 0,214 = -0,19 \text{ cm} \leq 0,70 \text{ cm} = 210/300 \quad \text{Ok!}$$

- Flecha final, considerando o efeito da fluência:

$$\begin{aligned} \delta_{\text{fin}, y} &= 0,025 \times (1 + 0,8) - 0,214 \times (1 + 0 \cdot 0,8) \\ &= -0,17 \text{ cm} \leq 0,070 \text{ cm} = 210/300 \quad \text{Ok!} \end{aligned}$$

Conclui-se que as dimensões adotadas para as terças (seção 6 x 12 cm e comprimento  $l_T = 210$  cm) atendem as condições de segurança quanto aos estados limites últimos e de serviço.

As dimensões dos elementos da trama são apresentadas na tabela 35.

Tabela 35 – Dimensões dos elementos da trama

TRAMA		
Elemento	Seção	Comp.
Ripa	2,5 x 5	70
Caibro	5 x 6	138
Terça	6 x 12	210

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

O resumo do memorial de cálculo é apresentado na tabela 39.

Tabela 38 – Memorial de cálculo do dimensionamento da trama

TRAMA	Base [ cm ]	Altura [ cm ]	Compr. [ cm ]	PP [ kN/cm ]	Área [ cm <sup>2</sup> ]	Ix [ cm <sup>4</sup> ]	Iy [ cm <sup>4</sup> ]	Wx [ cm <sup>3</sup> ]	Wy [ cm <sup>3</sup> ]
Ripa	5	2,5	70	0,000075	12,5	6,5	26,0	5,2	10,4
Caibro	6	5	138	0,000180	30	62,5	90,0	25,0	30,0
Terças	6	12	210	0,000698	72	864,0	216,0	144,0	72,0

TRAMA	COMB. 5 - FTOOL			ELU - fletor		ELU - cisalhamento		ELS-DEF	
	Ry [ kN ]	Vd [ kN ]	Md [ kN.cm ]	$\sigma$ Md [ kN/cm <sup>2</sup> ]	Fb [ kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ Vd [ kN/cm <sup>2</sup> ]	Fv0d [ kN/cm <sup>2</sup> ]	$\delta$ fin,G,k [ cm ]	$\delta$ lim [ cm ]
Ripa	0,16	0,2	2,8	0,26	1,6	0,02	0,17	0,004	0,23
Caibro	0,69	0,4	15,4	0,51	1,6	0,02	0,17	0,02	0,46
Terças	2,85	1,5	99,0	1,38	2,0	0,03	0,22	0,01	0,70

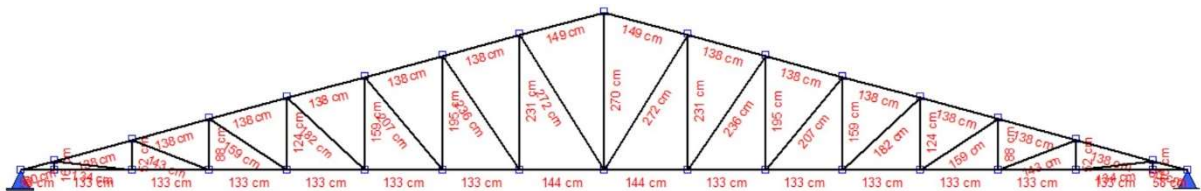
Fonte: Elaborado pela autora (2020)

## 8.4 DIMENSIONAMENTO DA TRELIÇA

### 8.4.1 Geometria da treliça

Para a geometria da treliça (tesouras), optou-se por um modelo de treliça Pratt, disposto conforme figura 49.

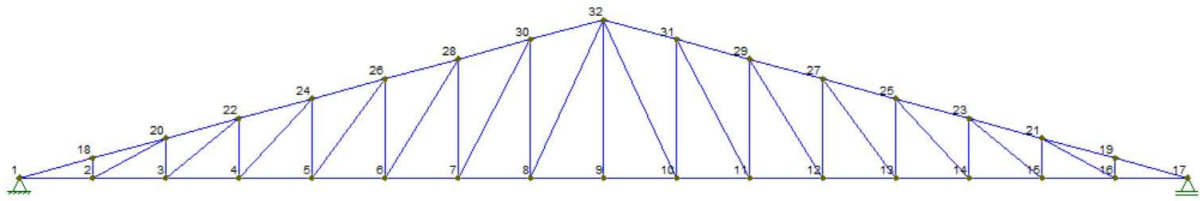
Figura 49 – Geometria da treliça de projeto



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Em que os nós da treliça foram numerados conforme a figura 50.

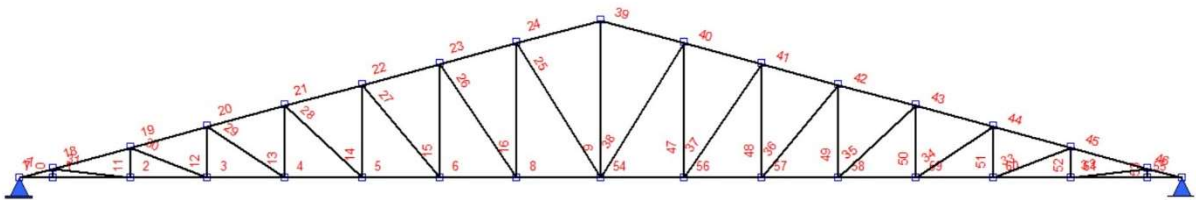
Figura 50 – Treliça de projeto, com numeração dos nós



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Na figura 51 são apresentadas as barras numeradas da treliça.

Figura 51 – Treliça de projeto, com numeração das barras



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

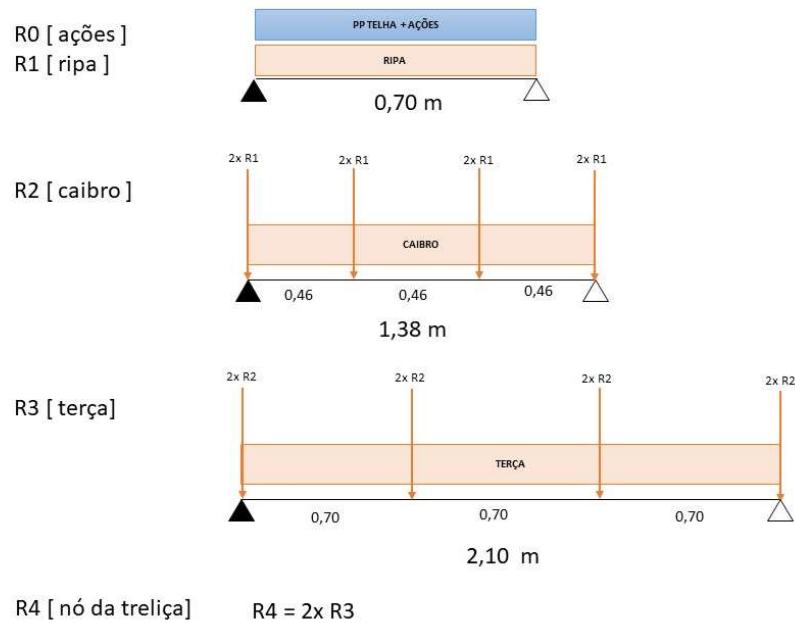
A análise estrutural da treliça é feita de forma global e deve considerar todas as combinações de ações possíveis. Como auxiliar na análise estrutural da treliça utilizou-se o programa computacional Trame (ferramenta computacional para análise linear e não linear geométrica de pórticos planos, especialmente em aço).

Para as barras da treliça, empregou-se o uso de seção transversal 8 x 16cm nos banzos superiores, banzos inferiores e diagonais. Para os montantes, empregou-se o uso de seção transversal composta, composta de duas barras solidarizadas descontinuamente com seção transversal de 4 x 16cm cada.

#### 8.4.2 Análise estrutural

As combinações de ações consideradas são apresentadas nas tabelas 35, 36 e 37 (ver seção 8.2 Análise de ações atuantes). Para chegar-se no carregamento dos nós da treliça, para cada ação é necessário considerar a disposição de seu carregamento interno, desde a sua atuação na parte externa do telhado até a transmissão da terça para o nó da treliça, conforme fluxograma apresentado na figura 52.

Figura 52 – Fluxograma para cargas dos nós da treliça



Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Como a estrutura da trama foi disposta de forma simetria, é possível chegar na carga do nó através de poucas relações. Considera-se etapa R0 a ação sob análise e em seu valor característico integral. A etapa R1 é a distribuição da ação pelo vão da ripa, resultando em duas reações de apoio, de mesmo valor. A etapa R2 é a aplicação das reações de apoio das ripas nos caibros, salientando que, para fins de análise estrutural, em cada ponto de aplicação de carga são descarregadas duas reações (termina uma ripa e começa outra). A etapa R3 é a aplicação das reações de apoios dos caibros nas terças e a etapa R4 é a transmissão das reações de apoio das terças para os nós da treliça.

Para a treliça analisada, são consideradas ação permanente de peso próprio da estrutura, ação de sobrecarga de uso e ação de vento. Para a ação do vento, são consideradas as três possibilidades críticas, com a atuação do vento 0° de sobrepressão simétrica, vento de 0° de sucção simétrica e vento 90° de sucção assimétrica. Na tabela 40 são dispostas as ações atuantes na treliça, com o seu respectivo valor de aplicação no nó da treliça.

Tabela 39 – Ações características atuantes na treliça

Etapa [elemento]	PP [ kN/cm ]	AÇÕES CARACTERÍSTICAS (Fk)					
		Permanente	Sobrecarga	Sobrepressão	Sucção simétrica	Sucção assimétrica	
						Frete	Verso
R0 [kN/cm] Telha	0,000160	0,00016	0,00115	0,0004	0,0037	0,0044	0,0022
R1 [kN] Ripa	0,000075	0,00823	0,04025	0,0140	0,1295	0,1540	0,0770
R2 [kN] Caibro	0,000180	0,04532	0,16100	0,0560	0,5180	0,6160	0,3080
R3 [kN] Terça	0,000698	0,25461	0,64400	0,2240	2,0720	2,4640	1,2320
<b>R4</b>	<b>Nó treliça [kN]</b>	<b>0,509</b>	<b>1,288</b>	<b>0,448</b>	<b>4,144</b>	<b>4,928</b>	<b>2,464</b>

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

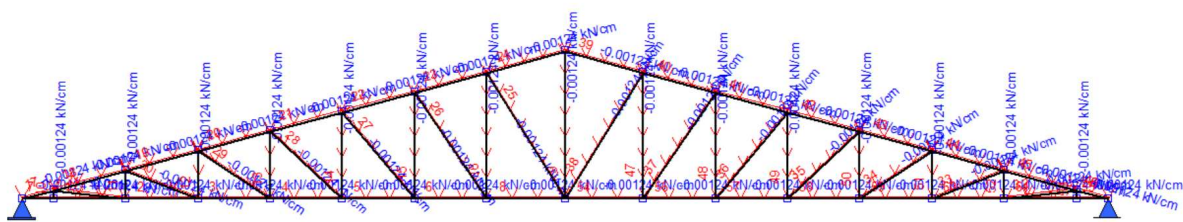
Após a determinação das ações características, utiliza-se as ponderações adequadas para gerar as combinações de ações que serão aplicadas na estrutura para análise. No presente trabalho, realizou-se a análise estrutural através do software TRAME, que permite montar as combinações e aplicar as ponderações diretamente no software.

### 8.4.3 Combinação de ações com o software TRAME

Após a determinação dos valores de carga nos nós em virtude de cada ação característica, modelou-se a treliça no software TRAME. Posteriormente, modelou-se a atuação de cada ação, em seu valor característico, conforme mostrado nas figuras 53 a 58.

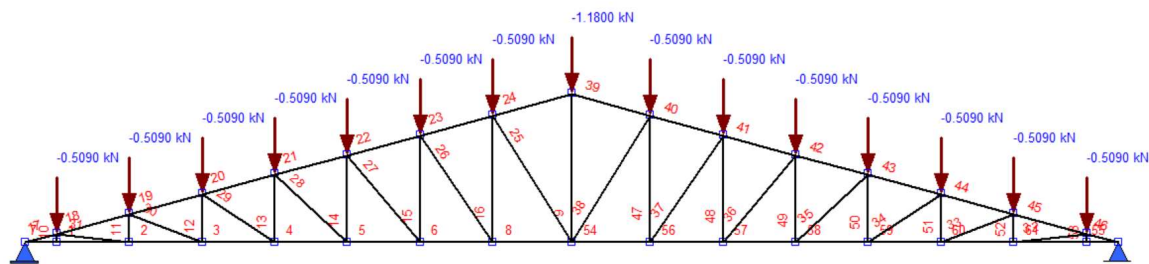
A ação de peso próprio da estrutura é modelada automaticamente pelo software como uma carga distribuída (figura 53), e não pode ser alterada ou desprezada na análise estrutural. Isso interfere ligeiramente nos resultados de uma treliça rotulada, mas não de forma significativa.

Figura 53 - Ação de peso próprio da treliça



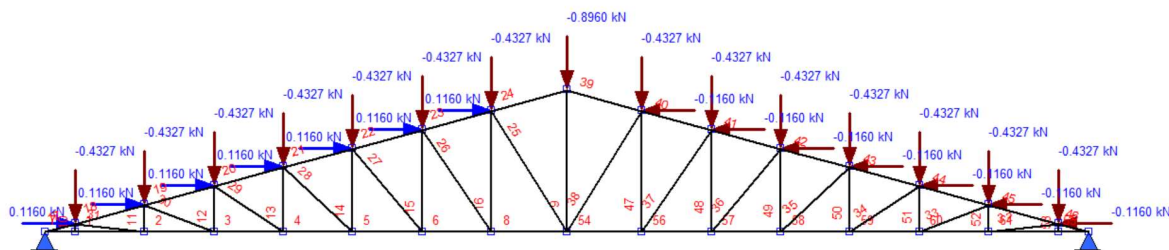
Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Figura 54 – Ação de peso permanente da estrutura (telhas + trama do telhado)



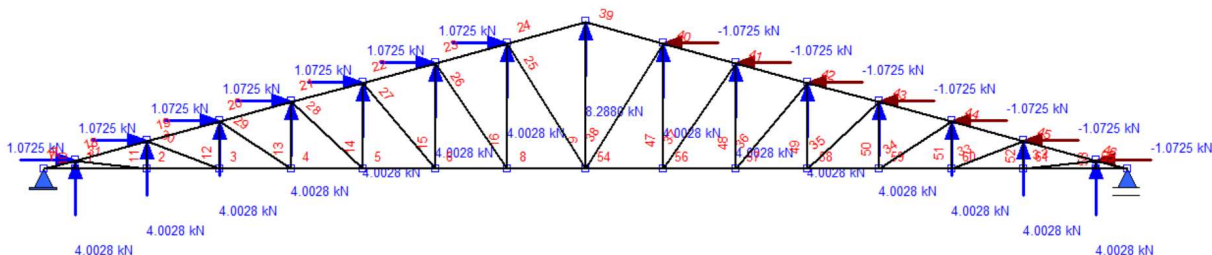
Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Figura 55 – Ação de vento 0° de sobrepressão



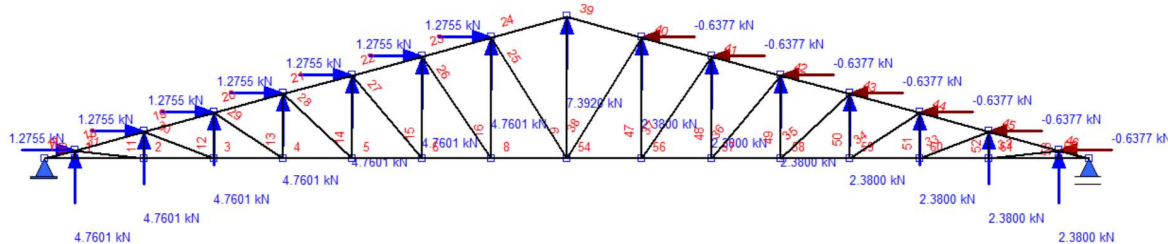
Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Figura 56 – Ação de vento 0° de sucção simétrica



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

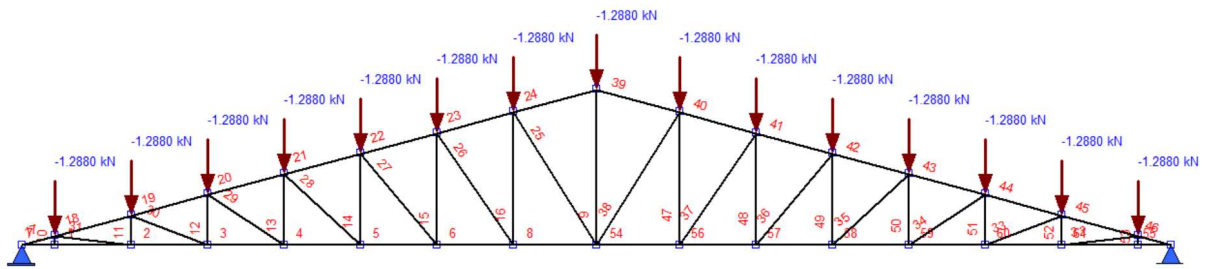
Figura 57 - Ação de vento 90° de sucção assimétrica



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)



Figura 58 – Ação de sobrecarga de uso e ocupação



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Após a modelagem das ações, modelou-se as combinações de ações (ver seção 8.2) críticas, considerando os coeficientes de ponderação apresentados na tabela 41.

Tabela 40 – Coeficiente de ponderação para comb. de ações

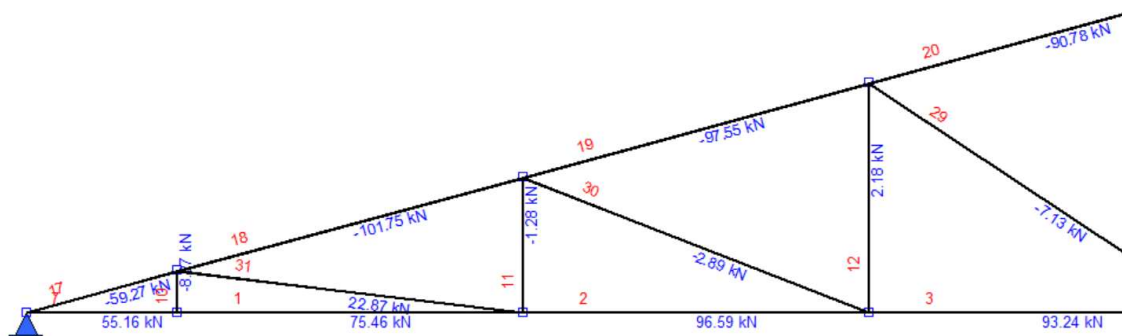
Ações	COEFIC. PONDERAÇÃO		
	Comb. 2	Comb. 3	Com. 5 e 6
PP treliça	1,3	1	1
PP telha + trama	1,4	1	1
V0° sobrepessão	0,84	-	-
V0° sucção simétrica	-	1,4	-
V90° sucção assimétrica	-	-	1,4
Sobrecarga uso	1,5	-	-

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Em que a combinação de ações nº 2 refere-se à incidência da ação do vento V0° de sobrepessão, a combinação de ações nº 3 refere-se à incidência da ação do vento V0° de sucção simétrica e a combinação de ações nº 5 refere-se à incidência da ação do vento V90° de sucção assimétrica, todas associadas com a ação de peso próprio da estrutura e ação de sobrecarga de uso e ocupação .

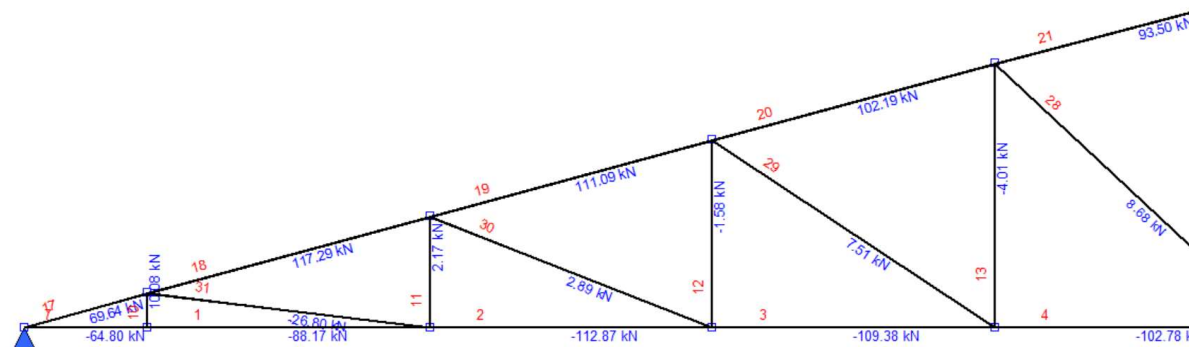
Através da análise do software, observou-se as situações críticas (figuras 59, 60 e 61) para ELU.

Figura 59 – Situação crítica da combinação de ações 2 – vento sobrepressão



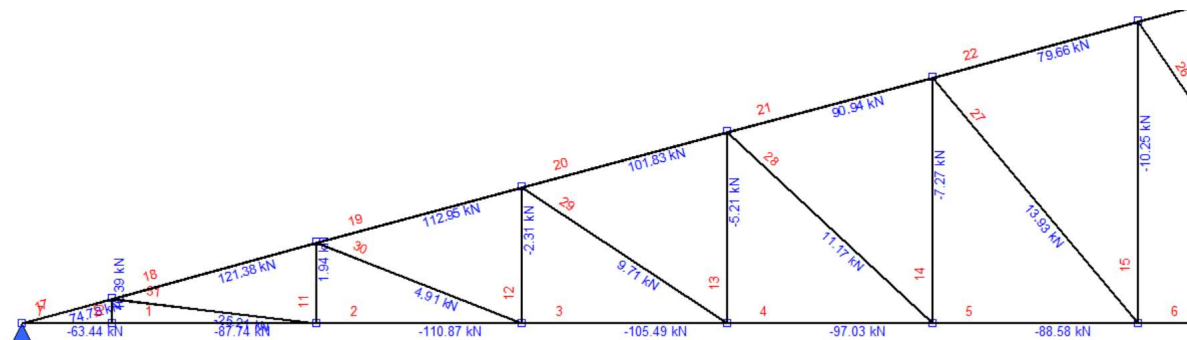
Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Figura 60 – Situação crítica da combinação de ações 3 – vento sucção simétrico



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Figura 61 – Situação crítica da combinação de ações 5 – vento sucção assimétrico



Fonte: Adaptado de software TRAME (2020)

Considerando a simetria da treliça e a simetria das cargas das combinações de ações nº 2 e 3, as barras equivalentes na outra lateral da treliça possuem os mesmos valores. Na combinação de ações nº 5, visto a assimetria do carregamento, a lateral

direita (figura 61) apresenta a região mais solicitada.

Na análise de cada combinação, verificou-se que a barra 2 (banzo inferior) a barra 18 (banzo superior) apresentaram os valores críticos. Na tabela 42 são apresentados os valores críticos de cada combinação e sua verificação de ELU.

Tabela 41 – Verificação de valores críticos das barras da treliça em ELU

TRELIÇA - BARRAS COM VALORES CRÍTICOS									
	Nd [kN]	nº barra	comp. [cm]	$\sigma Nd$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ft0d [kN/cm <sup>2</sup> ]	Fc0d [kN/cm <sup>2</sup> ]	Estab. Calc.	Estab. lim	Verificação
C2 - sobrepressão	96,6	2	133	0,75	2	-	-	-	ok
	-101,8	18	138	-0,80	-	2	0,42	1	ok
C3 - sucção simétrica	-112,9	2	133	-0,88	-	2	0,47	1	ok
	117,3	18	138	0,92	-	-	-	-	-
C5 - sucção assimétrica	-110,9	2	133	0,95	-	2	0,46	1	ok
	121,4	18	138	-0,87	2	-	-	-	ok

Fonte: Elaborado pela autora (2020)

Cabe ressaltar que o dimensionamento dos montantes da treliça (seção composta solidarizada descontinuamente) deve ser conforme apresentado na seção 5.8.2.

Considerando as verificações acima apresentadas (tabela 42), conclui-se que a treliça dimensionada atende as condições de segurança para estados limites últimos.

## 8.5 COMENTÁRIOS SOBRE O EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O exemplo de aplicação resolvido tem a proposta de se aproximar de um caso prático bastante usual em estruturas de madeira, que é a concepção de estruturas para telhados. Numa situação real deve-se observar as dimensões preconizadas pelo projeto arquitetônico e demais recomendações construtivas do memorial descritivo da edificação para a concepção do projeto estrutural do telhado.

Estruturas de madeira, principalmente as de uso trivial, como o caso de um telhado simples, são subestimadas em relação a racionalização de projeto estrutural. É comum haver simplificações mal elaboradas, tais como não considerar corretamente ações como o vento, que resultam em falhas de operação da estrutura (ex. destelhamentos). Esta situação contribui para a difamação da madeira como material estrutural, em conjunto com outros fatores de negligência, tais como projeto mal dimensionado, não conformidades executivas, uso inadequado da edificação e

ausência de manutenções preventivas. Essas situações não têm relação com as propriedades estruturais da madeira, porém afetam a percepção do usuário em relação ao seu uso.

O itinerário de cálculo aqui proposto segue os procedimentos do projeto de revisão da ABNT NBR 7190 e, portanto, são passíveis de alterações mediante mudanças do projeto de revisão da norma até a sua efetivação como norma técnica vigente.

Todas as verificações das condições de segurança do exercício passaram com valores aquém dos valores limites, o que sugere que a estrutura dimensionada pode ser otimizada. Como sugestões para otimização da estrutura, é possível a escolha de outra classe de resistência de madeira e alteração no espaçamento entre os elementos da estrutura (vãos). Essas alterações são passíveis de nova análise estrutural, pertinentes ao processo de concepção de projeto estrutural.

Um dos desafios do projeto estrutural é a consideração das ações e carregamentos atuantes na estrutura, assim como a correta modelagem da própria estrutura. No desenvolvimento deste exercício, as ações foram elencadas conforme as normas técnicas pertinentes (ABNT NBR 6120 e 6123), partindo-se de informações iniciais semelhantes a situações reais. Para análise da treliça, foi considerada como uma estrutura rotulada, transmitindo apenas esforços de tração e compressão entre as barras.

Para análise estrutural utilizou-se o auxílio dos softwares Visual Ventos, Ftool e Trame. A utilização de softwares otimiza o processo de análise estrutural. Entretanto, são indispensáveis a percepção e o conhecimento técnico do projetista ao operar o software, modelar e analisar os resultados obtidos. Todo software parte de hipóteses e possui restrições de análise, cabendo ao projetista a sua adequação na obtenção de resultados.

Na verificação de estados limites de serviço dos elementos da trama, seguiu-se o procedimento trazido pela revisão da norma. Entretanto, em exercício semelhante aplicado no livro Estruturas de Madeira (CALIL *et al.*, 2019, p. 109), foi considerado apenas as cargas permanentes na verificação de ELS. Sobre os resultados da verificação de ELS, percebe-se que as deformações finais são menores que as deformações imediatas, visto que a carga variável principal é a ação do vento, que possui fator de redução  $\psi_2 = 0$ , ou seja, a ação do vento não contribui na deformação a longo prazo (já que é uma carga de curta duração).

Conclui-se os comentários salientando que o exercício apresentado, desenvolvido para fins acadêmicos, é uma parcela de um projeto estrutural de telhado e não representa a sua totalidade. Para um projeto estrutural de telhado, além do já exposto pelo exemplo de aplicação, deve constar o dimensionamento, análise estrutural e verificações das ligações dos elementos da treliça e do contraventamento global da estrutura, bem como detalhes construtivos e plano de execução pertinentes.

## **9 CONCLUSÃO**

Este trabalho permitiu aprofundar o conhecimento sobre projetos de estruturas de madeira, ao explorar pontos de interesse sobre o projeto de revisão da norma ABNT NBR 7190 – Projetos de estruturas de madeira, destacando-se:

### **Processo de revisão da norma ABNT NBR 7190**

Um dos pontos sensíveis em relação ao processo de homologação da revisão norma é sua vinculação com mais seis projetos de normas, bem como o grande trabalho de atualização que provavelmente será proposto. Como todos esses projetos envolvem significativas mudanças, é previsível que o processo seja menos ágil que o esperado.

### **Desmembramento dos anexos em projeto de normas**

Os principais projetos de normas atrelados ao projeto de revisão são alguns anexos normativos existentes na versão vigente, que passarão a ter normatização própria, e por isso também passam por revisão de seus procedimentos e modificações.

### **Nomenclatura ambígua entre classes de resistência**

Ao propor mais formas de caracterização das propriedades da madeira, mas mantendo a denominação da classe de resistência para ambas, a nomenclatura induz ao erro na utilização dos valores das propriedades. As classes de resistência D30, D40, D50 e D60 estão presentes tanto para ensaios de corpos de provas isentos de defeitos quanto para ensaios em peças estruturais, porém apresentando diferentes valores de para as mesmas propriedades. Apesar do último documento do Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190:2020, assim como em Calil Jr. *et al.* (2019) tais nomenclaturas sejam assim referidas, espera-se alguma alteração antes da publicação da versão final da norma.

### **Divergência de valores de resistência**

Uma consequência da dificuldade de compatibilização entre projetos de norma é a divergência entre valores de resistência propostos pela classificação estrutural definida em ensaios de CP's isentos de defeitos e o valor para peças estruturais,

conforme adotado pelo Projeto de Revisão da ABNT NBR 7190:2020 e também apresentado por Calil Jr. *et al.* (2019).

### **Mudança significativa na verificação de estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas (esbeltez)**

Por outro lado, a revisa da norma traz grandes melhorias, tal como a verificação de estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas. Esse procedimento, oriundo da Eurocode nº5, abordará a verificação de forma mais clara e eliminará problemas de continuidade existentes na versão vigente.

### **Alteração na verificação de estados limites de serviço de deformação**

A revisão da norma também contempla alterações na verificação de estados limites de serviço de deformação, ao adotar o uso da combinação rara de serviço para a verificação de deslocamentos excessivos e aclarar o processo de verificação.

### **Mudança na verificação da resistência de embutimento**

Em consonância com a norma europeia EUROCODE nº5 a verificação da resistência de embutimento foi alterada, considerando a densidade da madeira para o cálculo da resistência ao embutimento; em detrimento da versão de 1997 que obtinha a resistência de embutimento a partir da resistência característica à compressão paralela às fibras.

### **Ampliação na verificação de segurança nas ligações**

Em consonância com o EUROCODE nº 5, a revisão da norma amplia as verificações de segurança de ligações em relação a versão anterior, ao considerar mais modos de falhas na verificação de ligações, em especial nas ligações por pinos metálicos.

Por fim, recomenda-se o acompanhamento da comunidade na evolução da efetivação da revisão da NBR 7190 e possíveis alterações dos pontos expostos no presente trabalho. O Brasil tem grande potencial para edificações com estruturas de madeira, ainda pouco explorado. Uma norma técnica atual, alinhada com a normatização internacional, será grande impulsionadora na propagação de estruturas de madeira e ampliação de possibilidades construtivas.

## REFERÊNCIAS

- ARCH DAILY. **Arch Daily**. 2008. Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/>>. Acesso em 22/06/2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120/2019**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123/1988**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7190/1997**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681/2003**: Ações e segurança nas estruturas – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16143/2013**: Preservação de madeiras – sistema de categoria de usos. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16864/2020 parte 1**: Madeira Serrada – terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16864/2020 parte 2**: Madeira serrada – requisitos gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT PN 002:126.010-001** Revisão ABNT NBR 7190. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT PN 002.126.010.001-1-2020**: Madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT PN 002.126.010.001-2-2020**: Madeiras – Método de Ensaio de caracterização de corpos de prova isentos de defeitos para madeiras tropicais. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT PN 002.126.010.001-3-2020**: Método de ensaio para caracterização de peças estruturais de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- BODIG, J.; JAYNE, B. A. **Mechanics of Wood and Wood Composites**. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold Company, 1982.
- BRASIL. **Sistema Nacional de Informações Florestais**. Disponível em: <<http://snif.florestal.gov.br/pt-br/>>. Acesso em 06/09/2020.
- CALIL JÚNIOR, C.; MOLINA, J. C. **Coberturas em Estruturas de Madeira: Exemplos de Cálculos**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2010.



CALIL JÚNIOR, C.; DIAS, A. A.; LAHR, F. A. R. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira**. 1 ed. Barueri: Manole, 2003.

CALIL JÚNIOR, C.; DIAS, A. A.; LAHR, F. A. R.; MARTINS, G. C. A. **Estruturas de Madeira**. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2019.

CARREIRA, M. R. **Critérios para classificação visual de peças estruturais de Pinus Sp**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2003.

DIAS, A. A. **Blog Estruturas de Madeira**. 2012. Disponível em: <<http://estruturasdemadeira.blogspot.com/>>. Acesso em 24/04/2020.

EKOMPOSIT. Disponível em: <<https://www.ekomposit.com.br/>>. Acesso em 24/06/2020.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EN 1995-1-1:2004 Eurocode nº5 Design of timber structures**. 2004. European Committee for Standardization (CEN). Bruxelles.

FAO. **Global Forest Resources Assessment 2020**. Disponível em: <<http://www.fao.org/forest-resources-assessment>>. Acesso em 06/09/2020.

FOREST PRODUCTS LABORATORY **Wood handbook – wood as an engineering material**. Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-113. Madison, WI:US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 2010. Disponível em: <[https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplgtr/fpl\\_gtr190.pdf](https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplgtr/fpl_gtr190.pdf)>, acesso em 09/09/2020,

FTOOL. Versão 4.0. Software. Rio de Janeiro: PUC-RIO. 2017.

GALVÃO, A. P. M.; JANKOWSKI, I. P. **Secagem Racional da Madeira**. São Paulo: Nobel, 1985.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO - IPT. **Consulta online - informações sobre madeira** Disponível em: <[https://www.ipt.br/consultas\\_online/informacoes\\_sobre\\_madeira](https://www.ipt.br/consultas_online/informacoes_sobre_madeira)>. Acesso em 06/09/2020.

**Madeira e Construção**. Disponível em: <<http://madeiraeconstrucao.com.br/>>. Acesso em 24/06/2020.

MELO, R. R. de; DEL MENEZZI, C.H.S Comportamento reológico da madeira e derivados. **Ci. Madeira**. Pelotas, maio 2010. Disponível em: <<https://periodicos.ufpel.edu.br/ojs2/index.php/cienciadamadeira/article/view/4016>>. Acesso em 11/06/2020

MESACASA JÚNIOR, E. C. **Estruturas de madeira**. Notas de aula. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 12 março 2020, 02 dezembro, 2020.

MOLITERNO, A.; BRASIL, R. M. L. F. **Caderno de Projetos de Telhados em Estruturas de Madeira**. 4 ed. São Paulo: Blucher, 2010.

NAHUZ, M. A. R.; MIRANDA, M. J. A. C.; IELO, P. K. Y.; PIGOZZO, R. J. B.; YOJO, T. **Catálogo de madeiras brasileiras para a construção civil**. São Paulo: IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2013. Disponível em: <[http://www.ipt.br/centros\\_tecnologicos/CT-FLORESTA](http://www.ipt.br/centros_tecnologicos/CT-FLORESTA)>. Acesso em: 06/09/2020.

ONDULINE. Disponível em: <<https://br.onduline.com/pt-br/consumidor/produtos/telhas/telha-ecologica-onduline-stilo-3d>>. Acesso em 05/11/2020.

ONU BRASIL. **Agenda 2030 para o desenvolvimento sustentável**. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/pos2015/agenda2030/>>. Acesso em 19/06/2020.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Madeira**. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 2003.

RITTER, M. A. **Timber Bridges**. Madison, Forest Product Laboratory – Forest Service, 1990.

ROTHOBLAAS. Disponível em: <<https://www.rothoblaas.pt/>>. Acesso em 05/11/2020.  
SALES, A. Sistema de classes de resistência para dicotiledôneas: revisão da NBR 7190/97. **Madeira: arquitetura e engenharia vol. 5 nº 13**. São Carlos, 2004. Disponível em: <<http://madeira.set.eesc.usp.br/article/view/286/pdf>>. Acesso em 20/09/2020.

SANTOS, L. L. **Estabelecimento de Classes de Resistência para a Madeira Serrada de *Pinus ssp.*** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

SHIGUE, E. K. **Difusão da Construção em Madeira no Brasil: Agentes, Ações e Produtos**. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo). Instituto de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

TRAME. Versão 5.2. Software. São Carlos: UFSCAR. 2019.

UNESCO. Disponível em: <<http://whc.unesco.org/en/list/660>>. Acesso em 08/06/2020.

VISUAL VENTOS. Versão 2.0.2. Software. Passo Fundo: UPF. 2008.

WANGAARD, F. F. **Wood: its structure and properties**. The Pennsylvania State University, USA, 1979.

ZENID, G. J. **Madeira: Uso sustentável na construção civil**. 2ª ed. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2009.