

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

FELIPI PABLO DAMASCENO FERNANDES

**Análise Numérica de Vigas Mistas de Madeira e Concreto  
em Situação de Incêndio**

São Carlos  
2018

FELIPI PABLO DAMASCENO FERNANDES

**ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM  
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Ciências no programa de Engenharia Civil com ênfase em Estruturas.

Orientador: Prof Dr. Jorge Munaiar Neto

São Carlos

2018

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da  
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

F362a                    Fernandes, Felipe Pablo Damasceno  
                            Análise numérica de vigas mistas de madeira e  
                            concreto em situação de incêndio / Felipe Pablo  
                            Damasceno Fernandes; orientador Jorge Munaiar Neto. São  
                            Carlos, 2018.

                            Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação  
                            em Engenharia Civil(Engenharia de Estruturas) e Área de  
                            Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de  
                            São Carlos da Universidade de São Paulo, 2018.

                            1. vigas mistas de madeira e concreto. 2. incêndio.  
                            3. simulação numérica. 4. ABAQUS. 5. análise  
                            termoestrutural. 6. segurança contra incêndio. I.  
                            Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **FELIPI PABLO DAMASCENO FERNANDES**.

Título da dissertação: "Análise numérica de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio".

Data da defesa: 10/05/2018.

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Associado **Jorge Munaiar Neto (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Julio Cesar Molina**  
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP -  
Itapeva)

Aprovado

Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo**  
(Universidade Federal de Goiás)

Aprovado P/

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

## **AGRADECIMENTOS**

A Escola de Engenharia de São Carlos e ao Departamento de Estruturas por fornecerem às condições necessárias à realização desta pesquisa.

Ao Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto pela orientação deste trabalho.

Aos meus pais pelo apoio incondicional em todos os momentos da minha vida.

Aos amigos do Departamento de Estruturas, em especial a Emerson, Fabiana, Franciele, Tito e Vanessa, por tornarem o cotidiano em São Carlos mais divertido.

Aos amigos de Natal e do BRAFITEC por todo o incentivo.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa de mestrado.

## RESUMO

FERNANDES, F. P. D. **Análise numérica de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio**. 171f. Dissertação de Mestrado (Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

As vigas mistas de madeira e concreto são formadas pela união de vigas de madeira a lajes de concreto armado por meio de conectores de cisalhamento. Quando os pisos mistos de madeira e concreto são comparados aos pisos construídos unicamente em madeira ou àqueles confeccionados somente em concreto armado é possível destacar algumas vantagens, incluindo o bom desempenho em situações de incêndio. Os elementos estruturais quando submetidos a ações térmicas sofrem redução de resistência e rigidez, sendo, desta forma, necessário conhecer as modificações sofridas por cada um de seus componentes, que para o caso estudado são: a madeira, o concreto e os conectores de cisalhamento. Desta forma, foi elaborada uma estratégia de modelagem numérica para o estudo de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, utilizando o programa computacional ABAQUS, o qual é baseado no método dos elementos finitos. Em uma primeira etapa da pesquisa foram realizadas modelagens numéricas de vigas de madeira e mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente, encontrando-se boa correlação entre as curvas “*força versus deslocamento*” no meio do vão obtida numericamente e por meio de ensaios disponíveis na literatura. Em seguida procedeu-se a calibração das propriedades térmicas e mecânicas da madeira brasileira, alcançando-se resultados numéricos próximos aos experimentais, seja em relação às temperaturas do elemento analisado seja em relação à curva de deslocamento vertical em função do tempo de incêndio. Por fim, a estratégia de modelagem termoestrutural desenvolvida para a viga mista de madeira e concreto forneceu curva de deslocamento vertical em função do tempo de incêndio semelhante à curva obtida por meio de modelo analítico disponível na literatura. Por meio do modelo elaborado foi possível observar que a elevação do nível de carregamento reduz o tempo de resistência do elemento estrutural e que a proteção térmica do concreto é essencial para aumentar o tempo até a ruptura da viga.

**Palavras-chave:** vigas mistas de madeira e concreto, incêndio, simulação numérica, ABAQUS, análise termoestrutural, segurança contra incêndio.

## ABSTRACT

FERNANDES, F. P. D. **Numerical analysis of timber-concrete composite beams in fire situation.** 171f. Master Thesis (Structural Engineering), São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2018.

Timber-concrete composite beams are formed by the union of timber beams to reinforced concrete slabs through of shear connectors. When timber-concrete composite floors are compared to timber floors or reinforced concrete floors it is possible to highlight some advantages, including good performance in fire situations. When subjected to thermal actions, structural elements suffer strength and stiffness reductions, being, therefore, necessary to know the modifications suffered by each of its components, which for the case studied are: timber, concrete and shear connectors. Thus, it is developed a numerical modeling strategy using the computational program ABAQUS, which is based on the finite element method, for the study of timber-concrete composite beams in fire situation. In the first stage of the research it was carried out a numerical modeling of timber beam and timber-concrete composite beam at room temperature, finding good correlation between the force versus displacement curves in the middle of the span obtained numerically and through tests available in the literature. Then, it was carried out the calibration of the thermal and mechanical properties of the Brazilian wood, reaching numerical results close to the experimental ones, either in relation to the temperatures of the analyzed element or in relation to the vertical displacement curve as a function of the fire time. Finally, the thermo-structural modeling strategy developed for the timber-concrete composite beam provided a vertical displacement curve as a function of the fire time similar to the curve obtained through an analytical model available in the literature. Through of the elaborated model it was possible to observe that the load level increase reduces the resistance fire time of the structural element and that the thermal protection of the concrete is essential to increase the rupture time of the beam.

**Keywords:** timber-concrete composite beams, fire, numerical simulation, ABAQUS, thermo-structural analysis, fire safety.

## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 – Estrutura mista de madeira e concreto em residência em SP: (a) Vista externa; (b) Vista interna</i>	<i>14</i>
<i>Figura 1.2 – St. Elmo office Complex (a) Piso misto de madeira e concreto; (b) Detalhe do sistema de conexão</i>	<i>14</i>
<i>Figura 1.3 – Tabuleiro de ponte misto de madeira e concreto na EESC/USP</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.1 – Associação de entalhe com parafuso como conector de cisalhamento</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2.2 – Conectores de cisalhamento: (a) Barra de aço inclinada; (b) Chapa metálica</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.3 – Comparação entre diferentes tipos de conectores de cisalhamento</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.4 – Piso misto de madeira e concreto ensaiado</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.5 – Modelos para ensaio tipo push-out: (a) Barras em formato de “X”; (b) Barras inclinadas a 45º, tracionadas; (c) Barras inclinadas a 45º, comprimidas</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2.6 – Ruptura de viga mista de madeira e concreto</i>	<i>25</i>
<i>Figura 2.7 – Tabuleiro misto de madeira e concreto sendo ensaiado</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.8 – Vigas com ganchos metálicos colados antes da concretagem</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2.9 – Sistema de conexão: (a) Detalhe dos parafusos cruzados formando um X; (b) Detalhe da falha dos parafusos</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.10 – Seção transversal mista de madeira e concreto e suas tensões internas</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2.11 – Malha de elementos finitos para piso misto de madeira e concreto</i>	<i>32</i>
<i>Figura 2.12 – Malha de elementos finitos para corpo de prova misto de madeira e concreto</i>	<i>33</i>
<i>Figura 2.13 – Malha de elementos finitos para viga mista de madeira e concreto</i>	<i>34</i>
<i>Figura 2.14 – Malha de elementos finitos para corpo de prova misto de madeira e concreto</i>	<i>35</i>
<i>Figura 2.15 – Degradação térmica da madeira</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.16 – Seção transversal de uma peça de madeira submetida a temperaturas elevadas</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.17 – Espessura de carbonização da madeira (a) Nominal (b) Unidimensional</i>	<i>41</i>
<i>Figura 2.18 – Relação tensão-deformação da madeira em temperaturas elevadas</i>	<i>44</i>
<i>Figura 2.19 – Fator de redução do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira com a temperatura</i>	<i>45</i>
<i>Figura 2.20 – Fator de redução da resistência à compressão paralela as fibras da madeira com a temperatura</i>	<i>46</i>
<i>Figura 2.21 – Fator de redução da resistência à tração paralela as fibras da madeira com a temperatura</i>	<i>47</i>
<i>Figura 2.22 – Fator de redução da resistência ao cisalhamento da madeira com a temperatura</i>	<i>48</i>
<i>Figura 2.23 – Seção residual de madeira em situação de incêndio</i>	<i>49</i>
<i>Figura 2.24 – Mecanismos do spalling explosivo</i>	<i>52</i>
<i>Figura 2.25 – Fator de redução da resistência à compressão do concreto com a temperatura</i>	<i>54</i>
<i>Figura 2.26 – Fator de redução da resistência à tração do concreto com a temperatura</i>	<i>55</i>
<i>Figura 2.27 – Relação da resistência à flexão do concreto com a temperatura</i>	<i>55</i>
<i>Figura 2.28 – Relação tensão-deformação do concreto para diferentes temperaturas</i>	<i>57</i>
<i>Figura 2.29 – Relação tensão-deformação do concreto</i>	<i>60</i>
<i>Figura 2.30 – Relação tensão x deformação para barras de aço</i>	<i>62</i>

<i>Figura 2.31 – Detalhe da manta cerâmica na face superior da viga mista da madeira e concreto posicionada no interior do forno horizontal</i>	64
<i>Figura 2.32 – Viga metálica para distribuição do carregamento antes do isolamento térmico</i>	64
<i>Figura 2.33 – Viga mista de madeira e concreto após ensaio sob temperatura elevada</i>	65
<i>Figura 2.34 – Esquema de laje mista de madeira e concreto para análise em temperaturas elevadas: seção transversal (imagem superior); seção longitudinal (imagem inferior) (dimensões em mm)</i>	66
<i>Figura 2.35 – Esquema de laje mista de madeira e concreto para análise em temperaturas elevadas: seção transversal (imagem superior); seção longitudinal (imagem inferior) (dimensões em mm)</i>	67
<i>Figura 2.36 – Gráficos de deslocamento vertical (esquerda) e de deslizamento relativo entre madeira e concreto (direita) em função do tempo de exposição ao fogo</i>	68
<i>Figura 2.37 – Seção transversal de laje mista de madeira e concreto</i>	68
<i>Figura 2.38 – Ligação entre a madeira e o concreto através de entalhe e parafuso</i>	69
<i>Figura 2.39 – Ligação entre a madeira e o concreto através de placa metálica dentada</i>	69
<i>Figura 2.40 – Laje mista de madeira e concreto antes da concretagem</i>	70
<i>Figura 2.41 – Deslocamento vertical para laje com vigas de 300 mm de altura</i>	71
<i>Figura 2.42 – Laje 1 antes da concretagem</i>	72
<i>Figura 2.43 – Laje 2 antes da concretagem</i>	73
<i>Figura 2.44 – Laje 3 antes da concretagem</i>	73
<i>Figura 2.45 – Seção longitudinal das lajes ensaiadas</i>	75
<i>Figura 2.46 – Campo de tensões numa viga mista de madeira e concreto</i>	78
<i>Figura 2.47 – Campo de temperatura da seção transversal de uma viga mista de madeira e concreto em seção T</i>	81
<i>Figura 2.48 – Resultado numérico e experimental</i>	83
<i>Figura 3.1 - Vida de madeira analisada (dimensões em cm)</i>	87
<i>Figura 3.2 - Configuração do modelo</i>	88
<i>Figura 3.3 - Condições de contorno e carregamento</i>	89
<i>Figura 3.4 - Modelo constitutivo da madeira: relação tensão x deformação</i>	91
<i>Figura 3.5 - Curva Força versus Deslocamento vertical no meio do vão para viga de madeira</i>	92
<i>Figura 3.6 - Tensões de von Mises na viga de madeira</i>	93
<i>Figura 3.7 - Ruptura da viga ensaiada</i>	93
<i>Figura 3.8 – Afundamento da célula de carga na viga de madeira</i>	94
<i>Figura 3.9 – Viga mista de madeira e concreto analisada (dimensões em cm)</i>	95
<i>Figura 3.10 - Configuração do modelo</i>	96
<i>Figura 3.11 - Malha de elementos finitos do conector de cisalhamento – elemento sólido</i>	97
<i>Figura 3.12 – Detalhes da Malha de elementos finitos da laje: (a) vista superior com detalhes dos furos; (b) vista lateral</i>	97
<i>Figura 3.13 – Malha de elementos finitos da viga de madeira</i>	98
<i>Figura 3.14 - Condições de contorno e carregamento</i>	99

<i>Figura 3.15 – Modelo constitutivo do aço</i>	100
<i>Figura 3.16 – Comportamento do concreto à compressão</i>	101
<i>Figura 3.17 – Comportamento do concreto à tração</i>	102
<i>Figura 3.18 – Curva Força versus Deslocamento vertical no meio do vão para viga mista de madeira e concreto</i>	104
<i>Figura 3.19 – Tensões de von Mises na vista longitudinal da viga mista de madeira e concreto</i>	107
<i>Figura 3.20 – Tensões normais na direção X na seção transversal do meio do vão</i>	107
<i>Figura 3.21 – Corte longitudinal de meia viga para análise dos conectores de cisalhamento (tensões de von Mises)</i>	108
<i>Figura 3.22 – Estado de tensão no conector de cisalhamento próximo ao apoio</i>	109
<i>Figura 3.23 – Estado de tensão na vista longitudinal da viga mista de madeira e concreto</i>	109
<i>Figura 3.24 – Tensões de von Mises no conector de cisalhamento próximo ao apoio</i>	110
<i>Figura 3.25 – Corte longitudinal de meia viga para análise dos conectores de cisalhamento (tensões de von Mises)</i>	111
<i>Figura 4.1 – Seção transversal mista de madeira e concreto para análise térmica (dimensões em mm)</i>	113
<i>Figura 4.2 – Malha de elementos finitos</i>	114
<i>Figura 4.3 – Curvas de temperatura por tempo de incêndio</i>	115
<i>Figura 4.4 – Perfil de temperatura para 20 minutos de incêndio</i>	116
<i>Figura 4.5 – Viga de madeira: (a) Seção transversal de madeira para análise térmica; (b) Malha de elementos finitos</i>	117
<i>Figura 4.6 – Condutividade térmica da madeira</i>	118
<i>Figura 4.7 – Curvas de temperatura por tempo de incêndio</i>	119
<i>Figura 4.8 – Seção transversal após 40 minutos de incêndio</i>	120
<i>Figura 4.9 – Seção longitudinal da viga de madeira analisada (dimensões em cm)</i>	121
<i>Figura 4.10 – Visão geral do layout da viga (dimensões em cm)</i>	122
<i>Figura 4.11 – Detalhe da região da ligação (dimensões em cm)</i>	122
<i>Figura 4.12 – Ilustração da malha de elementos finitos da viga de madeira</i>	124
<i>Figura 4.13 – Configuração do modelo</i>	125
<i>Figura 4.14 – Fatores de redução da madeira em função da temperatura</i>	127
<i>Figura 4.15 – Perfis de temperatura (a) Modelo térmico; (b) Modelo Termoestrutural</i>	129
<i>Figura 4.16 – Curva deslocamento vertical versus tempo de incêndio</i>	130
<i>Figura 4.17 – Tensões de von Mises na viga antes do início do incêndio</i>	131
<i>Figura 4.18 – Tensões de von Mises na viga após 15 minutos de incêndio</i>	131
<i>Figura 4.19 – Tensões de von Mises na viga após 26 minutos de incêndio</i>	131
<i>Figura 4.20 – Seção transversal da viga mista analisada (dimensões em cm)</i>	133
<i>Figura 4.21 – Seção longitudinal da viga mista analisada (dimensões em cm)</i>	133
<i>Figura 4.22 – Configuração do modelo numérico simulado</i>	134

<i>Figura 4.23 – Curva numérica de força versus deslocamento vertical no meio vão para temperatura ambiente</i>	135
<i>Figura 4.24 – Configuração do modelo</i>	137
<i>Figura 4.25 – Curvas de deslocamento vertical no meio vão por tempo de incêndio</i>	140
<i>Figura 4.26 – Tensões normais na seção longitudinal do meio do vão: (a) Antes do início do incêndio; (b) Após 55 minutos de incêndio</i>	142
<i>Figura 4.27 – Tensões de von Mises para seção transversal no meio do vão antes do incêndio</i>	143
<i>Figura 4.28 – Tensões de von Mises para seção transversal no meio do vão após 55 minutos de incêndio</i>	143
<i>Figura 4.29 – Tensões de von Mises no conector de cisalhamento (a) Antes do início do incêndio; (b) Após 55 minutos de incêndio</i>	144
<i>Figura 4.30 – Análise da influência do carregamento nas curvas numéricas de deslocamento vertical no meio vão por tempo de incêndio</i>	145
<i>Figura 4.31 – Análise da influência da proteção térmica da laje de concreto nas curvas numéricas de deslocamento vertical no meio vão por tempo de incêndio</i>	147
<i>Figura A.1 – Curva temperatura x tempo de um incêndio real</i>	159
<i>Figura A.2 – Curva temperatura x tempo de um incêndio natural</i>	160
<i>Figura A.3 – Curvas temperatura-tempo de incêndios padrão</i>	161
<i>Figura B.1 – Fator de redução da resistência da madeira com a temperatura</i>	163
<i>Figura B.2 – Fator de redução do módulo de elasticidade da madeira com a temperatura</i>	164
<i>Figura B.3 – Variação da condutividade térmica do concreto com a temperatura</i>	165
<i>Figura B.4 – Variação do calor específico do concreto com a temperatura</i>	166
<i>Figura B.5 – Variação da condutividade térmica do aço com a temperatura</i>	168
<i>Figura B.6 – Variação do calor específico do aço com a temperatura</i>	169
<i>Figura B.7 – Curva tensão versus deformação do aço em função da temperatura</i>	170

## LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 – Relações entre parâmetros elásticos da madeira</i>	36
<i>Tabela 2.2 – Relações entre parâmetros de plastificação da madeira</i>	37
<i>Tabela 2.3 – Taxa de Carbonização</i>	40
<i>Tabela 2.4 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade em função da temperatura</i>	56
<i>Tabela 2.5 – Fator de Modificação <math>k_{fi}</math></i>	76
<i>Tabela 2.6 – Fator de Modificação <math>k_{mod,fi}</math></i>	77
<i>Tabela 2.7 – Propriedades térmicas da madeira de acordo com Regobello (2007)</i>	80
<i>Tabela 3.1 – Parâmetros de plastificação do ABAQUS</i>	101
<i>Tabela B.1 – Variações do calor específico e da densidade da madeira com a temperatura</i>	162
<i>Tabela B.2 – Variação da Condutividade Térmica da madeira com a temperatura</i>	163

# Sumário

<b>Capítulo 1 - Introdução</b>	<b>13</b>
<b>1.1 Objetivo</b>	<b>17</b>
<b>1.2 Justificativa</b>	<b>18</b>
<b>1.3 Metodologia</b>	<b>19</b>
<b>1.4 Estrutura do trabalho</b>	<b>20</b>
<b>Capítulo 2 – Referencial Teórico</b>	<b>21</b>
<b>2.1 Estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente</b>	<b>21</b>
2.1.1 Dimensionamento de estruturas mistas de madeira e concreto	28
2.1.2 Análises numéricas de estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente	32
<b>2.2 Estruturas de madeira em situação de incêndio</b>	<b>37</b>
2.2.1 Carbonização da madeira	39
2.2.2 Variação das propriedades mecânicas da madeira com a temperatura	43
2.2.3 Dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio	49
<b>2.3 Estruturas de concreto em situação de incêndio</b>	<b>50</b>
2.3.1 O fenômeno do <i>Spalling</i>	51
2.3.2 Variação das propriedades mecânicas do concreto com a variação da temperatura	52
2.3.3 Dimensionamento de elementos horizontais de concreto armado em situação de incêndio	60
<b>2.4 Barras de aço em situação de incêndio</b>	<b>61</b>
<b>2.5 Estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio</b>	<b>63</b>
2.5.1 Dimensionamento de estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio	75
2.5.2 Análises numéricas de estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio	80
<b>2.6 Considerações gerais sobre o capítulo</b>	<b>84</b>
2.6.1 Quanto às vigas mistas em temperatura ambiente	84
2.6.2 Quanto à madeira em situação de incêndio	84
2.6.3 Quanto ao concreto em situação de incêndio	85
2.6.4 Quanto ao aço em situação de incêndio	85
2.6.5 Quanto às vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio	85
<b>Capítulo 3 – Análise numérica de estruturas em temperatura ambiente</b>	<b>87</b>
<b>3.1 Modelagem estrutural de viga de madeira</b>	<b>87</b>
3.1.1 Simulação numérica	88

3.1.1.1	Configuração do modelo numérico	88
3.1.1.2	Malha de elementos finitos	88
3.1.1.3	Carregamento e Condições de contorno	89
3.1.1.4	Modelo constitutivo dos materiais	89
3.1.1.5	Considerações sobre a análise numérica não linear	92
3.1.2	Resultados e discussões	92
<b>3.2</b>	<b>Modelagem estrutural de viga mista de madeira e concreto</b>	<b>94</b>
3.2.1	Simulação numérica	95
3.2.1.1	Configuração do modelo	95
3.2.1.2	Malha de elementos finitos	96
3.2.1.3	Condições de contorno e carregamento	98
3.2.1.4	Modelos constitutivo dos materiais	99
3.2.1.5	Interação entre os materiais	102
3.2.1.6	Considerações sobre a análise numérica não linear	103
3.2.2	Resultados e discussões	103
3.2.2.1	Validação do modelo	103
3.2.2.2	Análise de tensões	106
<b>3.3</b>	<b>Considerações gerais sobre o capítulo</b>	<b>111</b>
<b>Capítulo 4 – Análise numérica de estruturas em situação de incêndio</b>		<b>112</b>
<b>4.1</b>	<b>Modelagem térmica bidimensional de viga mista de madeira e concreto</b>	<b>112</b>
4.1.1	Simulação numérica	112
4.1.2	Resultados e Discussões	114
<b>4.2</b>	<b>Modelagem térmica bidimensional de viga de madeira</b>	<b>116</b>
4.2.1	Simulação numérica	116
4.2.2	Resultados e Discussões	118
<b>4.3</b>	<b>Modelagem termoestrutural de viga de madeira</b>	<b>121</b>
4.3.1	Simulação numérica	122
4.3.1.1	Modelagem térmica tridimensional	123
4.3.1.2	Modelagem estrutural	124
4.3.2	Resultados e Discussões	128
<b>4.4</b>	<b>Modelagem termoestrutural de viga mista de madeira e concreto</b>	<b>132</b>
4.4.1	Simulação numérica em temperatura ambiente	133
4.4.2	Simulação numérica em situação de incêndio	135
4.4.2.1	Modelagem térmica tridimensional	136
4.4.2.2	Modelagem estrutural	137

4.4.3	Resultados e Discussões	139
4.4.3.1	Validação do modelo	139
4.4.3.2	Análises termoestruturais do elemento misto modelado	141
4.4.3.3	Análise da influência do carregamento aplicado	144
4.4.3.4	Análise da influência da proteção térmica da laje de concreto	146
<b>Capítulo 5 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros</b>		<b>148</b>
5.1	Conclusões	148
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	151
<b>Referências</b>		<b>152</b>
<b>ANEXO A – MODELOS DE INCÊNDIO</b>		<b>159</b>
<b>ANEXO B – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b>		<b>162</b>

## Capítulo 1

### Introdução

---

Os pisos mistos de madeira e concreto são formados pela união de vigas de madeira à laje de concreto por meio de conectores de cisalhamento. A disposição adotada tem como objetivo o aproveitamento das melhores características dos materiais na flexão: *o concreto trabalha resistindo aos esforços de compressão, enquanto a madeira é responsável por resistir essencialmente aos esforços de tração*, (YEOH ET AL., 2011).

Segundo Yeoh *et al.* (2011), o início do emprego dos sistemas mistos de madeira e concreto ocorreu após o fim da Primeira e da Segunda Guerra Mundial, em decorrência da escassez de aço na Europa. O seu campo de aplicação é bem amplo, podendo-se citar: *a revitalização de prédios históricos, a construção de novas edificações e a construção de pontes*.

Uma das aplicações pioneiras dos sistemas mistos de madeira e concreto foi na revitalização de prédios históricos, principalmente na Europa. De acordo com Holschemacher, Klotz e Weibe (2002), a construção de prédios do final do século XIX e início do século XX, a qual usualmente empregava a madeira como material estrutural, era baseada apenas na experiência do construtor, não havendo recomendações normativas. Desta forma, essas estruturas fogem aos padrões impostos pelos códigos normativos modernos. A solução encontrada para melhorar o desempenho desses pisos de madeira e deixá-los dentro dos padrões de segurança exigidos atualmente foi a adição da laje de concreto, formando elementos mistos de madeira e concreto.

Os elementos mistos de madeira e concreto também têm sido empregados na construção de novas edificações, sejam essas de pequeno ou grande porte. A Figura 1.1 ilustra a aplicação do sistema misto de madeira e concreto na construção de uma residência em São Paulo. Outro exemplo voltado às estruturas mistas de madeira e concreto pode ser vista na Figura 1.2, onde é apresentado o **St. Elmo office Complex**, localizado na Nova Zelândia, sendo este um prédio comercial de três pavimentos.

Figura 1.1 – Estrutura mista de madeira e concreto em residência em SP: (a) Vista externa; (b) Vista interna



Fonte: Miotto (2009)

Figura 1.2 – *St. Elmo office Complex* (a) Piso misto de madeira e concreto; (b) Detalhe do sistema de conexão



Fonte: Dias *et al.* (2015)

O uso do sistema misto de madeira e concreto na construção de pontes merece destaque, sendo esta a aplicação que a literatura brasileira faz mais referência. Na Figura 1.3 está representada uma ponte mista de madeira e concreto com 10,0 metros de largura e vão igual a 12,0 metros, presente no campus 2 da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP).

Figura 1.3 – Tabuleiro de ponte misto de madeira e concreto na EESC/USP



Fonte: Calil Junior *et al.* (2006)

A ampla utilização dos elementos mistos de madeira e concreto pode ser justificada pelas vantagens trazidas por este sistema estrutural. Quando os pisos mistos são comparados às estruturas unicamente de madeira é possível pontuar as seguintes vantagens, de acordo com Yeoh *et al.* (2011) e Dias *et al.* (2015):

- *Melhor isolamento acústico;*
- *Melhor isolamento térmico;*
- *Melhor desempenho em situações de carregamento dinâmico;*
- *Maior rigidez e resistência;*
- *No caso de pontes, a camada de concreto serve como proteção para a madeira contra a ação da água e outras ações mecânicas;*
- *Melhor desempenho em situações de incêndio.*

Ao se comparar os sistemas mistos de madeira e concreto com os sistemas estruturais de concreto armado Yeoh *et al.* (2011) destaca as seguintes vantagens dos elementos estruturais mistos:

- *Há a substituição de um material com baixo desempenho na tração, o concreto, por outro mais resistente, a madeira;*
- *Redução da carga imposta à fundação, devido à elevada relação resistência/peso da madeira;*

- *A construção é realizada mais rapidamente, havendo ainda a possibilidade de confecção de pisos mistos de madeira e concreto pré-moldados;*
- *Possibilidade de uso da madeira como elementos decorativo;*
- *Menor custo energético e redução da emissão de dióxido de carbono, o que evidencia o caráter sustentável deste tipo de construção.*

O desempenho dos pisos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio, apresentado como vantagem sobre os pisos unicamente de madeira, é comparado ao desempenho das estruturas de concreto armado convencionais. O conhecimento do comportamento das estruturas em situação de incêndio é de vital importância, visto que a ocorrência desta situação excepcional pode levar à perda patrimonial e de vidas.

Segundo Silva (2012), uma maior preocupação em contexto mundial quanto à ocorrência de incêndios começou a partir início do século XX, em decorrência de grandes incêndios ocorridos, como, por exemplo: *Teatro de Iroquois (Chicago, 1903, 600 mortes)*, *Opera Rhoads (Boyertown, 1908, 170 mortes)*, *Lake View Elementary School (Cleveland, 1908, 174 mortes)* e *Triangle Shirtwaist Company*.

O último autor citado destaca que no Brasil esta preocupação foi maior no início da década de 70, também a partir da existência de grandes incêndios: *Gran Circo Norte-Americano (Rio de Janeiro, 1961, 250 mortes)*, *edifício Andraus (São Paulo, 1972, 16 mortes)* e *edifício Joelma (São Paulo, 1974, 179 mortes)*.

Nesta época ocorreu a criação de várias regulamentações que garantissem a segurança humana nas edificações. Em 1980 foi publicada a “NBR 5672 – Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação ao fogo”, que foi cancelada em 2001, (REGOBELLO, 2007).

Segundo Silva (2012), as normas modernas de segurança contra incêndio visam proteger a vida, evitar incêndios e também sua propagação para fora do compartimento. Atualmente pode se destacar, no que concerne à segurança de estruturas em incêndio, as seguintes normas da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS):

- *ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*

- *ABNT NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*
- *ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.*

A ABNT NBR 14432:2001 apresenta as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais de forma que seja evitado o seu colapso prematuro quando há ocorrência de um incêndio. As exigências desta norma são feitas por meio do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), ou seja, o tempo mínimo que uma estrutura deve resistir ao fogo quando sujeito ao incêndio-padrão, o qual é dependente do tipo de ocupação, da área da construção, da profundidade do subsolo, da altura da edificação e da facilidade de acesso para o combate ao incêndio.

### **1.1 Objetivo**

Esta pesquisa foi dedicada ao desenvolvimento de uma estratégia de modelagem numérica para a representação do comportamento termoestrutural de vigas mistas de madeira e concreto conectadas por pinos metálicos na vertical em situação de incêndio. Para o desenvolvimento do referido modelo numérico se fez necessária a calibração das propriedades térmicas e mecânicas da madeira brasileira, de forma a obter resultados numéricos próximos aos resultados experimentais existentes na literatura.

Com a modelagem para elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio pretendeu-se obter maior compreensão sobre o comportamento termoestrutural de vigas mistas de madeira e concreto submetida a temperaturas elevadas, avaliando o crescimento dos deslocamentos verticais com o tempo de incêndio, como também o tempo de ruptura dos elementos estruturais.

Nesta pesquisa pretendeu-se também melhor compreender os parâmetros que podem afetar no comportamento da viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio, avaliando a influência do nível de carregamento e da existência de proteção térmica na laje de concreto no desempenho do elemento estrutural.

## 1.2 Justificativa

Dentre os materiais mais empregados com finalidade estrutural (concreto, aço e madeira), a madeira é o único renovável. No entanto, segundo Figueroa e Moraes (2009), o seu uso tem sido limitado no Brasil em parte devido ao desconhecimento do seu comportamento em relação ao fogo.

A quantidade de pesquisas em elementos estruturais de madeira em situação de incêndio realizadas em território nacional ainda é bem pequena, tanto em contexto numérico quanto em contexto experimental. Deve-se destacar também a ausência de recomendações na norma brasileira de estruturas de madeiras em vigor, ABNT NBR 7190:1997, com relação aos elementos de madeira em situação de incêndio, estando previsto, entretanto, no seu projeto de revisão, ABNT NBR 7190:2013 – “Projeto de Estruturas de Madeira”, uma seção dedicada ao dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio.

Com isso, deve-se recorrer às pesquisas realizadas no exterior, bem como aplicar normas estrangeiras, tal como a norma europeia EN 1995-1-2:2004, para prever o comportamento da madeira em situação de incêndio. No entanto, por se tratar de um produto natural, as propriedades térmicas e mecânicas da madeira podem variar dependendo da região em que são produzidas, o que pode inviabilizar a utilização das propriedades recomendadas em pesquisas estrangeiras nas madeiras produzidas em solo brasileiro. Com isso, faz-se necessária a calibração das propriedades térmicas e mecânicas da madeira brasileira, de forma que possam ser utilizados para a previsão do comportamento de elementos estruturais constituídos por peças de madeira em situação de incêndio.

Como já comentado anteriormente, as vigas mistas de madeira e concreto consistem em um sistema estrutural bastante vantajoso quando comparado às estruturas de madeira e de concreto armado convencionais, de forma que a melhor compreensão do seu comportamento em situação de incêndio poderia contribuir para a maior difusão do seu uso. Além disso, deve-se destacar que a análise de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio é um tema recente e ainda pouco estudado, tanto internacionalmente quanto no Brasil, apresentando ainda uma grande quantidade de tópicos a serem compreendidos.

### 1.3 Metodologia

No presente trabalho foram realizadas análises termoestruturais de elementos mistos de madeira e concreto, para as quais foi aplicada a técnica dos elementos finitos, que consiste em um método numérico para resolução de equações diferenciais que governem problemas de engenharia, tais como a mecânica e os mecanismos de transferência de calor.

O uso do método dos elementos finitos foi feito por meio do emprego do código computacional ABAQUS, disponível no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (SET-EESC-USP). Tal ferramenta permite realizar com bastante precisão análises térmicas transientes, ou seja, aquelas em que a temperatura varia com o tempo, considerando as distintas formas de transferência de calor, fornecendo tanto dados estruturais como térmicos para o elemento em análise.

A pesquisa foi dividida em duas etapas: na primeira etapa foram realizadas simulações em contexto de temperatura ambiente, enquanto que a segunda etapa foi dedicada às modelagens em situação de incêndio.

Nas simulações em temperatura ambiente foram realizadas modelagens estruturais de uma viga de madeira e de uma viga mista de madeira e concreto, visando a calibração das propriedades da madeira, bem como dos parâmetros necessários à simulação de sistemas mistos de madeira e concreto. A validação dos modelos numéricos foi feita a partir da comparação das curvas “*força versus deslocamento*” obtidas numericamente nesta pesquisa e por meio de análises experimentais realizadas por Martins (2016) e Molina (2008), para a viga de madeira e para a viga mista de madeira e concreto, respectivamente.

A segunda etapa foi composta por modelagens térmicas bidimensionais e por modelagens termoestruturais tridimensionais. Para a calibração das propriedades térmicas da madeira foi feita a modelagem de uma seção transversal de madeira em situação de incêndio, sendo as temperaturas obtidas numericamente comparadas às temperaturas obtidas experimentalmente por Martins (2016).

Para a calibração da variação das propriedades mecânicas da madeira em função da temperatura foi realizada a modelagem termoestrutural tridimensional de uma viga de madeira submetida a uma situação de incêndio. A validação do modelo elaborado foi feita por meio da comparação da curva de deslocamento vertical em função do tempo de incêndio obtida numericamente nesta pesquisa e por meio de análise experimental realizada por Martins (2016).

A última etapa desta pesquisa foi a modelagem termoestrutural tridimensional da viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio. Devido à ausência de resultados estruturais e experimentais acerca do comportamento de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio no Brasil foi utilizado o modelo analítico desenvolvido por Frangi, Knobloch e Fontana (2010) para a validação da estratégia de modelagem numérica a ser desenvolvida.

#### **1.4 Estrutura do trabalho**

No **Capítulo 1** foi feita a introdução ao tema, constando os objetivos e as justificativas da pesquisa, bem como a metodologia empregada.

O **Capítulo 2** foi voltado ao referencial teórico que serviu como base para este trabalho, sendo apresentados alguns aspectos das vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente, bem como o comportamento de elementos de madeira, concreto, aço e mistos de madeira e concreto em situação de incêndio.

No **Capítulo 3** foi abordada a simulação numérica em temperatura ambiente, destacando-se os parâmetros utilizados nas modelagens estruturais efetuadas, bem como os resultados obtidos.

O **Capítulo 4** foi dedicado às simulações numéricas em contexto de incêndio, sendo apresentadas as particularidades de cada simulação e os resultados obtidos.

No **Capítulo 5** foram apresentadas as conclusões desta pesquisa, bem como sugestões para futuras investigações.

## Capítulo 2

### Referencial teórico

---

#### 2.1 Estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente

Segundo Yeoh *et al.* (2011), as estruturas mistas de madeira e concreto são sistemas eficientes desde que os seguintes critérios sejam satisfeitos: *a linha neutra da seção transversal composta esteja próxima da interface madeira-concreto, o sistema de conexão seja rígido e resistente o suficiente para garantir uma ação conjunta dos materiais e para transferir os esforços de cisalhamento, e a madeira seja capaz de resistir aos esforços de tração decorrentes da flexão.*

Os conectores de cisalhamento podem conferir um maior ou menor grau de interação entre a madeira e o concreto. A rigidez dos sistemas de conexão tem grande influência na eficiência estrutural das vigas mistas de madeira e concreto, visto que influenciarão na distribuição de esforços internos e nas deformações da estrutura, (MOLINA, 2008).

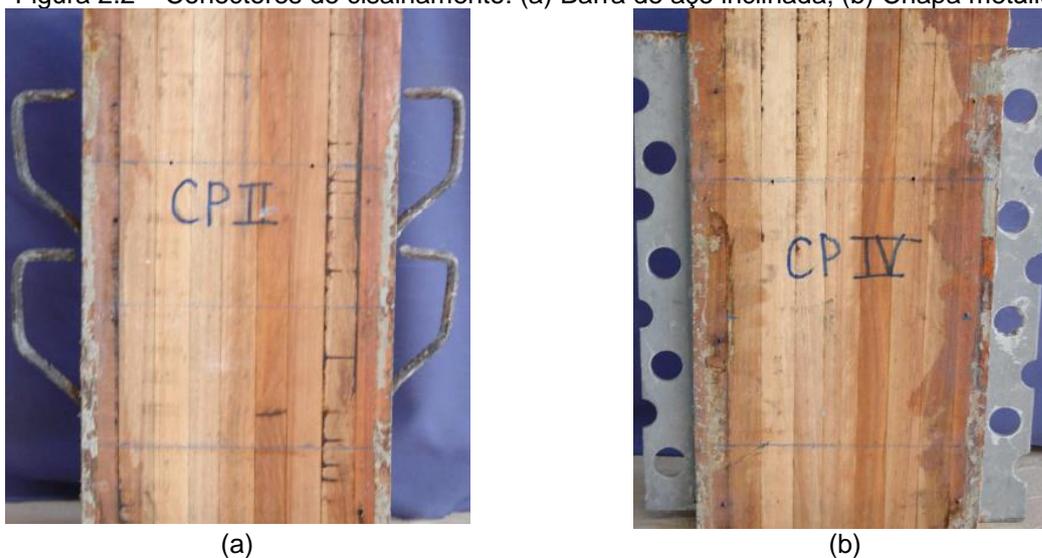
Ceccotti (1995) classifica os sistemas de conexão de acordo com a sua rigidez em *semirrígido ou rígido*. No primeiro grupo é permitido o deslocamento relativo entre a madeira e o concreto, incluindo: *os pinos (parafusos, pregos, barras de aço, cavilhas), os conectores de superfície (chapas metálicas) e os entalhes*. No segundo grupo os elementos são considerados rigidamente conectados, tendo como exemplo *treliças de aço e placas de aço contínuas, coladas na madeira*. As Figuras 2.1 e 2.2 apresentam alguns exemplos de conectores de cisalhamento existentes.

Figura 2.1 – Associação de entalhe com parafuso como conector de cisalhamento



Fonte: Deam, Fragiacomio e Buchanan (2007)

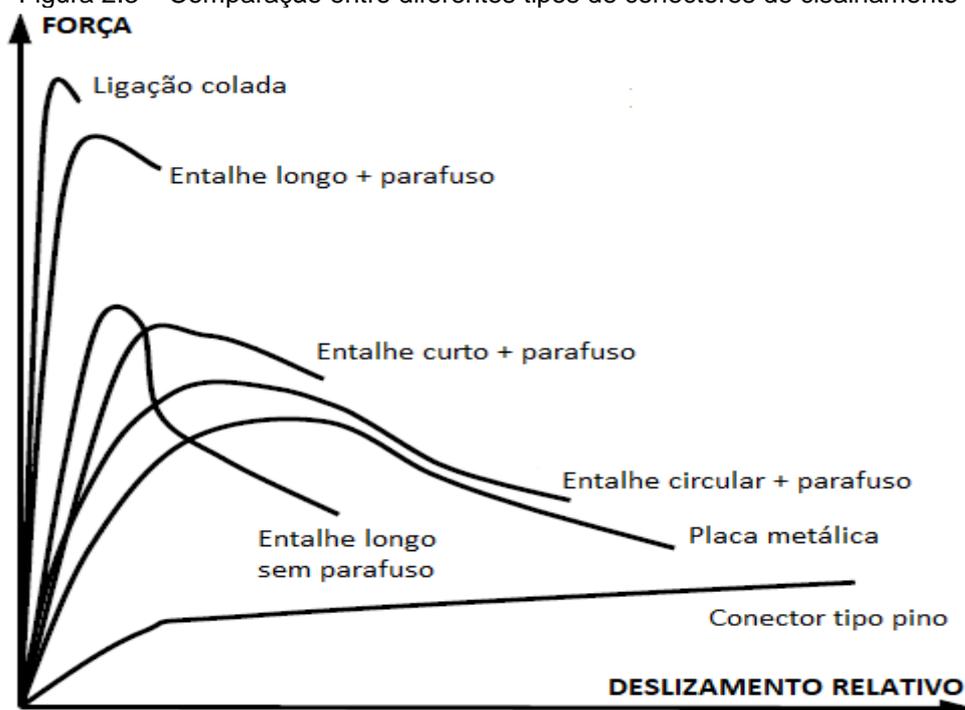
Figura 2.2 – Conectores de cisalhamento: (a) Barra de aço inclinada; (b) Chapa metálica



Fonte: Miotto (2009)

A comparação entre os diversos tipos de conectores de cisalhamento se faz, principalmente, pelos seguintes critérios: resistência última, módulo de deslizamento (parâmetro que avalia a flexibilidade da conexão) e custo de instalação, (MOLINA, 2008). Na Figura 2.3 são comparados diferentes tipos de conexões em relação aos dois primeiros critérios citados, podendo-se observar que as ligações mais rígidas suportam maiores forças e apresentam menor capacidade de deformação última

Figura 2.3 – Comparação entre diferentes tipos de conectores de cisalhamento

Fonte: adaptado de Yeoh *et al.* (2011)

Apesar da grande variedade de conectores de cisalhamento existentes, os estudos realizados sobre este tema no Brasil são mais voltados às ligações feitas com pino metálico, destacando-se as pesquisas feitas com barras de aço coladas.

Soriano (2001) avaliou o comportamento estrutural de vigas mistas de madeira e concreto em formato de T através de sistema de conexão por pregos 22 x 48, por ligação rígida através de adesivo epóxi, e sem sistema de ligação, permitindo o livre deslizamento entre a alma e a mesa da viga. Foi observado que a utilização de pregos como sistema de ligação reduziu os deslocamentos verticais na viga em torno de 40%, quando comparado à viga sem sistema de ligação. A resina epóxi se mostrou eficiente como adesivo para ligação, no entanto, sua ruptura foi frágil, aspecto não desejável em estruturas por caracterizar falha sem aviso prévio.

Soriano (2001) também analisou o comportamento de pisos mistos de madeira e concreto com 320 cm de comprimento (Figura 2.4), formado por três vigas de madeira com seção transversal medindo 5 x 15 cm<sup>2</sup> e mesa de concreto com seção transversal medindo 80 x 5 cm<sup>2</sup>, utilizando três sistemas de conexão diferentes: pregos 24 x 60 a cada 5 cm, parafusos sextavados de 3/8" a cada 7,5 cm, e parafusos sextavados de 1/2" a cada 7,5 cm.

Figura 2.4 – Piso misto de madeira e concreto ensaiado



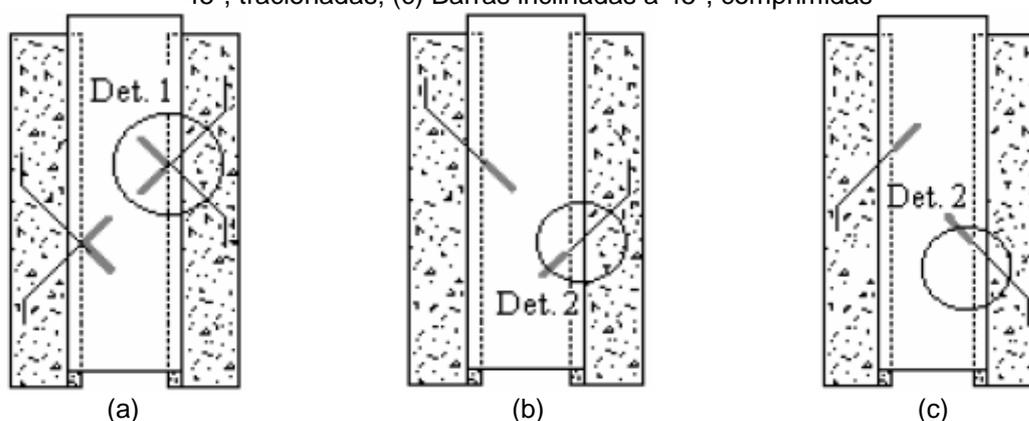
Fonte: Soriano (2001)

De acordo com o último autor, o painel com pregos e o painel com parafusos sextavados de 3/8" apresentaram rigidezes equivalentes, enquanto o painel com

parafusos sextavados de 1/2" demonstrou-se mais rígido. Em relação ao estado limite último, o painel com parafusos sextavados de 1/2" suportou uma força de ruptura 16,2% superior ao painel com pregos e 33% superior ao painel com parafusos sextavados de 3/8".

Pigozzo (2004) realizou ensaios *push-out* para analisar o desempenho de conectores de cisalhamento para elementos mistos de madeira e concreto. Foram utilizadas barras de aço coladas, confeccionando-se três tipos de protótipos: barras em formato de "X"; barras inclinadas a 45°, tracionadas; e barras inclinadas a 45°, comprimidas. Um esquema dos modelos elaborados é apresentado na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Modelos para ensaio tipo *push-out*. (a) Barras em formato de "X"; (b) Barras inclinadas a 45°, tracionadas; (c) Barras inclinadas a 45°, comprimidas



Fonte: Pigozzo (2004)

Segundo Pigozzo (2004), os conectores formados por barras de aço em formato de "X" causam menores embutimentos na madeira, menores esmagamentos e possibilidade de fendilhamento do concreto, quando comparados aos pinos perpendiculares ao plano cisalhante. Foi observado também que a ruptura da conexão ocorreu pelo embutimento da barra de aço na madeira. O autor afirma ainda que a utilização de conectores inclinados a 45° sobre tração é a alternativa mais econômica e eficiente quando comparada às outras.

Analisando, através de testes *push-out*, as ligações com pinos metálicos formado por barras de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro, posicionadas perpendicularmente e a 50° em relação às fibras da madeira, Alcântara Segundinho (2005) constatou eficiência satisfatória dos sistemas de conexão, tendo os conectores apresentado boa resistência e rigidez. Foi observado que as ligações com pinos inclinados a 50° em relação as fibras da madeira não apresentaram deslizamento relativo significativo entre os materiais até aproximadamente 25% da carga de ruptura.

Percebeu-se também que a carga de ruptura dos conectores perpendiculares representou metade da carga de ruptura dos conectores inclinados.

Visando analisar o modelo teórico proposto pelo EN 1995-1-1:2004, utilizado para o dimensionamento de vigas mistas de madeira e concreto, o qual será apresentado na seção 2.1.1 deste texto, Alcântara Segundinho (2005) examinou experimentalmente o comportamento de vigas mistas de madeira e concreto com vão igual a 2,0 metros, dimensões da seção transversal da madeira igual a 5 x 15 cm<sup>2</sup> e do concreto igual a 30 x 5 cm<sup>2</sup>, e ligação formada por conectores de cisalhamento com as mesmas características dos conectores utilizados nos ensaios *push-out*.

Alcântara Segundinho (2005) apontou boa correlação entre os resultados teóricos e experimentais quando analisados os pinos inclinados. No entanto, para os pinos posicionados perpendicularmente às fibras de madeira os resultados teóricos resultaram mais rígidos quando comparados aos resultados experimentais. Foi constatada que a ruptura dos elementos mistos se deu por tração da madeira localizada abaixo dos pontos de aplicação do carregamento nos terços do vão, com fissuras inclinadas em aproximadamente 45° (Figura 2.6).

Figura 2.6 – Ruptura de viga mista de madeira e concreto



Fonte: Alcântara Segundinho (2005)

Alcântara Segundinho (2005) também analisou um tabuleiro misto de madeira e concreto, formado por 4 vigas de madeira roliça, mesa de concreto armado e sistema de ligação formado por barras de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro posicionadas perpendicularmente às fibras de madeira e espaçadas a cada 15 cm, (Figura 2.7). De

acordo com o autor, a mesa de concreto contribuiu distribuindo os esforços em toda a seção transversal do tabuleiro misto de madeira e concreto, enquanto o sistema de conexão foi importante no aumento da rigidez do elemento estrutural.

Figura 2.7 – Tabuleiro misto de madeira e concreto sendo ensaiado



Fonte: Alcântara Segundinho (2005)

Molina (2008) analisou vigas mistas de madeira e concreto com seção transversal em T com sistema de conexão formado por barras de aço em “X” e posicionadas na vertical. Para vigas compostas por alma de madeira da espécie *Eucalypto citriodora* com  $8,5 \times 20 \text{ cm}^2$ , mesa de concreto com  $25 \times 8 \text{ cm}^2$ , vão de  $1,30 \text{ m}$  e conectores em “X”, com barra de CA-50 de  $8 \text{ mm}$  a cada  $32,25 \text{ cm}$ , foi encontrada força última de ruptura média igual a  $178,68 \text{ kN}$ . Para vigas com as mesmas características, diferindo o sistema de conexão, formado por 8 barras de aço CA-50 de  $19 \text{ mm}$  posicionados na vertical a cada  $16,25 \text{ cm}$ , foi obtida uma força última de ruptura média igual a  $192,04 \text{ kN}$ .

Miotto (2009) avaliou os sistemas de conexão formados por ganchos de aço de barra CA-50 com diâmetro de 8 e 10 mm (Figura 2.2a), como também por chapas de aço perfuradas com 4,75 mm de espessura (Figura 2.2b). As chapas de aço apresentaram o melhor desempenho com força de ruptura média igual a  $153,4 \text{ kN}$  e módulo de deslizamento médio igual a  $339,406 \text{ kN/mm}$ . No entanto, apresentaram ruptura frágil. Os sistemas com ganchos de aço de 8 mm de diâmetro apresentaram força de ruptura média igual a  $131,0 \text{ kN}$  e módulo de deslizamento médio igual a

142,936 kN/mm, enquanto que para os ganchos de 10 mm esses valores resultaram, respectivamente, 135,3 kN e 112,998 kN/mm.

Miotto (2009) também realizou análises em vigas mistas de madeira laminada colada e concreto, sendo o conector de cisalhamento formado por ganchos de barra de aço CA-50 com 8 mm de diâmetro (Figura 2.8). Quando comparados os resultados do elemento misto ao da viga apenas de madeira observou-se que a flecha obtida para o elemento misto correspondeu a 43% dos valores obtidos para a viga de madeira unicamente e que o módulo de ruptura sofreu um acréscimo de 42%.

Figura 2.8 – Vigas com ganchos metálicos colados antes da concretagem

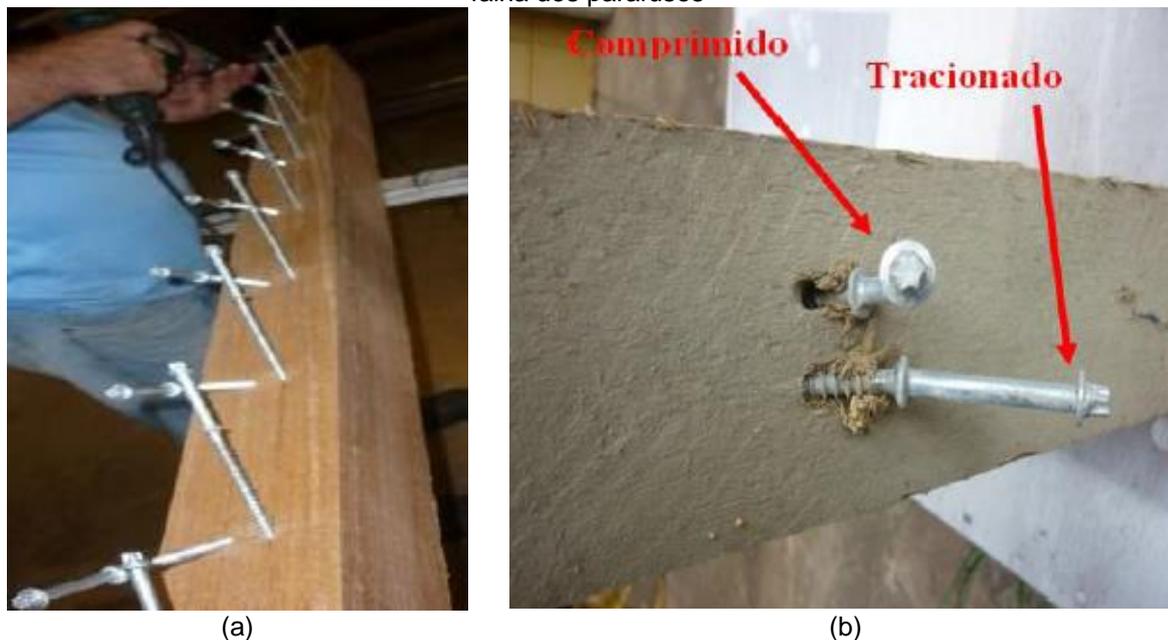


Fonte: Miotto (2009)

Em Molina, Silva e Vasconcelos (2015) é apresentado um estudo experimental de sistema de conexão formado por parafusos do tipo CS100900 (dimensões de 55 x 100 mm e diâmetro de 7,5 mm) dispostos em X (Figura 2.9a), tanto em corpos de prova para ensaios *push-out* quanto em vigas mistas de madeira e concreto, sendo os resultados experimentais comparados com os obtidos através do modelo teórico apresentado pelo EN 1995-1-1:2004.

Os autores verificaram que o sistema de conexão analisado tem bom desempenho, apresentando resistência média igual a 15,62 kN e módulo de deslizamento igual a 13,38 kN/mm para cada conector disposto em X. Os parafusos sob tração tenderam a sofrer arrancamento e a provocar o embutimento na madeira, enquanto que os parafusos sob compressão tenderam a formar rótula plástica, como também causar o embutimento na madeira (Figura 2.9b).

Figura 2.9 – Sistema de conexão: (a) Detalhe dos parafusos cruzados formando um X; (b) Detalhe da falha dos parafusos



Fonte: Molina, Silva e Vasconcelos (2015)

Ao se comparar os resultados experimentais aos obtidos pelo modelo teórico, Molina, Silva e Vasconcelos (2015) observaram boa correlação entre as rigidezes para valores de força aplicada correspondente a até 50% da força de ruptura experimental da viga, havendo diferença relativa de até 2,6% entre os resultados experimentais e teóricos. Para valores de força última, entretanto, a rigidez obtida experimentalmente resultou 32% inferior a rigidez obtida pelo modelo teórico.

### 2.1.1 Dimensionamento de estruturas mistas de madeira e concreto

Para o dimensionamento de vigas mistas de madeira e concreto deve-se recorrer ao EN 1995-1-1:2004, onde é apresentado um modelo linear elástico, baseado no modelo de viga equivalente proposto por Mohler, para o cálculo teórico de vigas mistas. Neste modelo é considerada uma rigidez efetiva para a viga mista (equação 2.1) levando em conta o deslizamento entre os materiais.

$$(EI)_{ef} = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2 \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Na equação 2.1,  $(EI)_{ef}$  é a rigidez efetiva,  $E$  é o módulo de elasticidade na compressão,  $A$  é a área da seção transversal,  $\gamma$  é o fator de redução da inércia e  $a$  é a distância do centroide da área até a linha neutra. Os índices  $c$  e  $w$  se referem, respectivamente, ao concreto e à madeira.

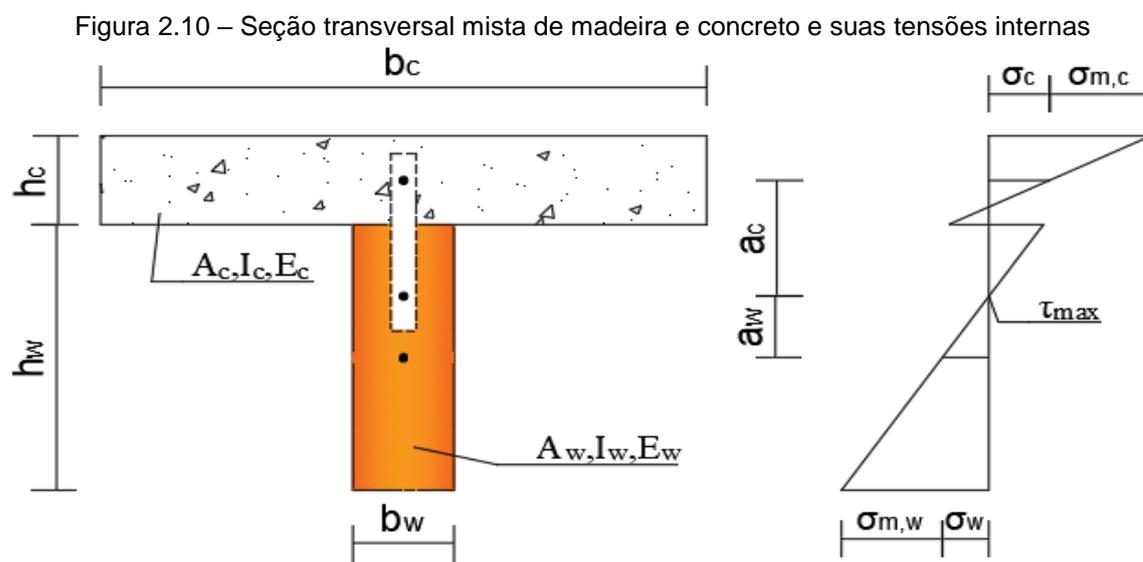
O fator de redução da madeira é igual a unidade ( $\gamma_w = 1,0$ ) enquanto o fator de redução do concreto é apresentado na equação 2.2. As distâncias dos centroides das áreas de madeira e de concreto à linha neutra da seção transversal equivalente são apresentadas, respectivamente, nas equações 2.3 e 2.4.

$$\gamma_c = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s}{K \cdot L^2} \right] \quad (\text{Eq. 2.2})$$

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$a_c = \left[ \frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Na equação 2.2,  $s$  é o espaçamento entre os conectores,  $K$  é o módulo de deslizamento da conexão e  $L$  é vão da viga. Os parâmetros das equações 2.3 e 2.4 estão definidos na Figura 2.10.



Fonte: Fernandes *et al* (2017)

De acordo com o EN 1995-1-1:2004, para casos em que a conexão entre os materiais é feita por pinos metálicos verticais, o módulo de deslizamento em serviço ( $K_{ser}$ ) é dado pela equação 2.5, com unidade em N/mm, enquanto para análises em estado limite último é utilizado o módulo de deslizamento último ( $K_u$ ), equação 2.6.

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d}{23} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

$$\rho_m = \sqrt{\rho_c \cdot \rho_w} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Nas equações 2.5, 2.6 e 2.7,  $d$  é o diâmetro do pino metálico (em mm) e  $\rho_m$  é a densidade média,  $\rho_c$  é a densidade do concreto (em kg/m<sup>3</sup>) e  $\rho_w$  é a densidade da madeira (em kg/m<sup>3</sup>).

De acordo com Branco (2003), há uma grande diferença entre os valores do módulo de deslizamento obtidos experimentalmente e os sugeridos pela norma europeia. Desta forma, o autor sugere a equação 2.8 para o cálculo do módulo de deslizamento em serviço de ligações mistas entre madeira e concreto ( $K_{ser}$ ), onde  $E_{c0,m}$  é o valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira na compressão, em N/mm<sup>2</sup>, e  $d$  é o diâmetro do conector de cisalhamento, em mm.

$$K_{ser} = 0,15 \cdot E_{c0,m}^{0,9} \cdot d^{0,95} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Para a análise de vigas mistas de madeira e concreto em serviço não há qualquer recomendação quanto ao deslocamento vertical limite. Em vigas de madeira, a ABNT NBR 7190:1997 estabelece que o deslocamento máximo no meio do vão  $L$  ( $\delta_{w,lim}$ ) de uma viga simplesmente apoiada deve obedecer a equação 2.9. Para vigas de concreto armado, o deslocamento máximo no meio do vão  $L$  ( $\delta_{c,lim}$ ), segundo a ABNT NBR 6118:2014, é dado pela equação 2.10.

$$\delta_{w,lim} \leq \frac{L}{200} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$\delta_{c,lim} \leq \frac{L}{500} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Considerando  $M$  o momento fletor atuando na seção transversal,  $f_c$  a resistência à compressão do concreto,  $\sigma_c$  a tensão normal no centroide do concreto devido às forças normais e  $\sigma_{m,c}$  a tensão normal na extremidade do concreto devido ao momento fletor, a verificação da tensão normal de compressão no concreto é realizada através das equações 2.11 a 2.13.

$$\sigma_c = \gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$\sigma_c + \sigma_{m,c} \leq f_c \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Sendo  $f_w$  a resistência à tração da madeira,  $\sigma_w$  a tensão normal no centroide da madeira devido às forças normais e  $\sigma_{m,w}$  a tensão normal na extremidade da madeira devido ao momento fletor, a verificação da tensão normal de tração na madeira é realizada através das equações 2.14 a 2.16.

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

$$\sigma_{m,w} = 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

$$\sigma_w + \sigma_{m,w} \leq f_w \quad (\text{Eq. 2.16})$$

O elemento estrutural é verificado ao cisalhamento na linha neutra quando obedece a equação 2.17, em que  $V$  é o máximo esforço de cisalhamento atuando na seção e  $f_v$  é a resistência ao cisalhamento da madeira. A verificação do sistema de conexão, por sua vez, se faz por meio da equação 2.18, em que  $R_v$  é a força máxima admitida em cada conector de cisalhamento.

$$0,5 \cdot E_w \cdot h_w^2 \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq f_v \quad (\text{Eq. 2.17})$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq R_v \quad (\text{Eq. 2.18})$$

Deve-se destacar que a rigidez efetiva,  $(EI)_{ef}$ , na verificação do elemento estrutural quanto ao estado limite último é calculada a partir do módulo de deslizamento último ( $K_u$ ), enquanto para análises em estado limite de serviço é calculada a partir do módulo de deslizamento em serviço ( $K_{ser}$ ).

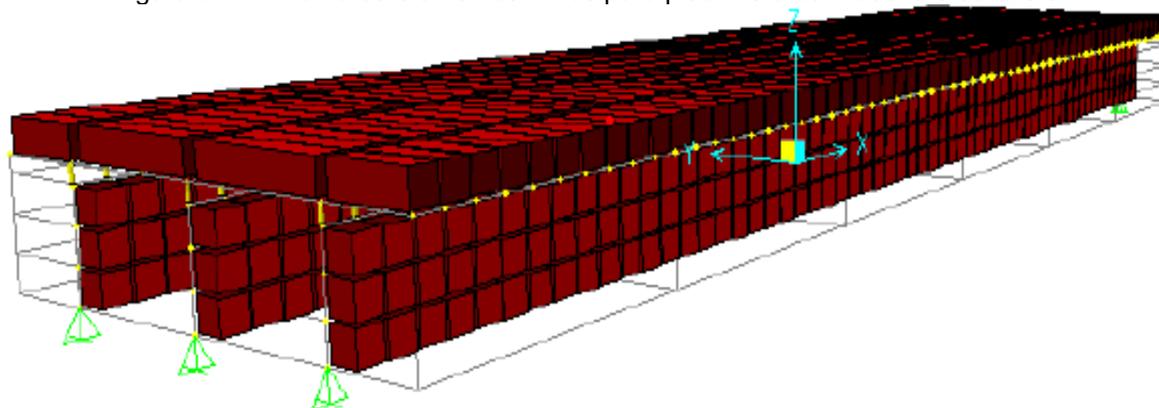
### 2.1.2 Análises numéricas de estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente

Khorsandnia, Valipour e Crews (2012) elaboraram um modelo numérico bidimensional, utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS, para a análise estrutural de elementos mistos de madeira e concreto. O comportamento da madeira foi representado pelo modelo de dano de Hashin enquanto o comportamento do concreto por uma lei constitutiva de dano plástico. Os conectores de cisalhamento foram modelados através de molas discretas não lineares, em que o comportamento da curva *Força versus Deslocamento* foi obtido por meio de ensaios do tipo *push-out*.

Segundo os autores o modelo em elementos finitos proposto foi capaz de descrever adequadamente o comportamento global de elementos mistos de madeira e concreto até o ponto de ruptura. Além disso, o uso de elementos de molas não lineares para representar os conectores de cisalhamento se apresentou como uma boa alternativa para a modelagem da interação parcial entre a madeira e o concreto.

Soriano (2001) utilizou o programa computacional SAP2000, baseado no método dos elementos finitos, para o estudo de elementos mistos de madeira e concreto com sistema de conexão por pinos (pregos ou parafusos). A representação da madeira e do concreto foi feita por elementos de casca, enquanto os conectores de cisalhamento foram modelados através de elementos de barra (Figura 2.11). Os dados de entrada dos materiais foram obtidos através de ensaios de caracterização.

Figura 2.11 – Malha de elementos finitos para piso misto de madeira e concreto



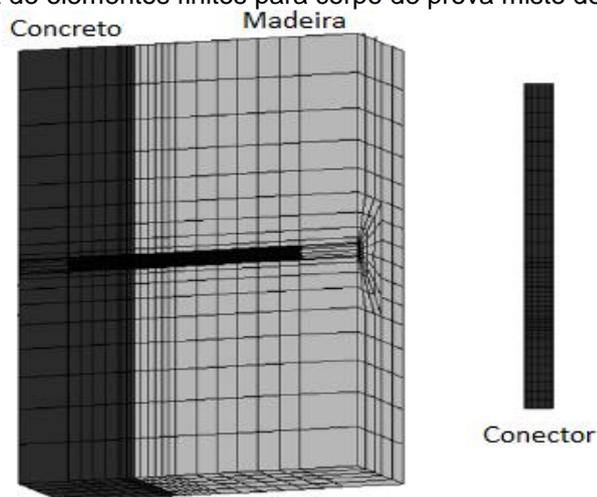
Fonte: Soriano (2001)

De acordo com Soriano (2001), os deslocamentos obtidos através dos modelos numéricos se mostraram distantes dos deslocamentos aferidos experimentalmente. Segundo o autor, tal aspecto se verificou pelo fato do modelo ser incapaz de representar as não linearidades físicas dos materiais.

Oliveira (2002) elaborou um modelo numérico para vigas mistas de madeira e concreto no programa de elementos finitos ANSYS. Os componentes de madeira e de concreto foram modelados por elementos tipo sólido, enquanto as ligações mecânicas foram modeladas por elementos de combinação tipo mola. Os materiais foram considerados lineares elásticos e foi admitido o comportamento ortotrópico para a madeira. A autora julgou satisfatório os resultados obtidos numericamente, não sendo possível, entretanto, representar o comportamento não linear sofrido pela viga nos estágios finais de carregamento, em decorrência do uso de modelo linear elástico para os materiais.

Em Dias (2005) e Dias *et al.* (2007) é apresentada modelagem numérica, por meio do método dos elementos finitos, de corpos de provas mistos de madeira e concreto com conectores de cisalhamento tipo pino metálico. Foram utilizados elementos sólidos para a modelagem dos elementos de madeira, concreto e aço (Figura 2.12). A interação entre os materiais foi considerada através de elementos de contato deformáveis. Coeficientes de atrito foram atribuídos aos possíveis contatos entre os materiais, valendo 0,57 para a superfície madeira-concreto, 0,50 para a superfície madeira-aço e 0,9 para a superfície concreto-aço.

Figura 2.12 – Malha de elementos finitos para corpo de prova misto de madeira e concreto

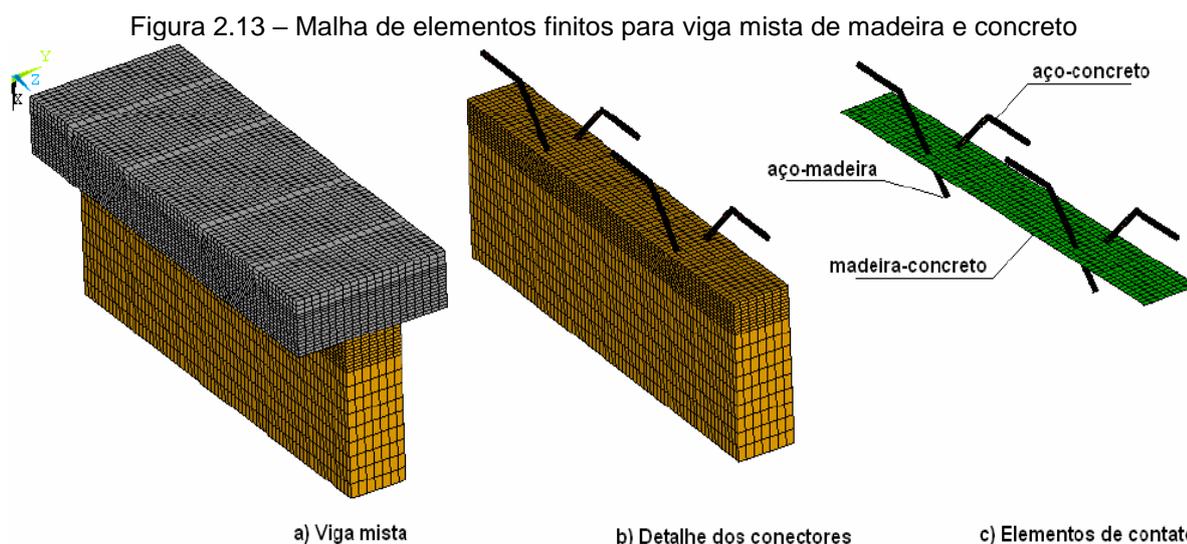


Fonte: Dias *et al.* (2007)

Foi adotado para o aço e para o concreto um modelo constitutivo elastoplástico isotrópico com critério de resistência de von Mises. Para a madeira foi considerado comportamento ortotrópico, com critério de resistência de Hill, o qual consiste em uma extensão do critério de von Mises para materiais anisotrópicos.

Os autores relatam a boa capacidade de o modelo numérico proposto descrever o comportamento dos corpos de prova mistos de madeira e concreto conectados por pinos metálicos. É apontado que o uso do modelo constitutivo adequado é fundamental na obtenção de bons resultados, sendo que a consideração da ortotropia da madeira é essencial para respostas numéricas mais precisas.

Em Molina (2008) e Molina e Calil Junior (2009) é apresentada a modelagem de elementos mistos de madeira e concreto, com conectores de cisalhamento tipo pino metálico dispostos na vertical ou em “X”, através do programa computacional de elementos finitos ANSYS. Para a definição da laje de concreto, da viga de madeira e dos conectores de cisalhamento foram utilizados elementos finitos tipo sólido, enquanto que para a armadura da laje de concreto armado foram usados elementos de barra (Figura 2.13). Para consideração da interação entre os materiais, empregou-se elementos de contato.



Fonte: Molina (2008)

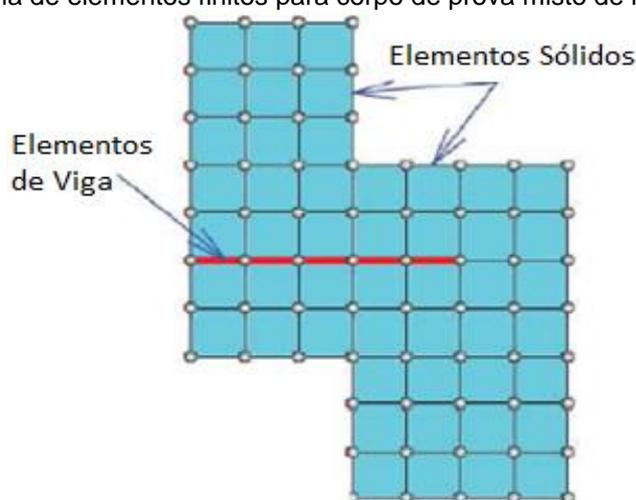
Para a modelagem do concreto, foi utilizado o modelo *concrete*, disponível na biblioteca do programa. Para o aço foi empregado um modelo isotrópico com critério de plastificação de von Mises. Na madeira foi assumido um comportamento ortotrópico com critério de plastificação de Hill, sendo considerada as propriedades da madeira à tração iguais as suas propriedades na compressão, bem como a igualdade entre as propriedades da madeira nas direções radial e tangencial, assumidas como direção perpendicular às fibras.

De acordo com Molina (2008) e Molina e Calil Junior (2009) os modelos numéricos elaborados foram capazes de simular o comportamento de sistemas mistos

de madeira e concreto na fase linear e no início da fase não linear, quando inicia a plastificação dos materiais, obtendo-se um erro relativo entre as curvas numéricas e experimentais igual a 15%.

Oudjene *et al.* (2013) utilizou o programa computacional ABAQUS para modelagem numérica de corpos de provas mistos de madeira e concreto conectados por parafusos. Para a madeira e para o concreto foram utilizados elementos sólidos com oito nós, enquanto para o conector de cisalhamento os autores desenvolveram um elemento de viga unidimensional com quatro nós com apenas graus de liberdade de translação (Figura 2.14). O modelo constitutivo utilizado para a madeira foi elastoplástico ortotrópico, o do concreto e o do aço elastoplástico isotrópico.

Figura 2.14 – Malha de elementos finitos para corpo de prova misto de madeira e concreto



Fonte: Oudjene *et al.* (2013)

De acordo com os autores, a técnica de modelagem desenvolvida se mostrou eficiente na análise de corpos de provas mistos de madeira e concreto, fornecendo com boa precisão a curva de *Força versus Deslocamento*. No entanto, os autores afirmam que o modelo precisa ainda de melhor desenvolvimento, bem como de aplicação em elementos com tamanho estrutural.

Nas simulações numéricas realizadas admitindo-se a madeira como material ortotrópico é necessário o conhecimento de suas propriedades elásticas nas direções longitudinal, radial e tangencial (módulos de elasticidade), bem como nos planos formados por essas direções (módulos de elasticidade transversal). Esses parâmetros devem ser determinados experimentalmente. No entanto, é comum a determinação experimental apenas do módulo de elasticidade longitudinal e a utilização de relações com este módulo para a definição das demais propriedades.

As relações entre os módulos de elasticidade nas diferentes direções e entre o módulo de elasticidade e o módulo de elasticidade transversal utilizadas por Oliveira (2002), Dias *et al.* (2007) e por Molina (2008) são apresentados na Tabela 2.1, sendo  $E$  o módulo de elasticidade,  $G$  o módulo de elasticidade transversal e os índices  $l$ ,  $t$  e  $r$  fazem referência, respectivamente, às direções longitudinal, transversal e radial.

Tabela 2.1 – Relações entre parâmetros elásticos da madeira

	$E_r =$	$E_t =$	$G_{lr} =$	$G_{lt} =$	$G_{tr} =$
<b>Oliveira (2002)</b>	$\frac{E_l}{10,8}$	$\frac{E_l}{18,65}$	$\frac{E_l}{22,44}$	$\frac{G_{lr}}{0,75}$	$\frac{G_{lr}}{1,94}$
<b>Dias <i>et al.</i> (2007)</b>	$\frac{E_l}{30}$	$\frac{E_l}{30}$	$\frac{E_l + E_r}{32}$	$\frac{E_t + E_r}{32}$	$\frac{E_t + E_r}{32}$
<b>Molina (2008)</b>	$\frac{E_l}{10}$	$\frac{E_l}{10}$	$\frac{E_l}{20}$	$\frac{E_l}{20}$	$\frac{E_l}{20}$

Fonte: o autor

Ressalta-se que as relações aplicadas por Oliveira (2002) são baseadas no trabalho Mascia<sup>1</sup> (1993, *apud* OLIVEIRA, 2002), as utilizadas por Dias *et al.* (2007) são baseadas na EN 338<sup>2</sup> (1995, *apud* Dias *et al.*, 2007) e as empregadas por Molina (2008) são fundamentadas no trabalho de Ballarin e Nogueira (2003) e na norma brasileira de madeiras, ABNT NBR 7190:1997.

Na aplicação do critério de Hill é necessária a definição das propriedades plásticas da madeira, a saber: tensões de plastificação nas direções longitudinal, transversal e radial; e as tensões cisalhante de plastificação nos planos formados por essas direções. Normalmente, obtém-se experimentalmente a resistência da madeira à compressão paralela às fibras, e a considera como valor da tensão de plastificação paralela as fibras ( $\sigma_l$ ). A partir deste valor obtêm-se os demais parâmetros de plastificação da madeira.

Na Tabela 2.2 são apresentadas as relações utilizadas nas simulações numéricas de Dias *et al.* (2007) e Molina (2008), sendo  $\sigma$  a tensão de plastificação,  $\tau$  a tensão cisalhante de plastificação e os índices os mesmos já indicados para os parâmetros elásticos. Destaca-se que os valores adotados por Molina (2008) são baseados nos trabalhos de Dias (2005) e Flores, Rioseco e Matamal (2007).

<sup>1</sup> MASCIA, N.T., "Valores das constantes de Elasticidade na madeira". 11º Encontro Nacional da Construção Civil, 1, 59, 1993.

<sup>2</sup> EN 338, Structural timber-strength classes. CEN, 1995.

Tabela 2.2 – Relações entre parâmetros de plastificação da madeira

	$\sigma_t = \sigma_r =$	$\tau_{tr} = \tau_{rl} =$	$\tau_{il} =$
<b>Dias et al. (2007)</b>	0,19. $\sigma_l$	0,22. $\sigma_l$	0,22. $\sigma_l$
<b>Molina (2008)</b>	0,19. $\sigma_l$	0,38. $\sigma_l$	0,038. $\sigma_l$

Fonte: o autor

## 2.2 Estruturas de madeira em situação de incêndio

As ações térmicas na madeira provocam a degradação por combustão de seus elementos químicos, a liberação de gases inflamáveis e a formação do carvão. Com isso, há a redução da seção transversal resistente bem como a perda de resistência e rigidez, conforme mencionado em Pinto (2005).

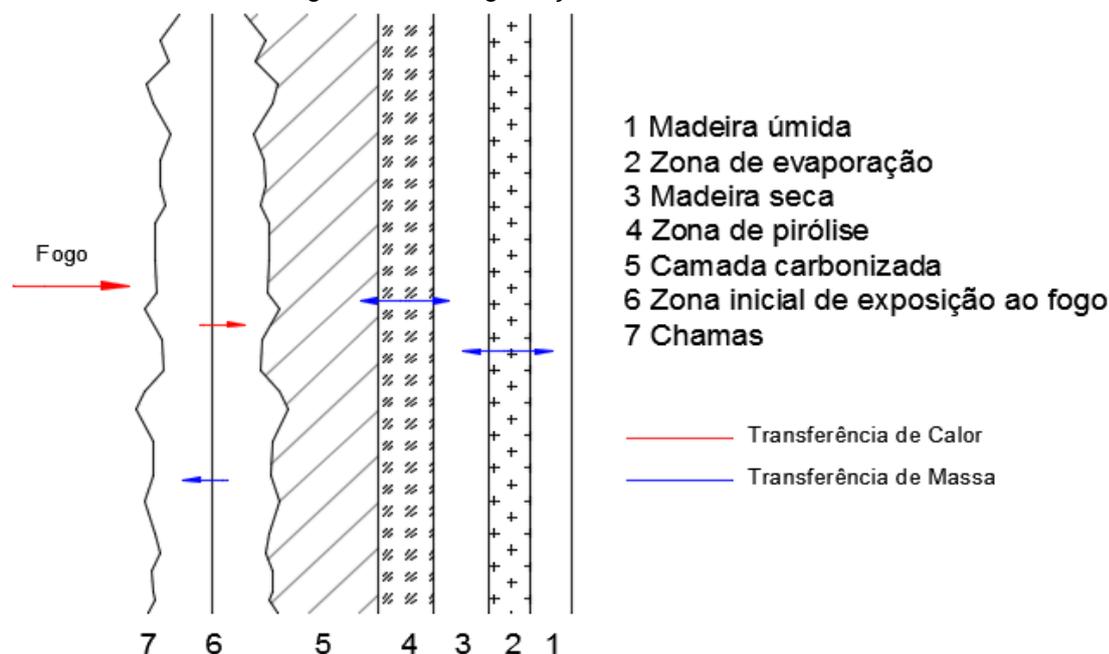
Em Janssens (2004) é explicado, resumidamente, o processo de degradação da madeira. De acordo com a última referência, a umidade presente na madeira sob ação térmica, ao atingir determinada temperatura, evapora. Parte do vapor de água migra para o ambiente, enquanto que a outra parcela desloca-se para a região interna da madeira, mais fria, e condensa.

Em seguida, a temperatura da madeira seca aumenta até que as fibras comecem a degradar, por volta de 200 a 250°C, gerando uma mistura de gases, vapor e alcatrão que, como a umidade, pode ir para o ambiente ou para região mais fria da madeira. Neste momento forma-se uma camada de carvão, que, por apresentar volume menor que a madeira original, apresenta rachaduras e fissuras, influenciando, desta forma, na transferência de calor entre as chamas e a madeira. Os gases liberados se misturam com o ar do ambiente e formam uma chama luminosa. Sob certas condições, o oxigênio pode se difundir para a superfície e provocar a oxidação do carvão. A Figura 2.15 esquematiza o processo de degradação por pirólise da madeira.

O carvão formado através da combustão incompleta da madeira tem resistência desprezível. Segundo Martins (2016), o avanço da frente de carbonização pode ser caracterizado de duas maneiras: por meio da taxa de queima ou por meio da taxa de carbonização. A primeira maneira se refere a perda de massa (g/s), enquanto que a segunda está relacionada ao aumento da espessura da camada carbonizada (mm/min). A taxa de carbonização, por levar diretamente ao valor da seção transversal

residual, é mais utilizado, sendo fator primordial na análise de estruturas de madeira em situação de incêndio, (FIGUEROA; MORAES, 2009; PINTO, 2005).

Figura 2.15 – Degradação térmica da madeira



Fonte: adaptado de Janssens (2004)

Segundo Figueroa e Moraes (2009) e Molina *et al* (2012) a camada de carvão desenvolvida durante a degradação por combustão da madeira forma uma camada de proteção que retardará o fluxo de calor para as camadas interiores da madeira, reduzindo a velocidade de degradação térmica e o avanço da frente de carbonização. Abaixo da camada carbonizada encontra-se uma estreita faixa de madeira aquecida, cujas propriedades mecânicas são afetadas pelo aumento de temperatura, e um núcleo inalterado, como mostrado na Figura 2.16.

Figura 2.16 – Seção transversal de uma peça de madeira submetida a temperaturas elevadas



Fonte: Pinto (2005)

### 2.2.1 Carbonização da madeira

A taxa de carbonização é afetada por diversos fatores, sendo possível destacar: *a densidade, o teor de umidade, a permeabilidade, a espécie da madeira, as dimensões da amostra, a forma da seção transversal, a intensidade do fluxo de calor, a direção das fibras em que ocorre a carbonização e a composição química*, conforme mencionado em Cachim e Franssen (2009), Figueroa e Moraes (2009) e White e Dietenberger (2010). Adicionalmente, em Pinto (2005) se destaca que a densidade influencia na quantidade de massa exposta ao fogo. Uma madeira com baixa densidade apresenta maior quantidade de massa em contato com as chamas, facilitando assim a ignição e aumentando a taxa de carbonização.

A umidade presente na madeira, de acordo com Pinto (2005) e Cachim e Franssen (2009), atua dificultando a combustão, uma vez que a madeira cede energia para a evaporação da água, permanecendo a temperatura constante, em aproximadamente 100°C, até que a água tenha evaporado. Desta forma, um aumento na umidade acarreta redução da taxa de carbonização da madeira. Segundo White e Dietenberger (2010), a permeabilidade da madeira influencia no movimento da umidade e, desta forma, o aumento da permeabilidade ocasiona o aumento da taxa de carbonização.

Devido a sua ortotropia, a condutividade térmica da madeira varia de acordo com o sentido das fibras. As moléculas de celulose na direção longitudinal favorecem a transmissão de calor, enquanto que no sentido perpendicular a maior presença de poros reduz a transferência de calor. Por essas diferenças, a velocidade de carbonização na direção longitudinal é, aproximadamente, o dobro da direção transversal, (PINTO, 2005; WHITE; DIETENBERGER, 2010).

Em Figueroa e Moraes (2009) e em Pinto (2005) é mencionado que a velocidade de carbonização em peças de pequenas dimensões é maior que em peças grandes, em decorrência da maior superfície específica das peças menores, e também por grandes seções promoverem uma superfície carbonizada isolante. Ainda de acordo com Figueroa e Moraes (2009), as seções retangulares apresentam maior taxa de carbonização que as seções circulares.

Além disso, conforme Pinto (2005), as seções retangulares sofrem arredondamento de seus vértices devido ao maior fluxo de calor recebido nos cantos da peça. A posição da face nas seções retangulares também influenciará na taxa de carbonização, sendo, de acordo com Martins, Munaiar Neto e Calil Junior (2016), a

degradação da madeira é maior na face inferior quando comparada com as faces laterais.

A velocidade inicial de carbonização é maior, reduzindo e assumindo valor constante depois de certo tempo de exposição ao fogo, em virtude da camada protetora de carvão formada, (BUCHANAN, 2002; PINTO, 2005). Conforme Cachim e Franssen (2009) e Frangi e Fontana (2003), a taxa de carbonização é usualmente considerada constante, fato aceitável para tempo de exposição em temperaturas elevadas entre 30 e 110 minutos. Os valores adotados pelo EN 1995-1-2:2004 para a taxa de carbonização da madeira são constantes e estão indicados na Tabela 2.3, onde  $\beta_0$  e  $\beta_n$  são as taxas de carbonização unidimensional e nominal em milímetros por minuto, respectivamente.

Tabela 2.3 – Taxa de Carbonização

	$\beta_0$ (mm/min)	$\beta_n$ (mm/min)
<b>Coníferas</b>		
MLC (Madeira Laminada Colada) com densidade característica superior a 290 kg/m <sup>3</sup>	0,65	0,70
Madeira serrada com densidade característica superior a 290 kg/m <sup>3</sup>	0,65	0,80
<b>Folhosas</b>		
Densidade característica de 290 kg/m <sup>3</sup>	0,65	0,70
Densidade característica superior a 480 kg/m <sup>3</sup>	0,50	0,55
<b>LVL (<i>Laminated Veneer Lumber</i>)</b>		
Densidade característica superior a 480 kg/m <sup>3</sup>	0,65	0,70
<b>Painéis</b>		
Painéis de madeira	0,90	-
Compensado	1,0	-
Outros	0,9	-

Fonte: CEN, 2004

O projeto de revisão da norma brasileira ABNT NBR 7190:2013 segue os valores propostos pela norma europeia. A partir da velocidade de carbonização obtém-se a profundidade de carbonização, que é a distância entre a superfície exterior original da peça e a posição da linha de carbonização.

De acordo com Cachim e Franssen (2009), a linha de carbonização é o limite entre a camada de carvão e a camada de pirólise (a zona de degradação térmica da

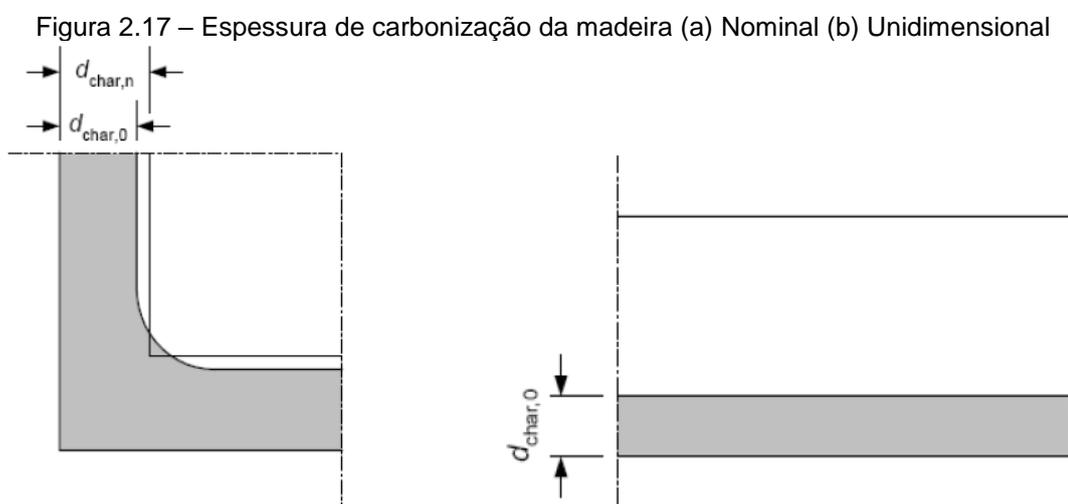
madeira). Segundo Figueroa e Moraes (2009), a temperatura de carbonização da madeira é um valor convencional o qual ainda não existe concordância, encontrando-se na literatura valores entre 288°C e 360°C. O EN 1995-1-2:2004 estabelece a isoterma de 300°C como a linha de carbonização da madeira.

A espessura de carbonização, quando considerada a carbonização em apenas uma direção é dada pela equação 2.19. Para levar em consideração o efeito de arredondamento dos cantos, deve-se adotar um raio na aresta igual à espessura de carbonização. Para elementos planos, a espessura de carbonização pode ser tomada pela equação 2.20, em que os efeitos de arredondamento das arestas já são levados em conta. (Figura 2.17)

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Nas equações 2.19 e 2.20,  $d_{char,0}$  e  $d_{char,n}$  representam as espessuras de carbonização unidimensional e nominal, respectivamente, em milímetros, e  $t$  é o tempo, em minutos.



Fonte: projeto de revisão da ABNT NBR 7190:2013

As taxas de carbonização recomendadas pela norma europeia foram obtidas através do estudo de várias espécies de madeira utilizadas no território europeu. O trabalho de Frangi e Fontana (2003) corrobora a aplicabilidade dos valores da taxa de carbonização indicados pelo EN 1995-1-2:2004 para as madeiras cultivadas em solo europeu.

Os pesquisadores analisaram vigas e painéis de madeira da espécie spruce (*Picea bies*) com densidade média igual a 419 kg/m<sup>3</sup> e umidade média igual a 13%, sendo submetidas a curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999) por um período de tempo variando entre 30 e 110 minutos. A taxa de carbonização obtida para as diversas amostras ensaiadas variou entre 0,67 mm/min e 0,70 mm/min, sendo os valores próximos ao indicado pela norma europeia de madeira.

No Brasil, dados sobre a velocidade de carbonização das espécies de madeira nacionais são bem escassos, restringindo-se aos valores obtidos e apresentados em Pinto (2005) e Martins (2016), sendo assim necessária mais pesquisas neste tema.

Em seu trabalho de doutorado, Pinto (2005) analisou o comportamento de duas espécies de madeira em relação ao incêndio, sendo elas: *Eucalyptus citriodora* e *Eucalyptus grandis*. A primeira espécie apresentou massa específica aparente de aproximadamente 0,99 g/cm<sup>3</sup>, enquanto que a massa específica aparente da segunda espécie ficou em torno de 0,64 g/cm<sup>3</sup>. Vigas de madeira com dimensões de 0,16x0,26x2,00 m<sup>3</sup> foram expostas, nas quatro faces, a curva de incêndio-padrão da ASTM E-119 (2000).

Como resultado, Pinto (2005) encontrou uma taxa média de carbonização de 0,58 mm/min, para ambas espécies. Era esperado um melhor desempenho da *E. citriodora*, em virtude de sua maior densidade. No entanto, a autora explica que a maior umidade apresentada pela *E. grandis* influenciou na redução da velocidade de carbonização das amostras.

Martins (2016) analisou a taxa de carbonização de vigas de Madeiras Laminadas Coladas (MLC) produzidas com Lyptus<sup>®</sup>, um híbrido das espécies *Eucalyptus grandis* e *urophylla*, pertencendo ao grupo das folhosas; como também de vigas de MLC produzidas com *Pinus oocarpa*, sendo uma espécie do grupo das coníferas. O Lyptus<sup>®</sup> analisado apresentou densidade média igual a 743 kg/m<sup>3</sup> enquanto que o *Pinus* apresentou densidade média igual a 505 kg/m<sup>3</sup>. As vigas ensaiadas tinham dimensões iguais a 0,15x0,42x3,50 m<sup>3</sup> e foram expostas a curva de incêndio padrão da ISO 834 (1999).

A taxa de carbonização sugerida pela autora foi de 0,67 mm/min para o Lyptus<sup>®</sup> e de 0,95 mm/min para o *Pinus*. É possível constatar, com esses dados, que a maior densidade levou a uma menor taxa de carbonização.

Pelas velocidades de carbonização obtidas por Pinto (2005) e Martins (2016) foi possível constatar que uso dos valores presentes no EN 1995-1-2:2004 são

contrários a segurança, visto que a taxa de carbonização apresentada pela norma é menor que a obtida em ensaios para as espécies brasileiras, resultando numa seção transversal residual maior que a que realmente acontece.

Além da norma europeia, outros códigos normativos trazem indicações de valores a serem assumidos para a taxa de carbonização da madeira, como por exemplo a norma australiana, AS 1720.4:1990. De acordo com esta norma, a taxa de carbonização é dependente da densidade da madeira e deve ser determinada através da equação 2.21, onde  $\beta$  é a taxa de carbonização em mm/min e  $\rho_{12}$  é a densidade da madeira a 12% de umidade em kg/m<sup>3</sup>.

$$\beta = 0,4 + \left( \frac{280}{\rho_{12}} \right)^2 \quad (\text{Eq. 2.21})$$

### 2.2.2 Variação das propriedades mecânicas da madeira com a temperatura

O efeito da temperatura sobre as propriedades mecânicas da madeira pode se manifestar de forma temporária ou permanente, dependendo do grau de degradação do material causado pela exposição ao calor e à temperatura. Os efeitos permanentes não desaparecem após o resfriamento da madeira e ocorrem para temperaturas superiores a 65°C, manifestando-se pela perda do peso dos carboidratos, perda de água de adesão e amolecimento da lignina, o que gera consequências nas características mecânicas da madeira, (FIGUEROA; MORAES, 2009).

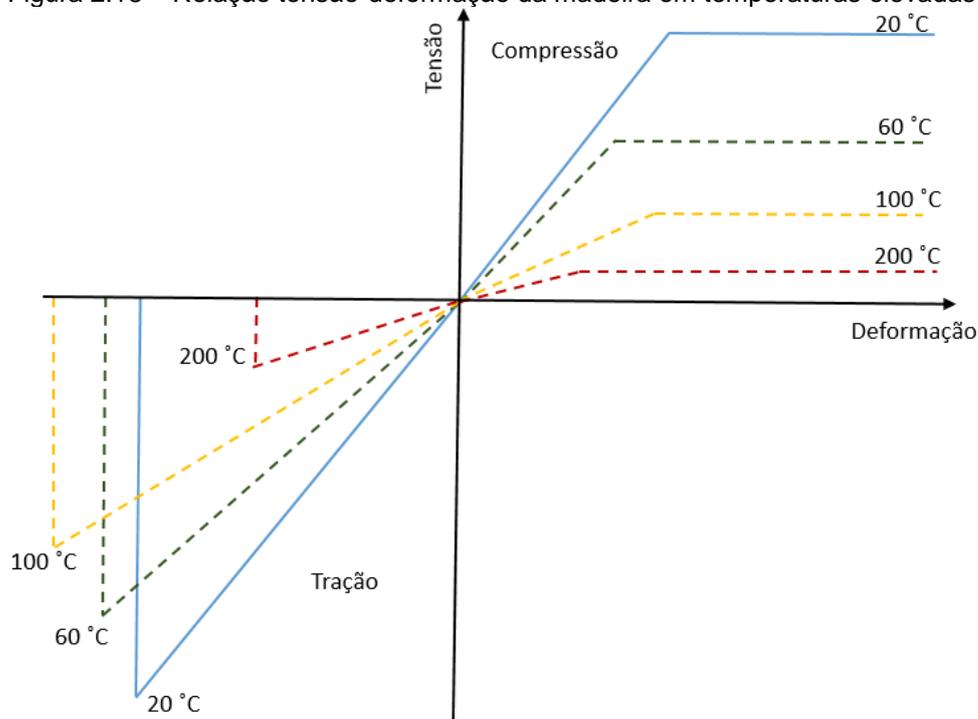
De acordo com Buchanan (2002), os gradientes de temperatura e umidade da madeira abaixo da camada carbonizada provocam a redução da resistência e o aumento da plasticidade da madeira. A plastificação da madeira é muito importante no seu comportamento em temperaturas elevadas, visto que permite a redistribuição de tensões para a região mais fria.

Na Figura 2.18 observa-se o diagrama de tensão-deformação da madeira para diferentes temperaturas. Pode-se observar na zona em tração um comportamento linear até a falha do material, que ocorre de maneira elastofrágil, enquanto que na compressão verifica-se um comportamento elastoplástico.

Sendo o módulo de elasticidade a inclinação da reta tangente à curva de tensão-deformação, nota-se uma diferença entre os módulos de elasticidade na tração e na compressão quando a madeira é submetida a temperaturas elevadas, em consequência da maior plastificação que ocorre na compressão que na tração.

Observa-se também que o aumento da temperatura faz com que a plastificação da madeira ocorra em menores níveis de tensão, (BUCHANAN; 1998, BUCHANAN; 2002; SCHIMID ET AL., 2014).

Figura 2.18 – Relação tensão-deformação da madeira em temperaturas elevadas



Fonte: Thomas *et al.* (1995)<sup>3</sup> *apud* Buchanan (2002) (modificado)

Segundo Figueroa e Moraes (2009) a temperatura afeta as características mecânicas da madeira de forma inversa. Para temperaturas próximas a 60°C, algumas propriedades podem ser reduzidas em aproximadamente 25% quando comparadas com seus valores a 20°C. Desta forma, ao se dimensionar uma estrutura de madeira em situação de incêndio, faz-se necessário usar um fator redutor para as suas propriedades.

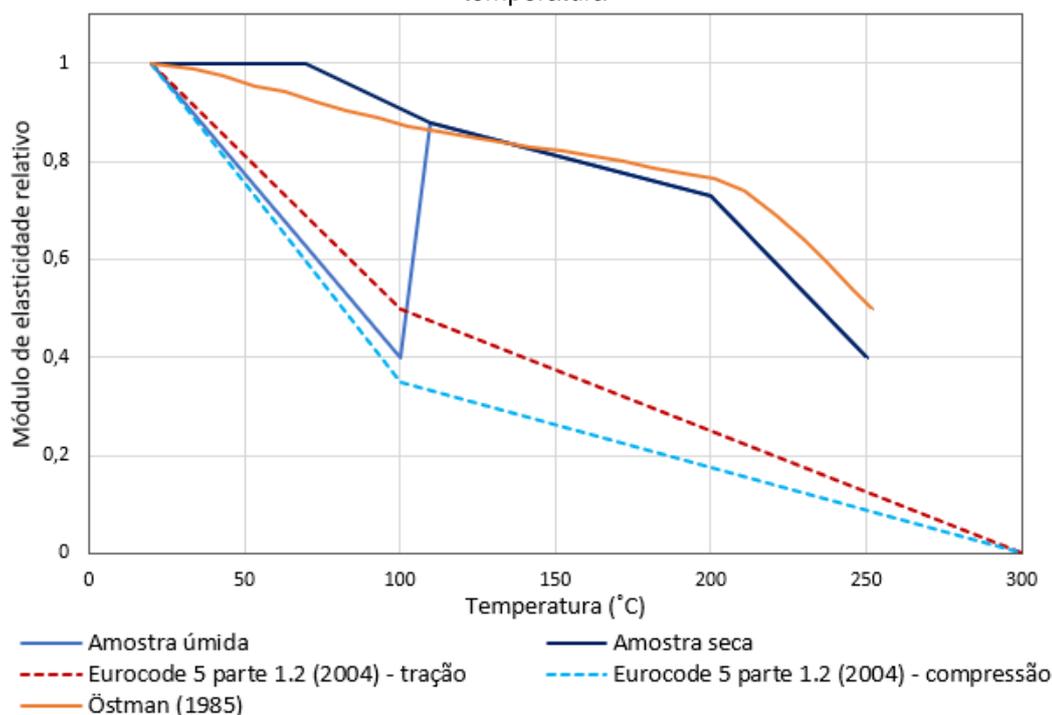
Na Figura 2.19 são mostradas as reduções sofridas pelo módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira, em relação ao seu módulo de elasticidade na temperatura ambiente, de acordo com as pesquisas realizadas por Young e Clancy (2001) e por Östman (1985) e segundo o EN 1995-1-2:2004.

Em Young e Clancy (2001) foi analisada a redução do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras da madeira, cujos valores estão indicados na Figura 2.19 por duas curvas: a de amostra seca (para corpos de prova que se encontravam

<sup>3</sup> Thomas, G.C.; Buchanan, A. H.; Carr, A. J.; Fleischmann, C. M.; Moss, P. J. Light Timber Framed Walls Exposed to Compartment Fires. *Journal of Fire Protection Engineering*, vol. 7, n. 1, pp. 25-35, 1995.

secos quando aquecidos) e a de amostra úmida (para corpos de prova que se encontravam com umidade em torno de 12 % quando aquecidos). Pode-se observar que até os 100°C a umidade tem grande influência na perda de rigidez da madeira, evidenciada pela elevada redução do módulo de elasticidade das amostras úmidas. Em temperaturas superiores, é esperado que as amostras úmidas percam umidade e ganhem rigidez, tendo comportamento semelhante ao das amostras secas.

Figura 2.19 – Fator de redução do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira com a temperatura



Fonte: o autor

Comparando-se os resultados obtidos pelos pesquisadores com os fatores de redução do módulo de elasticidade na compressão indicados pela norma europeia, é possível observar similaridade entre a curva do código normativo e a curva das amostras úmidas até os 100°C. Em seguida, o EN 1995-1-2:2004 apresenta valores menores, já que não considera o ganho de rigidez observado no trabalho de Young e Clancy (2001).

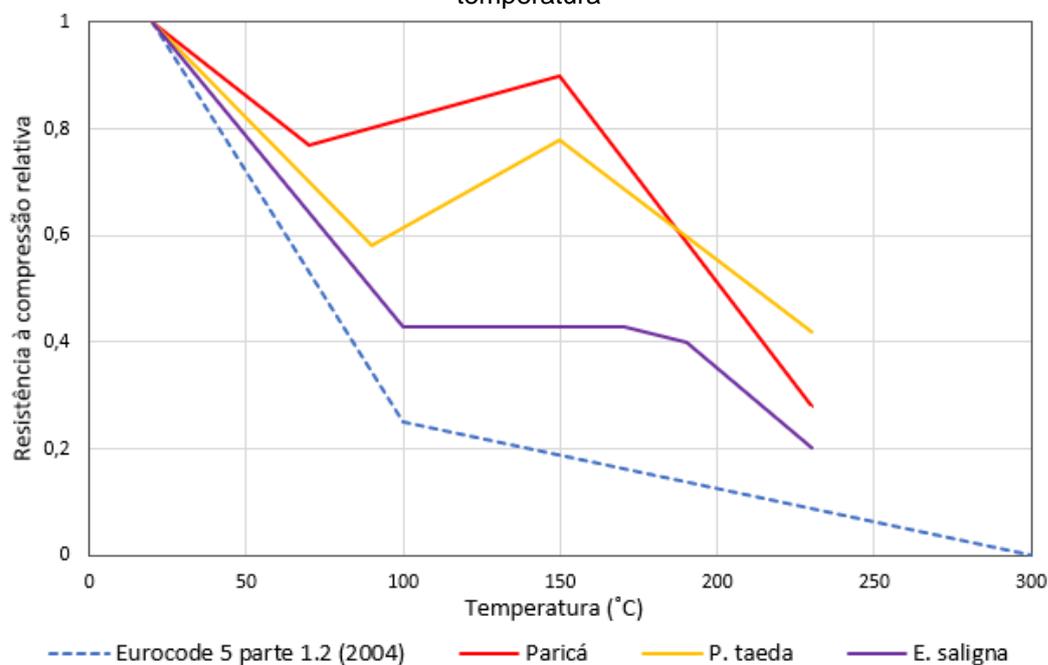
No trabalho realizado por Östman (1985) foi avaliada a redução do módulo de elasticidade à tração paralela às fibras da madeira. É possível observar uma redução suave do módulo de elasticidade até os 200°C, havendo cerca de 75% da rigidez inicial. Entre 200 e 250°C há uma queda mais acentuada do módulo de elasticidade, restando, aproximadamente, 50% da rigidez inicial. Pode-se observar também que a

redução do módulo de elasticidade na tração apresentada pela norma europeia é mais acentuada que a obtida por Östman (1985).

A redução do módulo de elasticidade perpendicular às fibras da madeira é mais rápida que a redução do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira. De acordo com Buchanan (1998), a madeira úmida apresenta aos 100°C rigidez perpendicular às fibras desprezível. Em relação ao módulo de elasticidade transversal da madeira, os estudos de Okuyama, Suzukia e Terazawa (1977)<sup>4</sup> *apud* Gerhards (1982) apresentam, para temperatura de 80°C, redução de 20 a 50% em comparação ao seu valor na temperatura ambiente.

A Figura 2.20 apresenta a redução sofrida pela resistência à compressão paralela às fibras da madeira com a elevação da temperatura. Nesta figura são apresentados dados referentes ao EN 1995-1-2:2004; relativo à redução da resistência à compressão observada para o Paricá (*Schizolobium amazonicum*) por Figueroa (2008), Figueroa (2012), Manríquez e Moraes (2010), Figueroa e Moraes (2016) e Figueroa, Moraes e Maestri (2015); como também relacionados as reduções das resistências a compressão do *Pinus taeda* e do *Eucalyptus saligna* apresentadas em Figueroa (2012) e Figueroa e Moraes (2016).

Figura 2.20 – Fator de redução da resistência à compressão paralela as fibras da madeira com a temperatura



Fonte: o autor

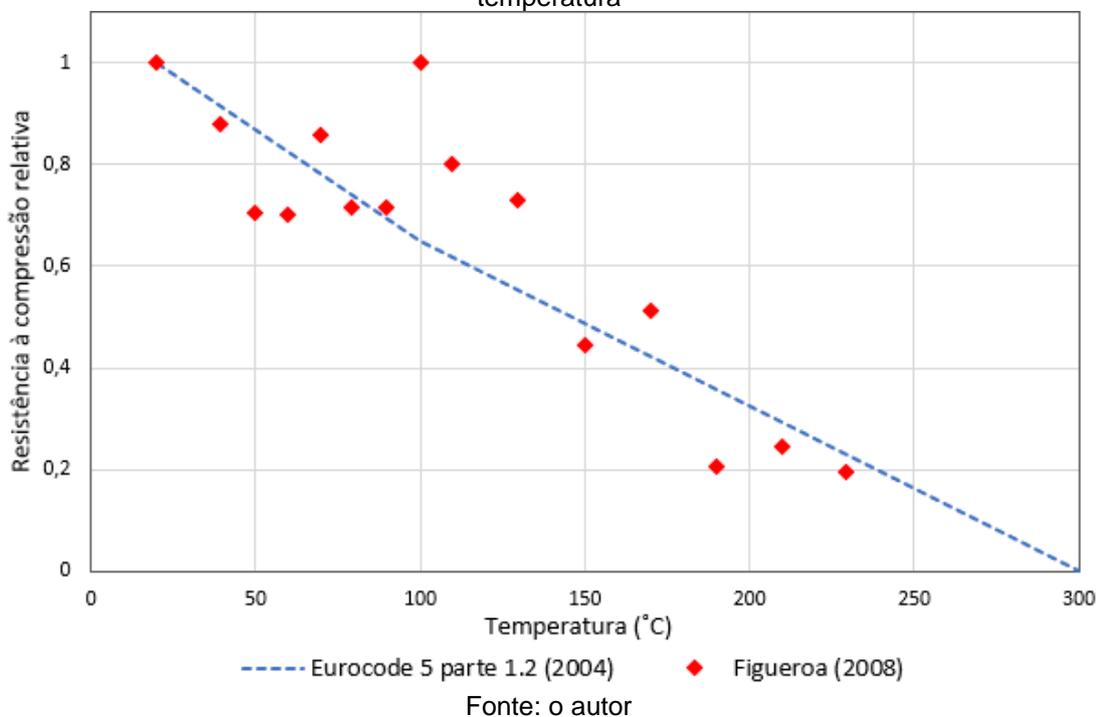
<sup>4</sup> Okuyama, T; Suzukia, S.; Terazawa, N. D. S. Effect of temperature on orthotropic properties of wood. I. On the transverse anisotropy in bending.] J. Jap. Wood Res. Soc. 23(12):609-616, 1977. [In Japanese]

Para o Paricá foi possível observar que aos 80°C ocorreu uma redução de aproximadamente 23% na resistência à compressão paralela às fibras da madeira. Os pesquisadores atribuíram essa redução à degradação térmica da madeira e à transição vítrea dos polímeros. Para a faixa de 80 a 150°C pode-se notar ganho de resistência, atribuído à perda de umidade. Aos 230°C, o Paricá manteve ainda cerca de 65% da sua resistência à compressão na temperatura ambiente.

Os autores destacam que na faixa de temperatura entre 20 e 70°C os fatores de redução obtidos experimentalmente estão próximos aos indicados pela norma europeia. No entanto, para temperaturas entre 70 e 230°C, o EN 1995-1-2:2004 fornece menores resistências à compressão paralelas às fibras.

Figuroa (2008) analisou a redução da resistência à tração paralela às fibras da madeira para o Paricá. Os valores médios da redução da resistência em determinada temperatura comparada à temperatura ambiente obtidos pelo autor são indicados por pontos vermelhos na Figura 2.21, sendo comparados aos valores da norma europeia.

Figura 2.21 – Fator de redução da resistência à tração paralela as fibras da madeira com a temperatura

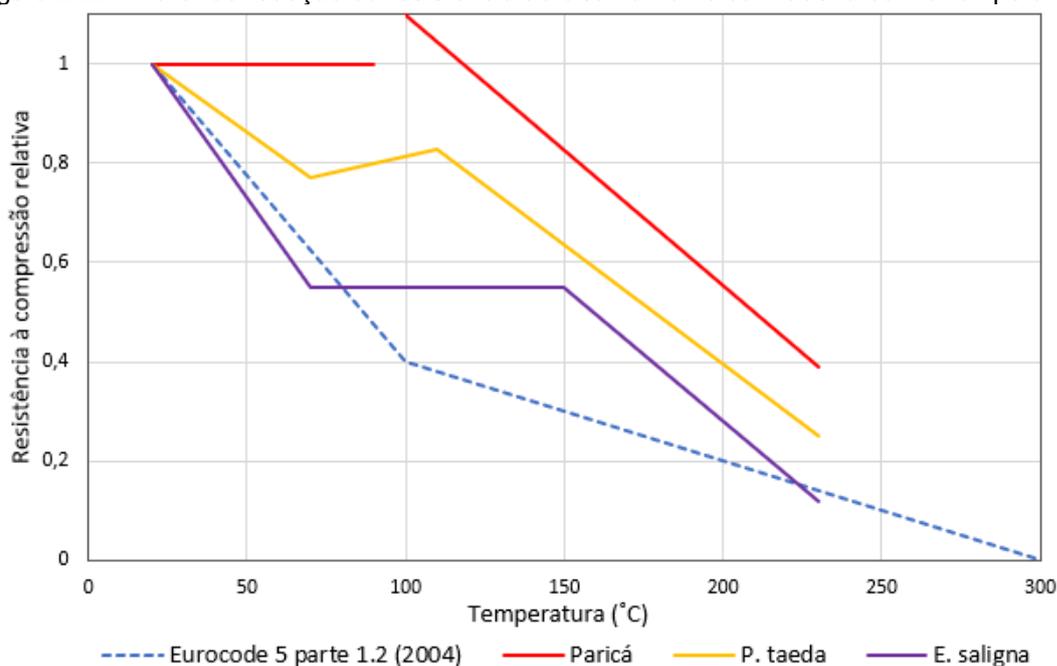


É possível observar a redução da resistência à tração paralela às fibras com o aumento da temperatura, sendo que aos 230°C, a madeira permaneceu com apenas 20% da resistência à tração que tinha na temperatura ambiente. Pode-se notar que,

no geral, os resultados obtidos por Figueroa (2008) estão próximos aos fatores redutores da resistência à tração indicados pelo EN 1995-1-2:2004.

A Figura 2.22 apresenta os fatores de redução da resistência ao cisalhamento da madeira indicados pelo Eurocode 5 parte 1.2 (CEN,2004) e os obtidos experimentalmente por Figueroa (2008) e Figueroa (2012) para o Paricá (*Schizolobium amazonicum*), para o *Pinus taeda* e para o *Eucalyptus saligna*

Figura 2.22 – Fator de redução da resistência ao cisalhamento da madeira com a temperatura



Fonte: o autor

No Paricá observa-se redução da resistência ao cisalhamento até os 70°C, havendo aumento até os 110°C, seguida de uma redução linear até os 230°C, quando é observado apenas 25% da resistência ao cisalhamento na temperatura ambiente. O *Eucalyptus saligna* sofre redução até os 70°C, permanecendo a resistência constante até os 150°C, e decrescendo linearmente a partir desta temperatura até os 230°C, quando mantém 12% da resistência inicial. O *Pinus taeda* apresenta resistência constante até os 90°C, apresentando pequeno ganho aos 100°C e redução linear até os 230°C, mantendo 39% da resistência ao cisalhamento da temperatura ambiente.

Pode-se notar semelhança entre os fatores de redução do *Eucalyptus saligna* e o da norma europeia para temperaturas até 70°C. Para as demais temperaturas, como também para as demais espécies de madeira analisadas por Figueroa (2008) e Figueroa (2012) a aplicação dos fatores de redução indicados pelo EN 1995-1-2:2004 forneceria resistência ao cisalhamento menor do que a obtida experimentalmente.

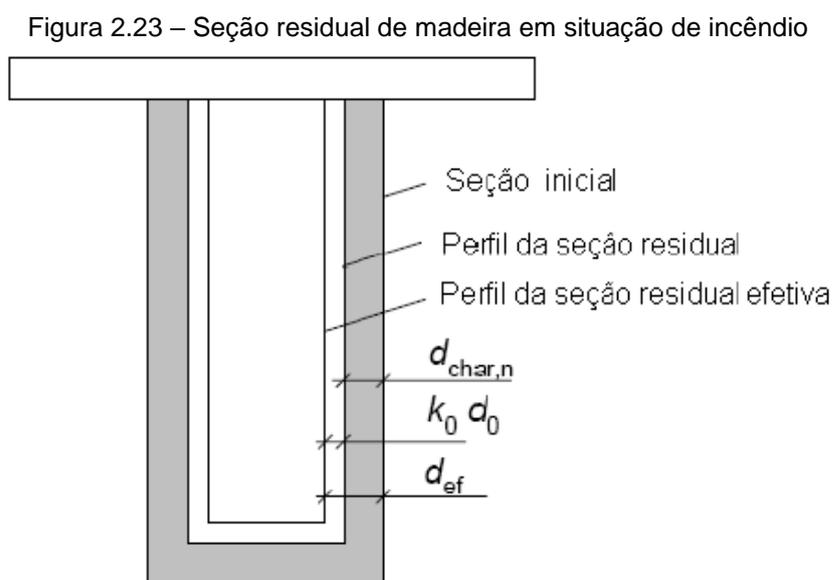
### 2.2.3 Dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio

Para o dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio o EN 1995-1-2:2004 recomenda três métodos: o da seção transversal reduzida, o das propriedades reduzidas, e os avançados (realizado através de programas de elementos finitos levando-se em conta a variação das propriedades mecânicas e térmicas da madeira com a temperatura). De acordo com a norma europeia, é preferível o uso do primeiro método.

O **método da seção transversal reduzida** consiste na utilização de uma seção transversal efetiva com as propriedades da madeira à temperatura ambiente, apresentando-se como uma metodologia simples para a análise de elementos de madeira submetidos a temperaturas elevadas. Este método consiste em dois passos: o primeiro refere-se à determinação de uma seção transversal residual através da redução da seção transversal a partir da taxa de carbonização e do tempo de exposição; no segundo passo é determinada a seção transversal efetiva por meio da redução da seção residual por uma camada denominada de resistência nula, criada para levar em conta a perda de resistência e rigidez do elemento aquecido. (SCHMID ET AL., 2014).

O cálculo da seção transversal efetiva, conforme o EN 1995-1-2:2004, é feito através da equação 2.22, estando a seção indicada na Figura 2.23.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (\text{Eq. 2.22})$$



Fonte: Projeto de revisão da ABNT NBR 7190:2013

Na equação 2.22  $d_{ef}$  é a espessura efetiva,  $d_{char,n}$  é a espessura carbonizada básica, dada pela equação 2.20,  $d_0$  é a camada de resistência nula, tomada igual a 7 mm, e  $k_0$  é um fator dependente do tempo  $t$ , em minutos, dado pelas equações 2.23.

$$k_0 = \frac{t}{20} \quad \text{para } t < 20 \text{ min} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

$$k_0 = 1,0 \quad \text{para } t \geq 20 \text{ min}$$

No **método das propriedades reduzidas** a resistência e a rigidez da seção transversal residual é minorada para levar em conta a perda das propriedades mecânicas da madeira com a elevação da temperatura. Essa redução é feita através de coeficientes de modificação que devem ser multiplicados pelo valor característico das propriedades mecânicas de interesse quando o tempo de exposição ao fogo é superior a 20 minutos. O coeficiente de modificação para a resistência à flexão é apresentado na equação 2.24; para a resistência à compressão na equação 2.25; e na equação 2.26 para a resistência à tração e para o módulo de elasticidade.

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \cdot \frac{p}{A_r} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \cdot \frac{p}{A_r} \quad (\text{Eq. 2.25})$$

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{330} \cdot \frac{p}{A_r} \quad (\text{Eq. 2.26})$$

Nas equações 2.24 a 2.26,  $p$  é o perímetro da seção transversal residual exposto ao fogo, em metros, e  $A_r$  é a área da seção transversal residual, em metros quadrados.

### 2.3 Estruturas de concreto em situação de incêndio

A elevação da temperatura no concreto provoca mudanças físico químicas nos seus constituintes, levando a mudanças nas suas propriedades mecânicas bem como o surgimento de efeitos nocivos à integridade do componente estrutural.

### 2.3.1 O fenômeno do *Spalling*

O fenômeno do *spalling*, ou lascamento, que pode ocorrer nos concretos quando submetidos a temperaturas elevadas consiste no deslocamento, de forma explosiva ou não, de camadas de concreto da superfície do elemento estrutural. A severidade, extensão e natureza do *spalling* podem variar dependendo do tipo de situação experimentada pela estrutura durante o incêndio, não havendo grandes consequências para a estrutura quando ocorre a fragmentação de pequenos pedaços na superfície do elemento estrutural; no entanto, apresentando graves consequências quando uma grande camada de concreto é perdida, deixando as armaduras expostas diretamente ao fogo, ocasionando a redução da capacidade portante da estrutura, (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB, 2007).

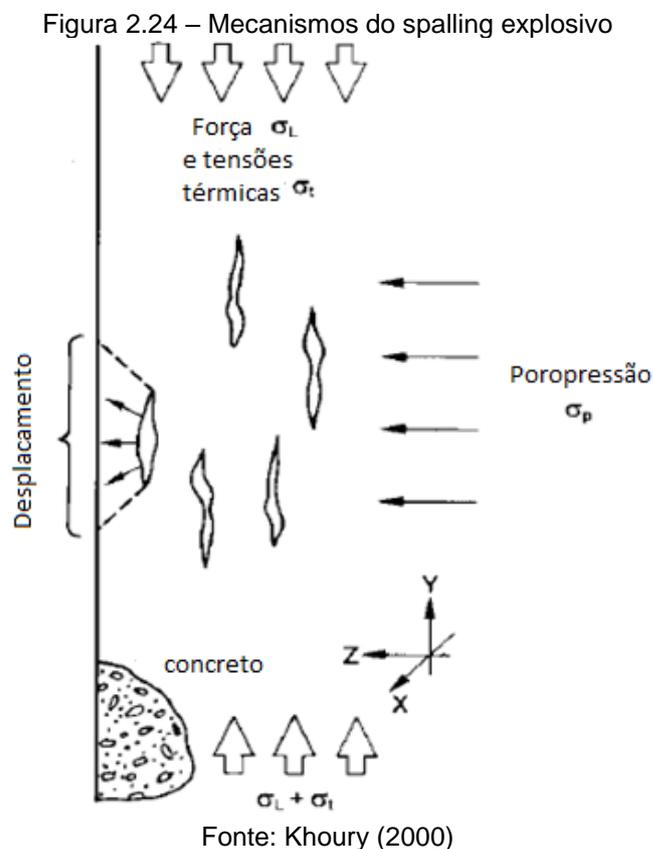
O lascamento do concreto pode ser agrupado nas seguintes categorias: *spalling nos agregados, spalling nos cantos e quinas, spalling na superfície do concreto, spalling durante o resfriamento, spalling explosivo*. Os diversos tipos de lascamento do concreto são influenciados por vários fatores referentes às características do concreto como também às do meio em que o elemento se encontra, tais como: a resistência, a permeabilidade e a umidade do concreto; a taxa de aquecimento, o tamanho da seção, dentre outros fatores, (LIMA, 2005).

O lascamento explosivo é considerado o mais prejudicial em uma situação de incêndio, ocorrendo pela ação isolado ou conjunta da poropressão e das tensões térmicas, (FIB, 2007).

Quando submetida a temperaturas elevadas, a água presente no concreto evapora. Parte deste vapor vai para a atmosfera enquanto outra porção se desloca para a camada interna do concreto. Em decorrência do gradiente térmico, as faixas interiores encontram-se mais frias, o que provoca a condensação do vapor de água. Esta água condensada forma uma camada saturada que tende a avançar para as partes secas com o objetivo de escapar para a atmosfera. Quando a taxa de aquecimento é suficientemente elevada e o concreto contém poucos poros pode ocorrer o aumento da poropressão no concreto. Se esta pressão exceder a resistência à tração do concreto, ocorre a quebra deste, (Ma et al, 2015).

A parte exterior do concreto, aquecida, apresenta um aumento de temperatura mais rápido que a região interna. O elevado gradiente térmico causado pelo rápido aquecimento da região exterior dá origem a tensões térmicas no concreto. O *spalling* ocorrerá quando a tensão de tração decorrente do gradiente térmico exceder a

resistência à tração do concreto, (Ma et al, 2015). Na Figura 2.24 é apresentada a ação conjunta da poropressão e do carregamento térmico no surgimento do fenômeno do *spalling* no concreto.



### 2.3.2 Variação das propriedades mecânicas do concreto com a variação da temperatura

O aumento da temperatura provoca a redução da resistência à compressão do concreto. Husem (2006) afirma que o método de ensaio utilizado influencia a resistência à compressão residual do concreto. O autor utilizou duas metodologias para as análises: corpo de prova aquecido sendo resfriado através de água e corpo de prova aquecido sendo resfriado pelo ar. Para o primeiro método de ensaio, o pesquisador obteve redução da resistência à compressão do concreto de 27%, 29% e 44% para as temperaturas de 200°C, 400°C e 600°C, respectivamente. No segundo método de ensaio as reduções da resistência à compressão do concreto para as temperaturas de 200°C, 400°C, 600°C e 800°C foram de 7%, 12%, 27% e 47%, respectivamente.

Pesquisa realizada por Mundhada e Pofale (2015) apontou que até os 350°C a redução na resistência à compressão do concreto é inferior a 10%; entre os 350°C e

500°C ocorre redução de 10% a 20% da resistência inicial; na faixa de temperatura entre 500°C e 650°C a redução da resistência à compressão varia entre 30% e 40%; e para o intervalo entre 650°C e 800°C a redução da resistência à compressão do concreto está entre 50% e 60%.

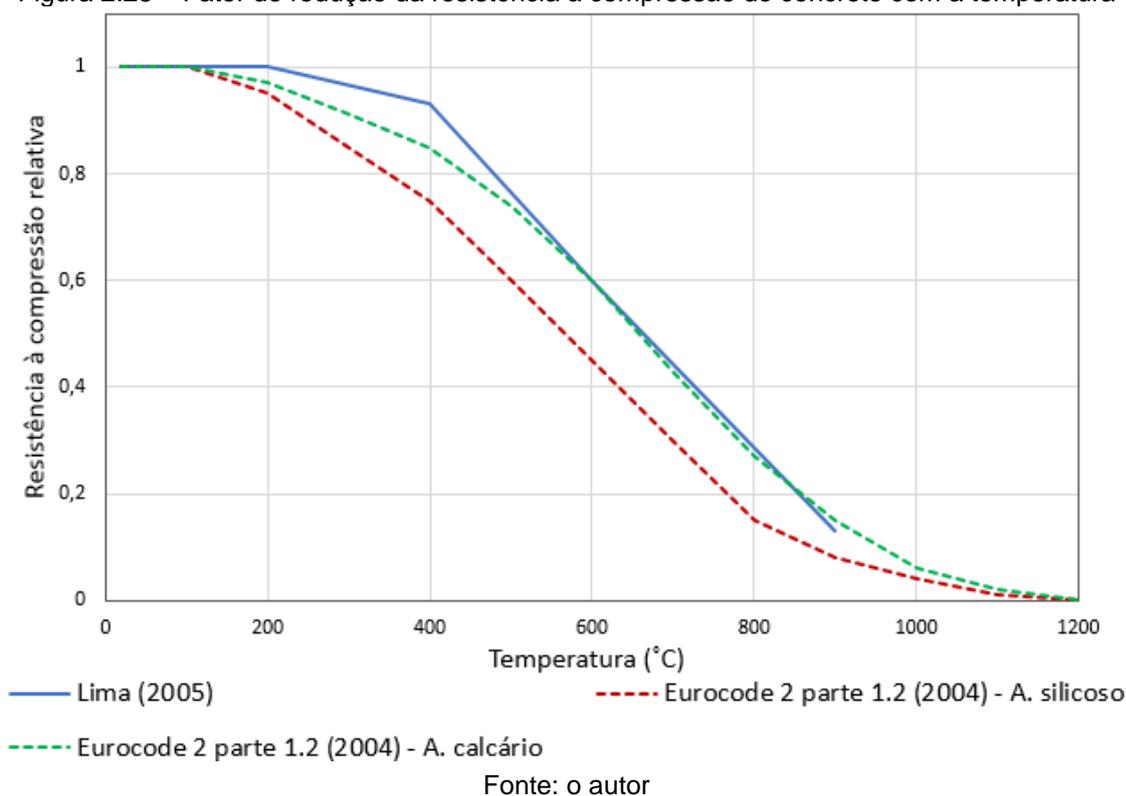
Por meio da análise de corpos de prova de concreto com resistência à compressão características igual a 20 MPa, Rao e Kumar (2015) apontaram uma redução da resistência à compressão do concreto de 7,4%, 12,0%, 19,8% e 43,5% para as temperaturas de 200°C, 400°C, 600°C e 800°C, respectivamente. Para corpos de prova com resistência à compressão característica igual a 40 MPa a redução sofrida pela resistência à compressão foi de 13,4%, 26,9%, 45,8% e 63,8% para as temperaturas de 200°C, 400°C, 600°C e 800°C, respectivamente.

De acordo com Lima (2005) e Ma *et al.* (2015) é possível dividir a perda da resistência à compressão do concreto em três estágios: o primeiro vai até aproximadamente 300°C, permanecendo a resistência à compressão do concreto praticamente constante, ou até ocorrendo um pequeno aumento em relação a situação ambiente; o segundo compreende a faixa entre 300°C e 800°C, onde a resistência à compressão do concreto cai drasticamente, tendo a curva de resistência em função da temperatura características exponenciais; o terceiro estágio compreende temperaturas acima de 800°C, em que toda a resistência à compressão do concreto foi perdida.

De acordo com Lima (2005) no dimensionamento de estruturas de concreto submetidas temperaturas elevadas deve-se aplicar fatores de redução para a resistência. Os fatores de redução da resistência à compressão do concreto indicados pelo EN 1992-1-2:2004 bem como os sugeridos por Lima (2005) são apresentados na Figura 2.25.

Através da Figura 2.25 é possível observar o comportamento descrito por Lima (2005) e Ma *et al.* (2015) em que a resistência à compressão do concreto sofre redução mais acentuada principalmente entre os 300°C e 800°C. Também pode se notar que a resistência residual obtida experimentalmente por Lima (2005) é superior à indicada pela norma europeia para o agregado silicoso e bem próximo à indicada pela norma europeia para o agregado calcário. Ressalta-se que os fatores de redução indicados pela norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 são os mesmos indicados pelo EN 1992-1-2:2004 para o agregado silicoso.

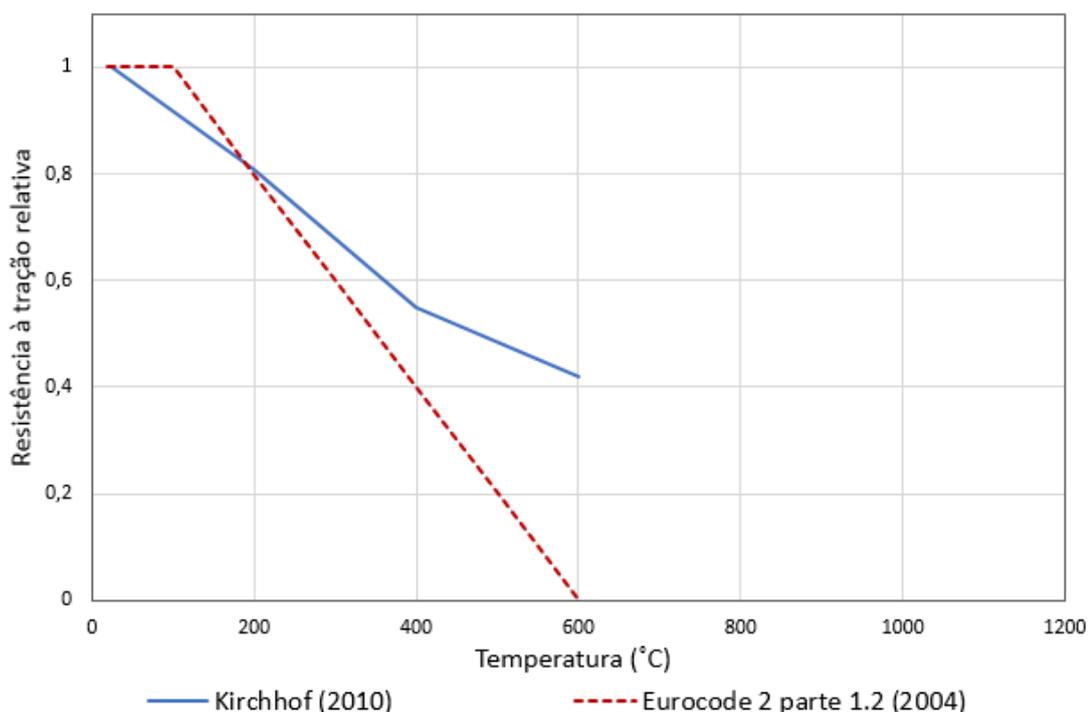
Figura 2.25 – Fator de redução da resistência à compressão do concreto com a temperatura



A resistência à tração do concreto, quando comparada a sua resistência à compressão, é admitida desprezível, não sendo considerada no dimensionamento, tanto à temperatura ambiente, quanto em temperaturas elevadas. No entanto, é uma propriedade importante do ponto de vista de resistência ao incêndio, visto que a fratura no concreto se deve às tensões de tração, e a falha de elementos de concreto em tração se deve a propagação de microfissuras, (KODUR, 2014; MINDESS; YOUNG; DARWIN, 2003).

De acordo com Chan, Peng e Anson (1999), assim como na resistência à compressão, há redução da resistência à tração do concreto. No entanto, de forma mais acentuada, em decorrência das micro e microfissuras originárias da incompatibilidade térmica entre componentes do concreto. A relação entre a resistência à tração do concreto em determinada temperatura e a resistência à tração do concreto na temperatura ambiente é apresentada na Figura 2.26, de acordo com os dados do EN 1992-1-2:2004 e Kirchhof (2010). É possível observar que a resistência à tração relativa indicada por Kirchhof (2010) é inferior à indicada pela norma europeia até, aproximadamente, 180°C. Após essa temperatura, os valores apresentados por Kirchhof (2010) são superiores.

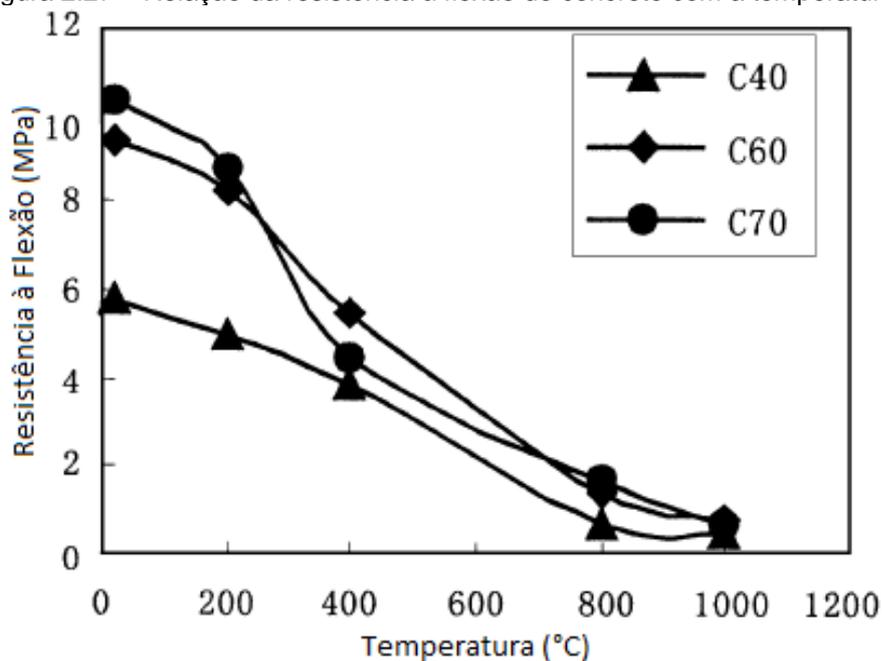
Figura 2.26 – Fator de redução da resistência à tração do concreto com a temperatura



Fonte: o autor

Para analisar a redução da resistência à flexão com a elevação da temperatura, Li, Qian e Sun (2004) estudaram corpos de prova de concretos com resistência à compressão iguais a 40, 60 e 70 MPa. De acordo com os autores, a resistência à flexão do concreto também é reduzida com o aumento da temperatura (Figura 2.27), sendo esta perda mais acentuada que a das resistências à compressão e à tração.

Figura 2.27 – Relação da resistência à flexão do concreto com a temperatura



Fonte: Li, Qian, Sun (2004)

Além de analisar a redução na resistência à compressão do concreto com a elevação da temperatura, Husem (2006) também estudou as mudanças na resistência à flexão do concreto com a variação da temperatura. Para corpos de prova aquecidos e resfriados pelo ar, o autor encontrou reduções para a resistência à flexão do concreto de 21% para 200°C, 33% para 400°C, 58% para 600°C e 63% para 800°C. Nos corpos de prova aquecidos e resfriados através de água as reduções da resistência à flexão do concreto foram as seguintes: 22% para 200°C, 36% para 400°C, 68% para 600°C e 84% para 800°C.

Pela pesquisa realizada por Lima (2005), o módulo de elasticidade do concreto, também sofre redução com o aumento da temperatura. Os fatores de redução do módulo de elasticidade do concreto obtidos pelo autor estão indicados na Tabela 2.4. Pode se observar uma maior degradação do módulo de elasticidade, comparando-o a resistência à compressão do concreto. Na Figura 2.25 observa-se que a 200°C os resultados de Lima (2005) não apresentam nenhuma redução da resistência a compressão do concreto, enquanto que nesta temperatura o módulo de elasticidade sofreu uma pequena redução, passando a 91% do módulo de elasticidade à temperatura ambiente (Tabela 2.4). Aos 600°C, a resistência à compressão do concreto obtida foi de 60% de sua resistência à compressão na temperatura ambiente, enquanto o módulo de elasticidade sofreu uma perda mais acentuada, passando a 20% do módulo de elasticidade a temperatura ambiente.

Tabela 2.4 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade em função da temperatura

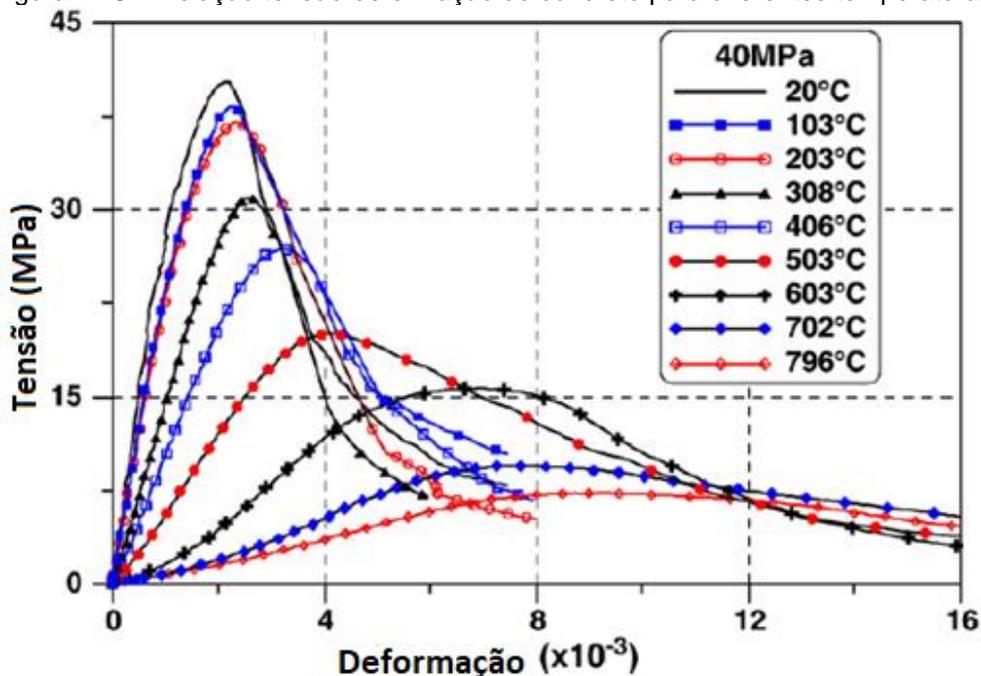
<b>Temperatura (°C)</b>	200	400	600
<b>Fator de Redução</b>	0,91	0,69	0,20

Fonte: Lima (2005)

O aumento da temperatura provoca alterações nas curvas de tensão-deformação, havendo mudança no pico de tensão para baixo e para direita (Figura 2.28), indicando a redução da resistência e do módulo de elasticidade do concreto com o aumento da temperatura, além do acréscimo da deformação na tensão de pico e da deformação última quando há elevação da temperatura, (KNAACK, KURAMA E KIRKNER, 2009). Para temperaturas até 200°C, observa-se que a deformação máxima é aproximadamente igual a deformação da temperatura ambiente (20°C), tendo um grande aumento a partir de 500-600°C. Este comportamento está

relacionado com as fissuras originadas pela incompatibilidade térmica da pasta de cimento com os agregados, (CHANG ET AL., 2006; MA ET AL., 2015).

Figura 2.28 – Relação tensão-deformação do concreto para diferentes temperaturas



Fonte: Chang et al. (2006)

Chang *et al.* (2006) desenvolveram um modelo para representar o comportamento da curva tensão x deformação do concreto com a variação da temperatura, apresentado na equação 2.27. De acordo com os pesquisadores, o modelo proposto apresenta boa concordância com dados experimentais, tanto em temperatura ambiente quanto em temperatura elevada.

$$\sigma_c = \frac{M \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,T}} \right)}{1 + \left( M - \frac{n}{n-1} \right) \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,T}} \right) + \left( \frac{1}{n-1} \right) \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^n} \cdot f'_{c,T} \quad (\text{Eq. 2.27})$$

Na equação 2.27  $\sigma_c$  é a tensão correspondente a uma deformação  $\varepsilon_c$  em uma determinada temperatura  $T$ ;  $f'_{c,T}$  é a resistência à compressão residual do concreto (equação 2.28);  $\varepsilon_{c1,T}$  é a deformação de pico após aquecimento (equação 2.29);  $M$  e  $n$  são fatores definidos nas equações 2.30 e 2.31, respectivamente.

$$\frac{f'_{c,T}}{f_{c,0}} = 1,008 + \frac{T}{450 \cdot \ln\left(\frac{T}{5800}\right)} \geq 0 \quad \text{para } 20^\circ C < T \leq 800^\circ C \quad (\text{Eq. 2.28})$$

$$\frac{\varepsilon_{cl,T}}{\varepsilon_0} = \begin{cases} 1,0 & \text{para } 20^\circ C < T \leq 200^\circ C \\ (-0,1 \cdot f_{c,0} + 7,7) \cdot \left[ \frac{e^{-5,8+0,01T}}{1+e^{-5,8+0,01T}} - 0,0219 \right] + 1,0 & \text{para } 200^\circ C < T < 800^\circ C \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.29})$$

$$M = \frac{E_{0,T}}{E_{p,T}} \quad (\text{Eq. 2.30})$$

$$n = n_o \cdot \left( \frac{M \cdot E_p}{E_0} \right)^{1,014 - 0,0007T} \quad (\text{Eq. 2.31})$$

Nas equações 2.28 a 2.31  $f_{c,0}$  é a resistência à compressão do concreto na temperatura ambiente,  $\varepsilon_0$  é a deformação de pico na temperatura ambiente,  $E_{0,T}$  é o módulo de elasticidade tangente inicial após o aquecimento;  $E_{p,T}$  é o módulo de elasticidade secante na tensão de pico após o aquecimento;  $E_0$  é o módulo de elasticidade tangente inicial antes do aquecimento;  $E_p$  é o módulo de elasticidade secante na tensão de pico antes do aquecimento; e o fator  $n_o$  é definido na equação 2.32.

$$n_o = \frac{f_{c,0}(\text{MPa})}{12} + 0,77 > 1,0 \quad (\text{Eq. 2.32})$$

A ASCE (American Society of Civil Engineers, 1992) propõe a equação 2.33 para a descrição do comportamento da curva tensão x deformação do concreto em função da variação da temperatura.

$$\sigma_c = \begin{cases} f'_{c,T} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_{cl,T} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{cl,T}} \right)^2 \right] & \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cl,T} \\ f'_{c,T} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cl,T}}{3 \cdot \varepsilon_{cl,T}} \right)^2 \right] & \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{cl,T} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.33})$$

Na equação 2.33  $\sigma_c$  é a tensão correspondente a uma deformação  $\varepsilon_c$  em uma determinada temperatura  $T$ ;  $f'_{c,T}$  representa a resistência à compressão residual do concreto, calculada através da equação 2.34 com  $f_{c,0}$  a resistência à compressão do concreto na temperatura ambiente; enquanto  $\varepsilon_{c1,T}$  é a deformação de pico após aquecimento, calculada pela equação 2.35.

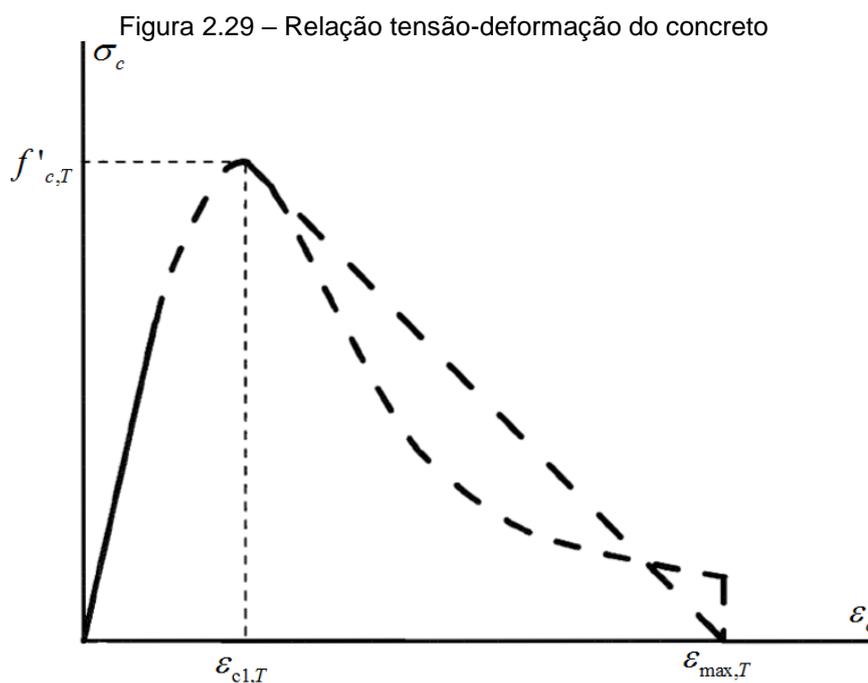
$$f'_{c,T} = \begin{cases} f_{c,0} & \text{para } T \leq 450^\circ C \\ f_{c,0} \cdot \left[ 2,011 - 2,353 \cdot \frac{T-20}{1000} \right] & \text{para } T > 450^\circ C \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.34})$$

$$\varepsilon_{c1,T} = 0,0025 + (6,0.T + 0,04.T^2) \cdot 10^{-6} \quad (\text{Eq. 2.35})$$

A norma europeia para dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, EN 1992-1-2:2004, também apresenta equacionamento para a relação entre a tensão e a deformação do concreto em temperaturas elevadas, apresentada na equação 2.36.

$$\sigma_c = \frac{3 \cdot \varepsilon_c \cdot f'_{c,T}}{\varepsilon_{c1,T} \cdot \left( 2 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)} \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1,T} \quad (\text{Eq. 2.36})$$

Os símbolos adotados na equação 2.36 são os mesmos já definidos para as equações 2.27 a 2.35. Ressalta-se que a resistência à compressão em determinada temperatura é obtida através dos fatores de redução da resistência à compressão, que são apresentados na Figura 2.25, bem como no Quadro B.1 do Anexo B deste texto. Para o trecho entre a deformação de pico e a máxima deformação ( $\varepsilon_{max,T}$ ), o EN 1992-1-2:2004 permite a adoção de um ramo descendente linear, como também não linear (Figura 2.29). A deformação de pico para cada temperatura bem como a deformação máxima são apresentadas por meio de tabela no EN 1992-1-2:2004, a qual encontra-se transcrita no Anexo B desta dissertação.



### 2.3.3 Dimensionamento de elementos horizontais de concreto armado em situação de incêndio

A norma europeia de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, EN 1992-1-2:2004 recomenda os seguintes métodos para o dimensionamento de elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas:

- **Método Tabular:** baseado em tabelas desenvolvidas empiricamente e validadas através da avaliação teórica de experimentos, podendo ser utilizado para tempo de incêndio inferior a 240 minutos;
- **Métodos simplificados:** a norma apresentada dois métodos simplificados, o da isoterma de 500°C e o método da zona;
- **Métodos avançados:** são utilizados métodos numéricos para simular o comportamento da estrutura em situação de incêndio.

No método da zona a seção transversal é dividida em zonas paralelas de igual espessura onde são determinadas a temperatura média, bem como a resistência à compressão média e o módulo de elasticidade médio.

O método da isoterma de 500°C é um método mais simples. Neste é desconsiderada a contribuição da resistência e da rigidez do concreto com temperatura superior a 500°C, enquanto que para temperaturas inferiores a esta são utilizados os valores iniciais da resistência e do módulo de elasticidade do concreto.

Na aplicação do método da isoterma de 500°C deve-se primeiramente determinar a linha da isoterma de 500°C. Em seguida exclui-se a camada de concreto com temperatura superior a 500°C, obtendo-se a altura e a largura efetivas da seção transversal. O próximo passo é referente a determinação da temperatura das barras de aço e definição da resistência dessas barras em função da temperatura. Posteriormente, prossegue-se com o cálculo da capacidade resistente do elemento estrutural aplicando os métodos de cálculo convencionais utilizados no dimensionamento de estruturas de concreto armado em temperatura ambiente.

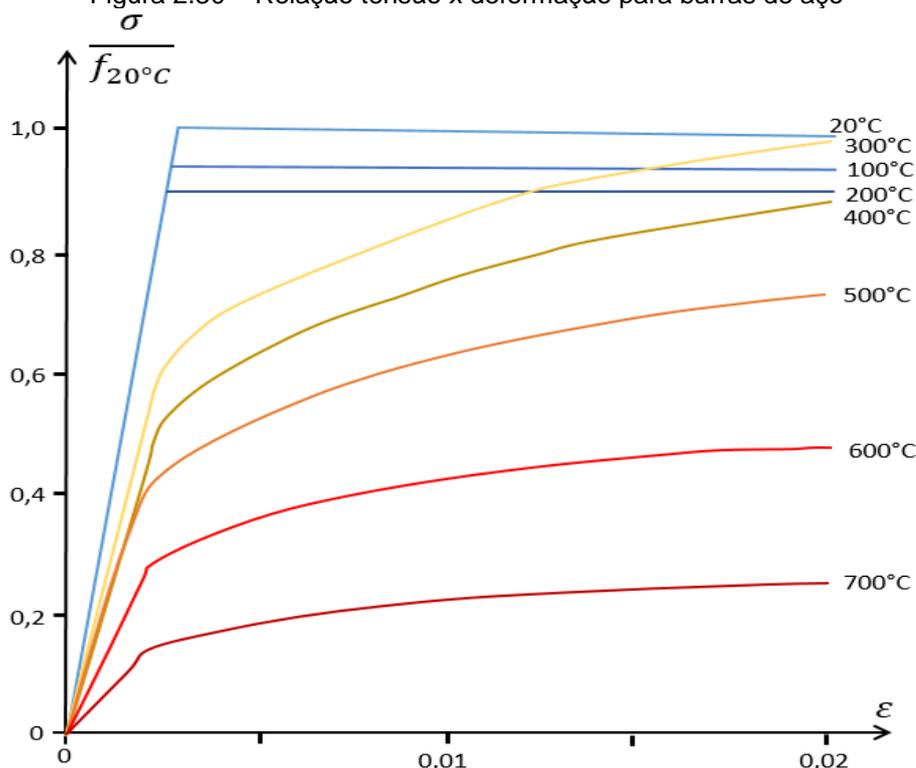
#### **2.4 Barras de aço em situação de incêndio**

Assim como a madeira e o concreto, o aço sofre variações nas suas propriedades mecânicas quando submetido a uma situação de incêndio. De acordo com Buchanan (2002), o módulo de elasticidade do aço e sua resistência ao escoamento são reduzidos com a elevação da temperatura, enquanto que a resistência última à tração tem um pequeno aumento para elevações moderadas da temperatura e sofre redução para temperaturas mais elevadas.

Na Figura 2.30 são apresentadas curvas de tensão x deformação para barras de aço em diversas temperaturas, sendo apresentada a tensão em determinada temperatura em relação a resistência do aço na temperatura ambiente. Segundo Buchanan (2002) e Purkiss (1996), a maioria dos aços tem a tensão de plastificação bem definida em temperatura ambiente. No entanto, este comportamento não fica bem claro com a elevação da temperatura. Este fato pode ser visto na Figura 2.30, onde as curvas de tensão x deformação para as temperaturas entre 20 e 200°C apresentam patamar de escoamento bem definido, enquanto a partir dos 300°C a curva apresenta um comportamento contínuo.

Elghazoulli, Cashell e Izzuddin (2009) analisaram as variações das propriedades mecânicas dos aços utilizados em armaduras de estruturas de concreto armado quando submetidos a diferentes temperaturas. Segundo os autores, o aço sofre redução suave e a taxa constante no módulo de elasticidade e na resistência limite de proporcionalidade (em que após são observadas as não linearidades) para temperaturas acima de 100 e 200°C. Os autores observaram redução mais acentuada da resistência última a partir de temperaturas na faixa de 250 e 400°C, apresentando a 700°C tensão entre 10% e 20% da tensão de ruptura em temperatura ambiente.

Figura 2.30 – Relação tensão x deformação para barras de aço



Fonte: adaptado de Anderberg (1978)

A ABNT NBR 15200:2012 e o EN 1992-1-2:2004 apresentam fatores de redução para a resistência característica e o módulo de elasticidade do aço em função da temperatura. Para o aço CA-50 da norma brasileira (equivalente ao aço conformado à quente da norma europeia) não é observada perda da resistência característica à tração do aço até os 400°C, sofrendo acentuada perda a partir deste ponto. A 700°C, o aço tem apenas 23% da sua resistência à tração inicial. O aço CA-60 (equivalente ao aço conformado à frio da norma europeia) tem comportamento à tração semelhante. No entanto a perda de resistência é um pouco maior e começa aos 300°C. Aos 700°C o aço CA-60 tem apenas 12% da sua resistência inicial. O comportamento da resistência à compressão dos aços CA-50 e CA-60 são iguais, mantendo a resistência apenas até os 100°C. Aos 700°C é mantida 10% da resistência inicial à compressão dos aços.

O módulo de elasticidade do aço CA-60 também sofre redução mais rápida que o módulo de elasticidade do aço CA-50. Até os 100°C o módulo de elasticidade tem valor igual ao na temperatura ambiente. Aos 700°C o módulo de elasticidade é reduzido para 13% em relação à temperatura ambiente para o aço CA-50 e 8% para o aço CA-60.

De acordo com Elghazoulli, Cashell e Izzuddin (2009) os fatores de redução para a resistência à tração e para o módulo de elasticidade do aço estão de acordo com os valores indicados na norma europeia (e que se repetem na norma brasileira). Os fatores de redução e o comportamento da curva *tensão versus deformação* indicados na ABNT NBR 15200:2012 são apresentados no Anexo B deste texto.

## 2.5 Estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio

Quando uma estrutura mista de madeira e concreto é submetida a uma situação de incêndio é necessário conhecer o comportamento de cada um de seus componentes: *concreto, madeira e conector*. Os elementos que apresentam maior influência no comportamento do conjunto são a madeira e os conectores, (FONTANA; FRANGI, 1999; FRANGI; KNOBLOCH; FONTANA, 2010).

Em Molina e Calil Junior (2016) e Molina et al. (2014) são apresentados resultados de um estudo pioneiro em nível nacional, realizado no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, quanto ao comportamento de vigas mistas de madeira e concreto submetidas a temperaturas elevadas. As análises experimentais ocorreram no forno horizontal existente no Laboratório de Estruturas do departamento.

Os elementos mistos examinados eram compostos por laje de concreto armado com 30 cm de largura por 5 cm de altura sobreposta a viga de madeira *Eucalyptus citriodora* com seção transversal de 5x15 cm<sup>2</sup> e conexão realizada entre os materiais feita por barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm espaçados a cada 16 cm. As vigas ensaiadas tinham 6 m de comprimento, sendo a distância entre apoios 5,10m. O estudo em temperaturas elevadas foi feito considerando a temperatura dos gases em função do tempo de acordo com a curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999), atuando nas faces laterais e inferior do elemento estrutural. A face superior da laje foi isolada termicamente com a aplicação de manta cerâmica (Figura 2.31).

Em um primeiro ensaio foi aplicado um carregamento externo correspondente a 30% da força de ruptura da viga em temperatura ambiente (no caso 19,7 kN). O carregamento foi aplicado nos terços do vão através de uma viga metálica I, isolada termicamente com manta cerâmica, posicionada no interior do forno (Figura 2.32).

Figura 2.31 – Detalhe da manta cerâmica na face superior da viga mista da madeira e concreto posicionada no interior do forno horizontal



Fonte: Molina *et al.* (2014)

Figura 2.32 – Viga metálica para distribuição do carregamento antes do isolamento térmico



Fonte: Molina *et al.* (2014)

Este ensaio teve duração de 20 minutos, sendo observado um deslocamento vertical máximo no centro do vão de 74 mm. A análise experimental foi finalizada devido a problemas de instabilidade e superaquecimento da viga I de aço posicionada no interior do forno para aplicação do carregamento. Os pesquisadores observaram a carbonização da madeira, enquanto que o concreto permaneceu praticamente intacto (Figura 2.33).

Figura 2.33 – Viga mista de madeira e concreto após ensaio sob temperatura elevada



Fonte: Molina *et al.* (2014)

No segundo ensaio foi analisada uma viga idêntica a primeira, no entanto, não houve aplicação de força externa como também não houve isolamento térmico de nenhuma das faces da viga. Neste ensaio a viga resistiu a 37 minutos de incêndio, tendo sido interrompido pois a viga ultrapassou o deslocamento limite de 32,5 cm.

Em Fontana e Frangi (1999) e em Frangi, Knobloch e Fontana (2010) são apresentados resultados de estudos de sistemas mistos de madeira e concreto em situação de incêndio. Nestes são avaliados os fatores que influenciam o comportamento dos conectores de cisalhamento por meio de ensaios de ligações com parafusos auto-atarraxantes inclinados e barras de aço coladas verticalmente em fornos de pequena escala. Os pesquisadores realizaram também análises experimentais de pisos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio por meio dos ensaios de elementos estruturais em forno horizontal de grande escala.

Segundo as últimas referências a proteção térmica do conector de cisalhamento, assegurado pela madeira, é importante no desempenho da ligação. A utilização de vigas mais largas, garantindo maior cobertura lateral dos conectores de cisalhamento, aumentou a resistência ao fogo da ligação. Em contrapartida, a cobertura inferior, obtida através da altura da viga de madeira, não apresentou grande diferença no desempenho das ligações.

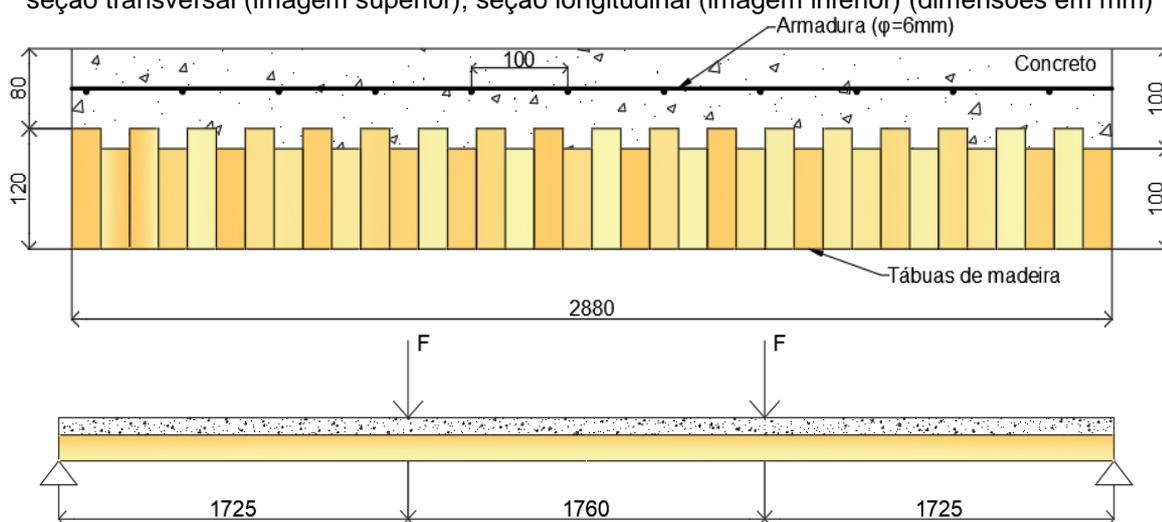
Outro fator que apresentou interferência no desempenho dos conectores de cisalhamento foi o tipo de madeira utilizado. Os autores afirmam que o emprego de madeira laminada colada garantiu aos sistemas de ligação maior resistência ao fogo quando em comparação à utilização de madeira maciça.

De acordo com os pesquisadores o aumento da temperatura em torno do parafuso provocou a redução da sua resistência e rigidez. A utilização de parafusos inclinados faz com que a transferência de esforços ocorra similarmente a uma treliça virtual. Para este caso constatou-se que a ruptura dos parafusos sob tração se deu pelo seu arrancamento da madeira, enquanto os parafusos sob compressão sofreram flexão.

Para as ligações por barras de aço colada verticalmente não foi observada perda de rigidez da ligação como também não houve perda de resistência à tração para temperaturas na cola até 50°C. Os autores apontam a temperatura de 80°C como crítica para a resistência à tração da ligação. A falha do conector de cisalhamento ocorreu por compressão localizada da madeira associada à flexão do pino.

Fontana e Frangi (1999) apresentam o primeiro teste documentado em estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Foi analisada uma laje mista de madeira e concreto com o arranjo apresentado na Figura 2.34, composta por tábuas de madeira serrada com altura de 100 e 120 mm e camada de concreto com espessura de 80 a 100 mm. Não foram colocados conectores de cisalhamento para promover a ligação entre a madeira e o concreto, sendo o comportamento composto atingido a partir de ligações micromecânicas entre os materiais devido a diferença de altura das tábuas de madeira, Figura 2.34.

Figura 2.34 – Esquema de laje mista de madeira e concreto para análise em temperaturas elevadas: seção transversal (imagem superior); seção longitudinal (imagem inferior) (dimensões em mm)



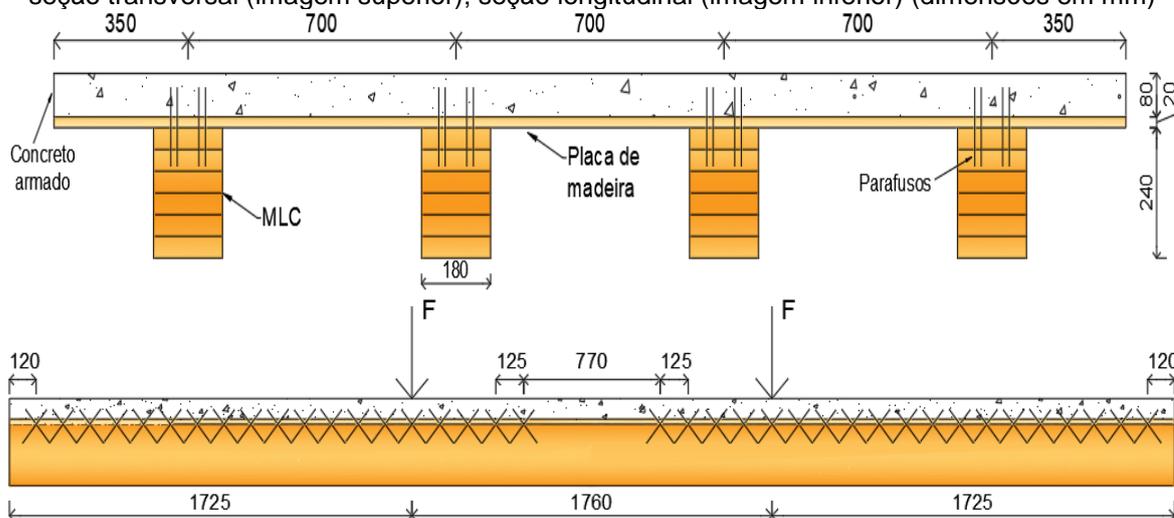
Fonte: adaptado de Fontana e Frangi (1999)

Não foi constatado deslizamento entre a madeira e o concreto durante o ensaio em temperaturas elevadas, tendo o elemento permanecido exposto a curva de

incêndio-padrão da ISO 834 (1999) por 90 minutos submetido a forças de 28 kN nos terços do vão, como mostra a Figura 2.34. Após o teste, a carga foi elevada até o rompimento do elemento estrutural, alcançando aproximadamente 78 kN, o que corresponde a aproximadamente 2,8 vezes o carregamento aplicado no início do ensaio. A temperatura medida na camada de concreto foi de 20°C, enquanto que um terço da seção transversal da madeira apresentou temperatura inferior a 100°C. A taxa de carbonização média da madeira foi de 0,72 mm/min.

Em Frangi, Knobloch e Fontana (2010) foi realizado um estudo experimental da laje mista da madeira e concreto em temperatura elevada apresentada na Figura 2.35, composta por madeira laminada colada com seção transversal de 18x24 cm<sup>2</sup>, camada de concreto armado com 8 cm de espessura apoiada em uma placa de madeira com 2 cm de espessura e conexão entre madeira e concreto através de parafusos inclinados a 45°. A viga de madeira garantiu uma cobertura lateral de 50 mm dos conectores de cisalhamento.

Figura 2.35 – Esquema de laje mista de madeira e concreto para análise em temperaturas elevadas: seção transversal (imagem superior); seção longitudinal (imagem inferior) (dimensões em mm)

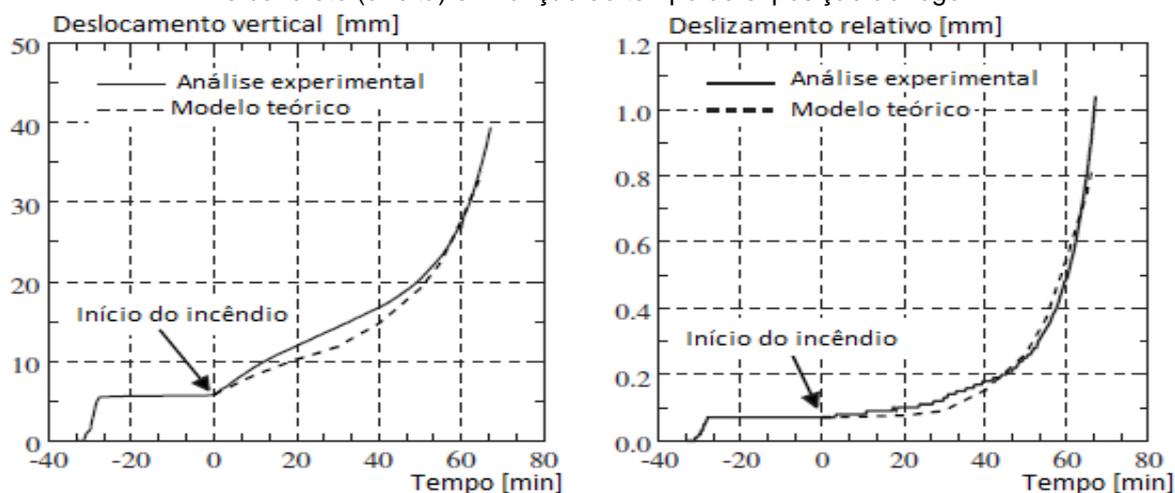


Fonte: adaptado de Frangi, Knobloch e Fontana (2010)

A laje foi submetida a curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999) e rompeu após 67 minutos de ensaio devido à falha das conexões seguida da ruptura das vigas de madeira laminada colada. Foi observada uma taxa de carbonização de 0,70 mm/min para a madeira, bem como aumento do deslocamento vertical e do deslizamento relativo entre a madeira e o concreto. A Figura 2.36 apresenta a evolução desses parâmetros em função do tempo de ensaio, comparando-o com o

modelo teórico desenvolvido pelos autores para o dimensionamento deste tipo de estrutura, que será comentado posteriormente na seção 2.5.1 deste texto.

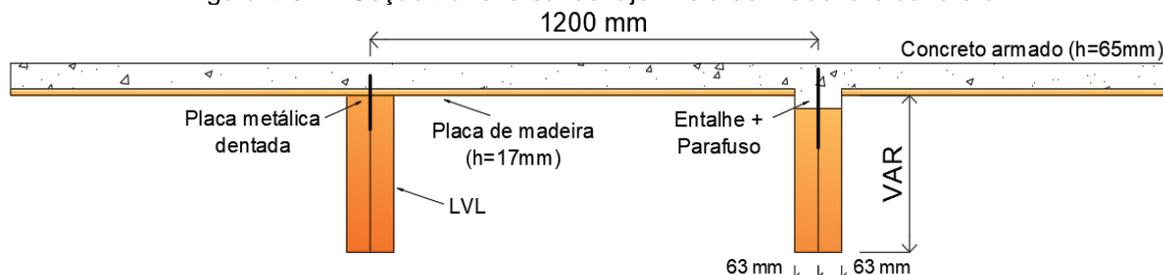
Figura 2.36 – Gráficos de deslocamento vertical (esquerda) e de deslizamento relativo entre madeira e concreto (direita) em função do tempo de exposição ao fogo



Fonte: Frangi, Knobloch e Fontana (2010)

Em O'Neill (2009), O'Neill et al. (2011) e O'Neill et al. (2014) são apresentados estudos sobre lajes mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Foram analisadas duas lajes compostas de vigas de madeira LVL (*laminated veneer lumber*): uma com altura de 300 mm e vão de 5 m e outra com altura de 400 mm e vão de 7 m. As lajes eram compostas por duas vigas duplas (duas peças de madeira unidas lateralmente por parafusos auto-atarraxantes) distantes 1200 mm. Cada viga tinha 63 mm de largura, o que garante 126 mm de largura para a viga dupla. Uma placa de madeira de 17 mm de espessura foi pregada na parte superior da viga e serviu como fôrma para a camada de concreto de 65 mm. Um esquema da seção transversal da laje é apresentado na Figura 2.37.

Figura 2.37 – Seção transversal de laje mista de madeira e concreto

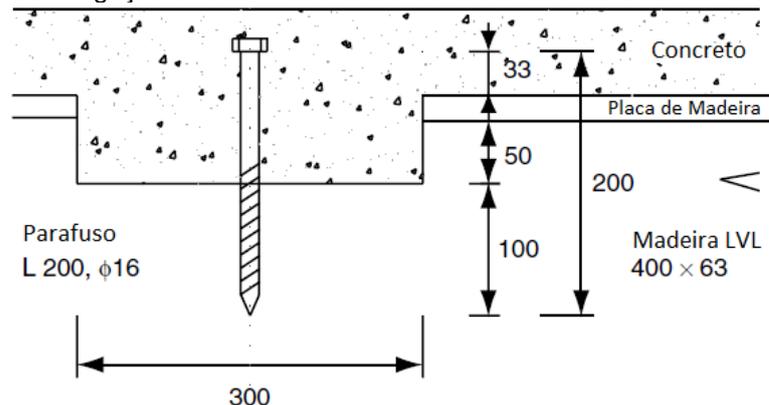


Fonte: o autor

Foram utilizados dois tipos de ligações: através de entalhes retangulares (50 mm de profundidade por 300 mm de comprimento) com parafusos de 16 mm de

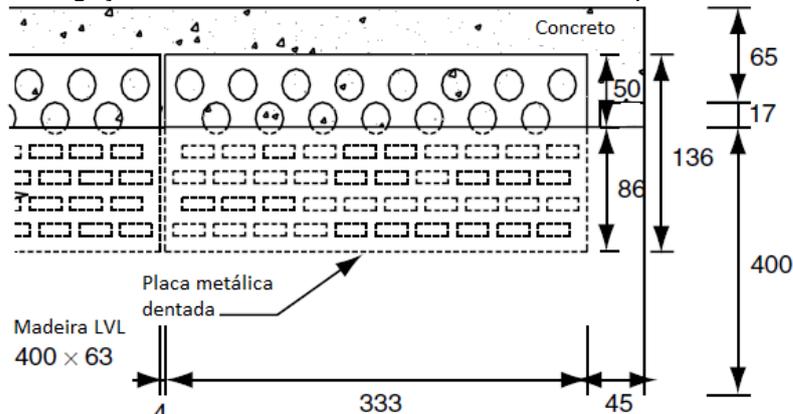
diâmetro (Figura 2.38); e através de placas metálicas dentadas prensadas entre os elementos de madeira (Figura 2.39). Na Figura 2.40 é apresentada uma imagem dos elementos estruturais ainda sem a camada de concreto, podendo se observar que no mesmo ensaio foram analisadas as ligações por associação de entalhes com parafusos e as ligações por placas metálicas dentadas.

Figura 2.38 – Ligação entre a madeira e o concreto através de entalhe e parafuso



Fonte: O'Neill et al. (2011)

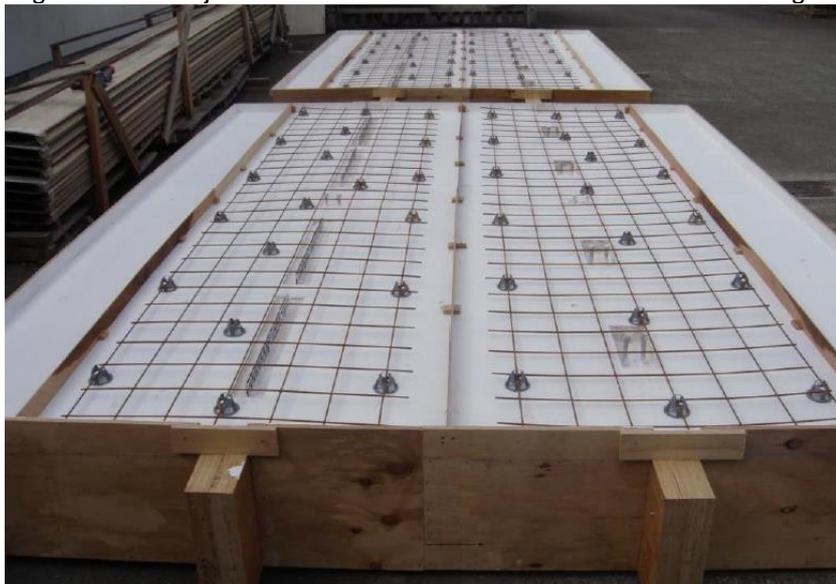
Figura 2.39 – Ligação entre a madeira e o concreto através de placa metálica dentada



Fonte: O'Neill et al. (2011)

As lajes receberam um carregamento uniformemente distribuído através da utilização de barris preenchidos com água. Para a laje com vigas de 300 mm de altura foi utilizado um carregamento de 1,56 kPa, enquanto que para a laje com vigas de 400 mm de altura foi utilizado um carregamento de 3,06 kPa. Os elementos estruturais foram ensaiados seguindo a curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999).

Figura 2.40 – Laje mista de madeira e concreto antes da concretagem



Fonte: O'Neill (2009)

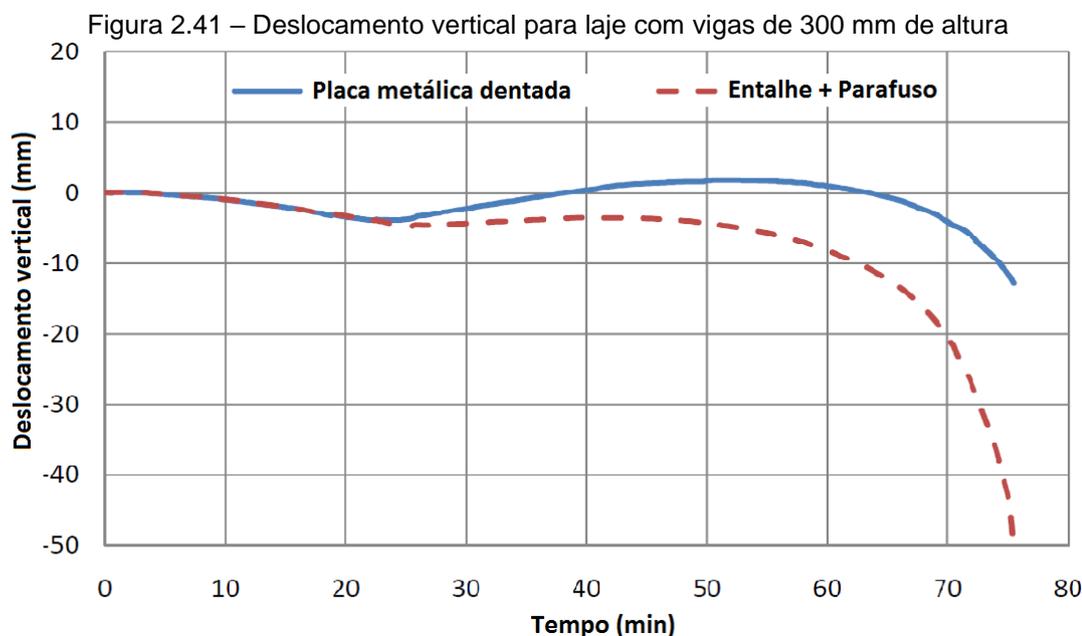
O rompimento da laje com vigas de 300 mm de altura ocorreu após 75 minutos de ensaio, no lado com ligações por entalhes associados com parafusos. A laje com vigas de 400 mm de altura foi ensaiada por 60 minutos, sendo finalizado o ensaio antes da falha total do elemento para sua melhor análise. De acordo com O'Neill (2009) a carbonização da madeira governou o rompimento dos pisos mistos.

As vigas de madeira apresentaram taxa de carbonização média nas laterais de 0,58 mm/min, enquanto que na região inferior a taxa de carbonização foi, aproximadamente, quatro vezes superior, apresentando valor médio de 2,34 mm/min. A velocidade de carbonização lateral foi inferior ao valor indicado pela norma europeia para este tipo de madeira, no caso, igual a 0,65 mm/min.

A carbonização apresentada pela viga de 400 mm de altura foi superior ao da seção transversal com 300 mm de altura. Outro fato observado pelos pesquisadores foi a separação das vigas duplas após alto grau de carbonização da madeira, levando a exposição dos conectores ao calor. Além disso, a maior dimensão dos elementos de madeira eleva consideravelmente a resistência ao fogo dos elementos mistos de madeira e concreto.

Foi também observado pelos pesquisadores que a temperatura do concreto permaneceu constante na temperatura ambiente de 20°C até aproximadamente 20 minutos de ensaio. Após este tempo ocorreu a carbonização da placa de madeira que funcionou como proteção térmica do concreto, o que acarretou a elevação de sua temperatura.

Na Figura 2.41 é apresentado o comportamento do deslocamento vertical do sistema misto com o tempo de incêndio. Observou-se o seu aumento até os 23 minutos de ensaio, seguido de redução até os 45 minutos e, finalmente, um aumento do deslocamento até a falha do sistema, após 75 minutos de ensaio.



Fonte: O'Neill (2009)

Este comportamento ocorreu pelo efeito de *curvatura térmica*. Inicialmente, as vigas de madeira carbonizam, reduzindo a capacidade resistente do sistema e aumentando os deslocamentos. No entanto, após a queima da placa de madeira, a superfície inferior do concreto é aquecida, tendendo a se expandir. Esta ampliação foi restringida pela conexão entre a madeira e o concreto, provocando uma curvatura convexa no sistema, ajudando, desta forma, na resistência dos carregamentos aplicados. Quando as vigas atingiram determinado grau de carbonização, para o qual não é mais possível resistir as forças aplicadas, o piso volta a defletir para baixo. Este comportamento foi mais evidente para ligações com chapa metálica dentada, visto que o aumento do deslizamento entre madeira e concreto com o aumento da temperatura neste tipo de ligação foi menor que nas ligações por entalhes, o que garantiu maior interação entre os materiais e reduziu, assim, os deslocamentos.

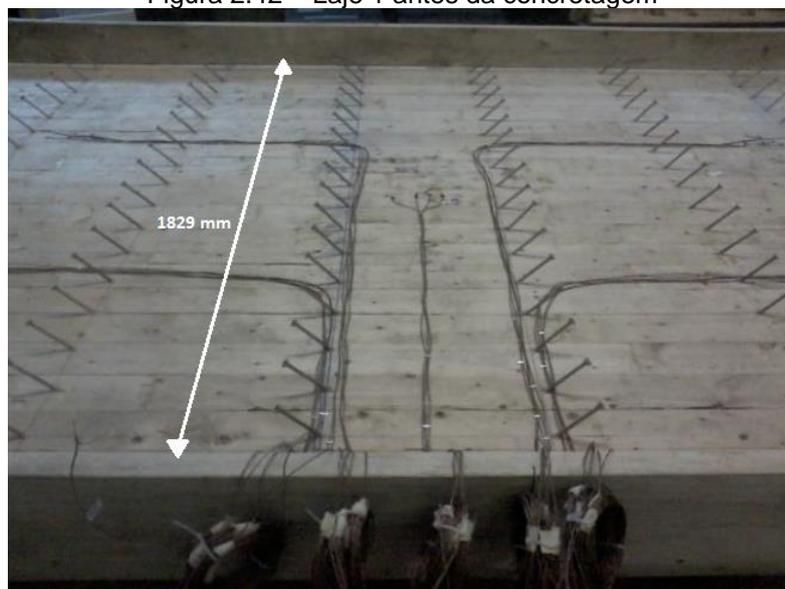
Os autores relatam que as lajes mistas de madeira e concreto se mostraram eficientes em situação de incêndio, visto que os deslocamentos verticais durante os ensaios foram inferiores a 1/20 do vão bem como a taxa de crescimento do

deslocamento vertical foi baixa. De acordo com Buchanan (2002) esses são critérios de ruptura usualmente adotados em códigos normativos.

Dagenais, Ranger (Osborne) e Cuerrier-Auclair (2016), Osborne (2015) e Ranger, Dagenais e Cuerrier-Auclair (2016) avaliaram lajes mistas de madeira e concreto sob ação do fogo visando compreender o comportamento conjunto do piso e a influência dos conectores de cisalhamento no desempenho termoestrutural dos elementos. Foram analisadas 3 lajes mistas de madeira e concreto em temperaturas elevadas, de acordo com a curva de incêndio-padrão da ASTM E119, e com a aplicação de 2,4 kPa na forma de sobrecarga.

A primeira laje consistiu de madeiras laminadas coladas, com comprimento de 4800 mm, unidas lateralmente proporcionando uma largura de 1829 mm; ao topo da madeira adicionou-se uma camada de concreto de 89 mm, sendo a conexão entre a madeira e o concreto realizada através de parafusos auto-atarraxantes com diâmetro de 8 mm posicionados a 45° (Figura 2.42).

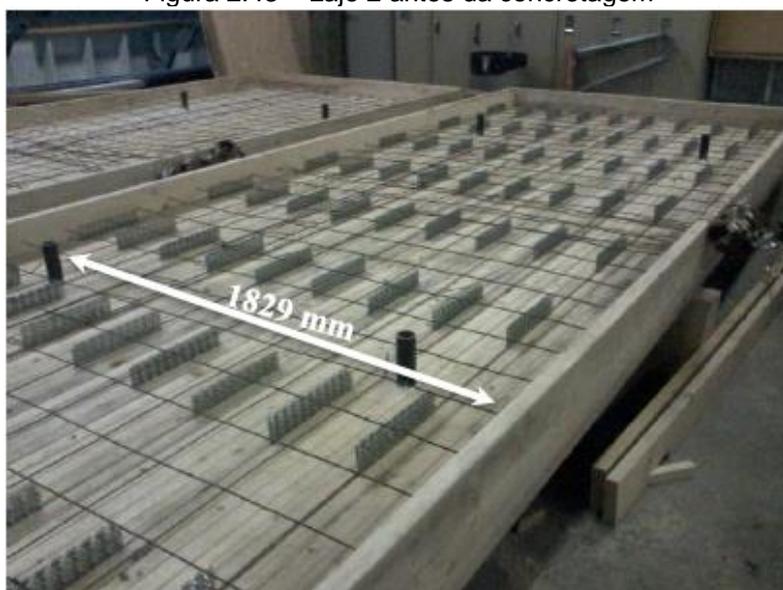
Figura 2.42 – Laje 1 antes da concretagem



Fonte: adaptado de Dagenais, Ranger e Cuerrier-Auclair (2016)

A segunda laje possuía as mesmas dimensões da primeira. Neste piso foram utilizadas peças de madeira maciça unidas lateralmente por meio de parafusos auto-atarraxantes com diâmetro de 6 mm. Acima da madeira aplicou-se uma camada de 89 mm de concreto. A interação entre a madeira e o concreto foi garantida através da utilização de placas metálicas (Figura 2.43).

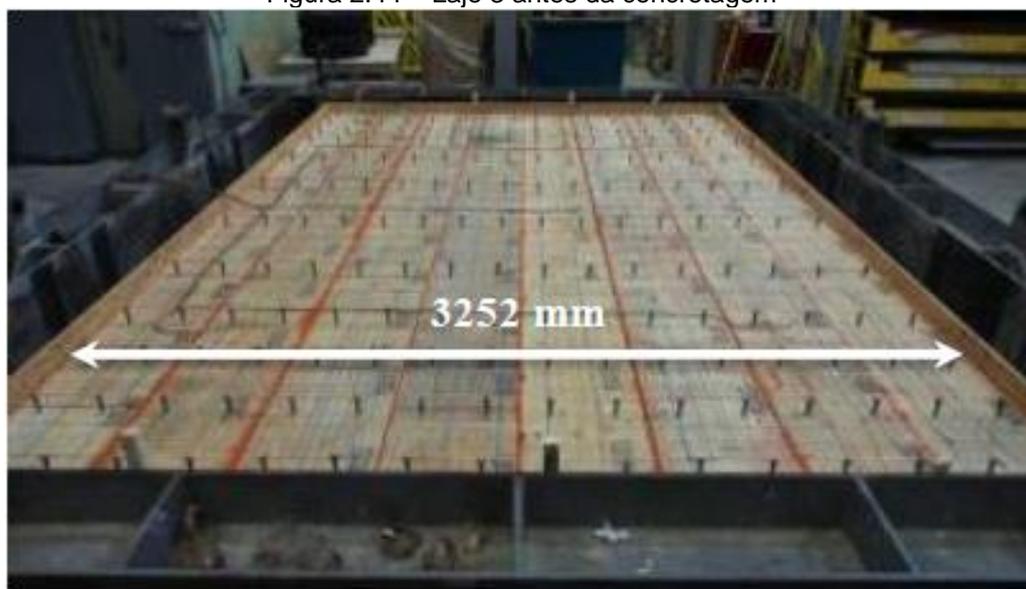
Figura 2.43 – Laje 2 antes da concretagem



Fonte: Dagenais, Ranger e Cuerrier-Auclair (2016)

A terceira análise foi realizada em uma laje com 3252 mm de largura e 4800 mm de comprimento. Foram utilizadas vigas de LVL (133 x 406 mm) posicionadas de forma que a maior dimensão correspondesse a base da laje e a menor dimensão a altura. Elas foram unidas lateralmente por meio de parafusos auto-atarraxantes com diâmetro de 8 mm. Acima da madeira adicionou-se uma camada de 89 mm de concreto, sendo a interação entre esses materiais garantida por parafusos com diâmetro de 13mm posicionados verticalmente (Figura 2.44).

Figura 2.44 – Laje 3 antes da concretagem



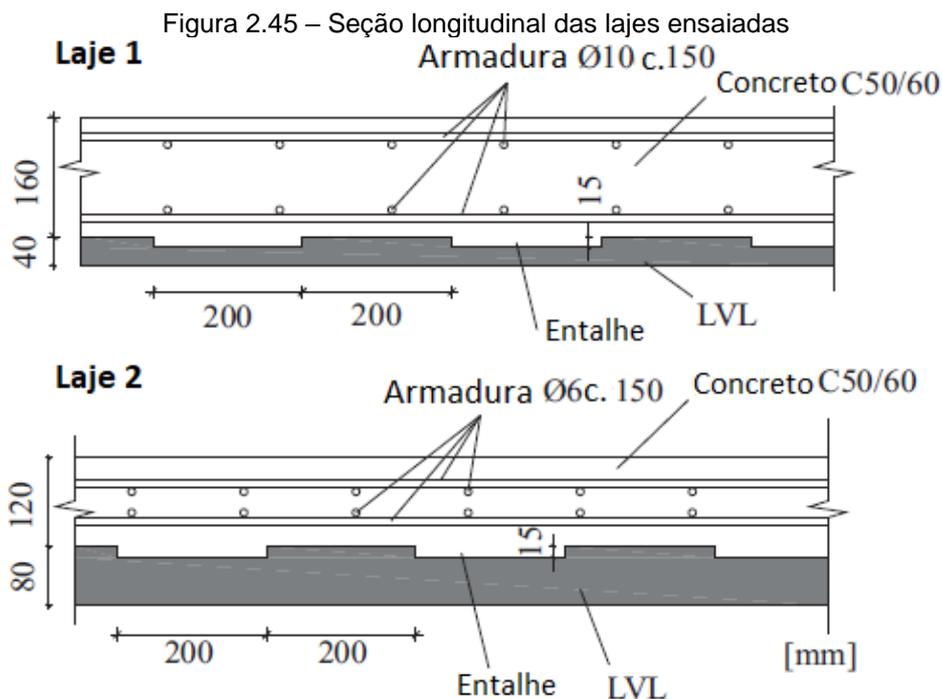
Fonte: Dagenais, Ranger e Cuerrier-Auclair (2016)

Os dois primeiros pisos foram ensaiados simultaneamente, tendo duração de 214 minutos e sendo finalizado devido a ruptura da primeira laje. Os pesquisadores relatam que no início do ensaio a taxa de aumento dos deslocamentos verticais dos dois pisos era bem próxima. No entanto, após 180 minutos de ensaio, os deslocamentos verticais da primeira laje aumentaram mais rapidamente até a falha do elemento estrutural. No primeiro piso foi observado deslocamento vertical igual a 75 mm antes da ruptura, aumentando rapidamente para 210 mm após a falha do elemento estrutural. Para o segundo piso, o máximo deslocamento vertical obtido foi igual a 30 mm.

Para o terceiro piso, a taxa de deflexão vertical permaneceu baixa durante boa parte do ensaio. A partir dos 170 minutos os deslocamentos verticais começaram a crescer mais rapidamente. A ruptura do elemento estrutural ocorreu após 191 minutos de exposição ao fogo, atingindo um deslocamento vertical igual a 137 mm.

Os autores observaram que na interface madeira-concreto do primeiro piso houve um aumento médio de 20°C na temperatura, que a meia altura da laje de concreto a elevação foi de 5°C e que na interface madeira-concreto na região do conector de cisalhamento a temperatura foi elevada em 93°C. Para a segunda laje estes valores foram iguais a 16°C, 10°C e 64°C, respectivamente, enquanto que para o terceiro piso estes valores foram iguais a 70°C, 5°C e 96°C, respectivamente. Desta forma, os autores concluem que os diferentes tipos de conectores de cisalhamento utilizados têm pouco impacto na transmissão de calor no sistema.

Em Klippel *et al.* (2016) são apresentados os resultados do estudo de duas lajes mistas de madeira e concreto com 2800 mm de largura por 5350 mm de comprimento. O primeiro piso analisado era composto por uma camada de 40 mm de madeira LVL e 160 mm de concreto armado, enquanto o segundo piso era composto por uma camada de 80 mm de madeira LVL e 120 mm de concreto armado (Figura 2.45). A interação entre os materiais foi garantida através de entalhes. A simulação de incêndio ocorreu de acordo com a curva da ISO 834 (1999) e foi aplicado carregamento a quatro pontos de forma a obter um momento fletor máximo de 20 kN.m/m na laje 1 e 36 kN.m/m na laje 2.



Fonte: Klippel *et al.* (2016)

O primeiro ensaio foi finalizado após 96 minutos de incêndio devido à perda de integridade do elemento estrutural, tendo ocorrido a carbonização completa da madeira e o *spalling* explosivo do concreto. Foi observado na segunda laje um rápido aumento do deslocamento vertical aos 68 minutos de incêndio, instante em que o ensaio foi finalizado. Neste instante, o deslocamento vertical medido no meio do vão da laje 2 foi igual a 86 mm. Aos 68 minutos de ensaio, a laje 1 apresentou apenas 55 mm de deslocamento vertical no meio do vão. Assim, pode-se contatar que o arranjo do piso 1 apresentou-se mais rígido, como também foi capaz de suportar maior tempo de incêndio.

### 2.5.1 Dimensionamento de estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio

No que concerne ao dimensionamento de estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, não há um código normativo específico. Porém, baseado no EN 1995-1-2:2004, Frangi, Knobloch e Fontana (2010) propõem um método de cálculo para estruturas mistas de madeira e concreto conectadas por parafusos sob incêndio.

Para um determinado período de incêndio deve-se verificar se os esforços de cálculo durante o incêndio ( $E_{d,fi}$ ) são inferiores à resistência de cálculo sob o fogo ( $R_{d,fi}$ ), (Equação 2.37).

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (\text{Eq. 2.37})$$

O cálculo da resistência da madeira em incêndio é, de acordo com o EN 1995-1-2:2004, dado pela equação 2.38.

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{Eq. 2.38})$$

Na equação 2.38,  $f_{d,fi}$  é o valor de cálculo da resistência ao fogo (resistência à tração, à flexão, ao cisalhamento, etc.);  $f_k$  é a resistência característica da madeira (resistência à tração, à flexão, ao cisalhamento, etc.) na temperatura ambiente;  $k_{fi}$  é o coeficiente de modificação para o fogo (Tabela 2.5);  $k_{\text{mod},fi}$  é o coeficiente de modificação para o fogo que leva em conta os efeitos da temperatura nas propriedades mecânicas da madeira (Tabela 2.6);  $\gamma_{M,fi}$  é o fator parcial de segurança em incêndio ( $\gamma_{M,fi}=1,0$ ).

Tabela 2.5 – Fator de Modificação  $k_{fi}$

	$k_{fi}$
<b>Madeira Maciça</b>	1,25
<b>Madeira Laminada Colada</b>	1,15
<b>Painéis de Madeira</b>	1,15
<b>LVL</b>	1,10
<b>Conectores em cisalhamento com membro lateral de madeira e painel de madeira</b>	1,15
<b>Conectores em cisalhamento com membro lateral metálico</b>	1,05
<b>Conectores carregados axialmente</b>	1,05

Fonte: CEN, 2004

As reduções da resistência e da rigidez da madeira são levadas em consideração através do método da seção efetiva, presente no EN 1995-1-2:2004, apresentado na seção 2.2.3 deste trabalho e representado pela equação 2.22.

Para o concreto, desde que se tenha um tempo de exposição ao fogo inferior a 60 minutos e aplicação de placa de madeira ligada à face inferior da laje com espessura superior a 20 mm, pode-se usar as suas propriedades à temperatura ambiente. As reduções da resistência e da rigidez para os parafusos são consideradas

de acordo com as considerações sobre o coeficiente de modificação  $k_{\text{mod},fi}$  presentes na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Fator de Modificação  $k_{\text{mod},fi}$

Parâmetro	$k_{\text{mod},fi}$	Disponibilidade
<b>Modulo de elasticidade, resistência do concreto</b>	$k_{\text{mod},fi} = 1,0$	Seção transversal efetiva
<b>Modulo de elasticidade, resistência do concreto</b>	$k_{\text{mod},fi} = 1,0$	$h_s \geq 20\text{mm}$ e $t \leq 60\text{min}$
<b>Módulo de deslizamento das ligações parafusadas</b>	$k_{\text{mod},fi} = 0$	$x \leq 0,6.t$
	$k_{\text{mod},fi} = \frac{0,2.x - 0,12.t}{0,2.t + 3}$	$0,6.t \leq x \leq 0,8.t + 3$
	$k_{\text{mod},fi} = \frac{0,8.x - 0,6.t + 1,8}{0,2.t + 21}$	$0,8.t + 3 \leq x \leq t + 24$
	$k_{\text{mod},fi} = 1,0$	$x \geq t + 24$
<b>Resistência das ligações parafusadas</b>	$k_{\text{mod},fi} = 0$	$x \leq 0,6.t$
	$k_{\text{mod},fi} = \frac{0,44x - 0,264.t}{0,2.t + 5}$	$0,6.t \leq x \leq 0,8.t + 5$
	$k_{\text{mod},fi} = \frac{0,56.x - 0,36.t + 7,32}{0,2.t + 23}$	$0,8.t + 5 \leq x \leq t + 28$
	$k_{\text{mod},fi} = 1,0$	$x \geq t + 28$
<b><math>x</math> é a cobertura do parafuso (mm)</b>		
<b><math>t</math> é a duração do fogo (min)</b>		
<b><math>h_s</math> é a espessura da placa de madeira posta entre o concreto e a viga de madeira</b>		

Fonte: Frangi, Knobloch e Fontana (2010)

Os esforços normais no concreto e na madeira, bem como esforço cortante no conector podem ser determinados seguindo o método simplificado para seções à temperatura ambiente proposto pelo EN 1995-1-1:2004 para vigas conectadas por ligações elásticas flexíveis, apresentado na seção 2.1.1 deste texto. Para o caso de temperaturas elevadas, deve-se usar a seção transversal efetiva e os valores do coeficiente de modificação  $k_{\text{mod},fi}$  presentes na Tabela 2.6.

Para uma viga simplesmente apoiada com vão  $l$  e com a seção indicada na Figura 2.46 (onde é possível observar também a existência da placa de madeira), a

rigidez a flexão efetiva é dada pela equação 2.39, para a qual valem também as equações 2.40 e 2.41.

$$EI_{ef} = E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2 + \gamma \cdot S \quad (\text{Eq. 2.39})$$

$$S = \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot e^2}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2} \quad (\text{Eq. 2.40})$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot S}{k \cdot l^2 \cdot e^2}} \quad (\text{Eq. 2.41})$$

Nas equações 2.39 a 2.41  $E$  se refere aos módulo de elasticidade;  $I$  se refere aos momentos de inércia;  $A$  se refere as áreas;  $e$  se refere a distância entre os centros de gravidade do concreto e da madeira e  $k$  se refere ao módulo de deslizamento para conexões parafusadas. Adicionalmente, vale destacar que o índice 1 se refere ao concreto, enquanto que o índice 2 se refere a madeira.

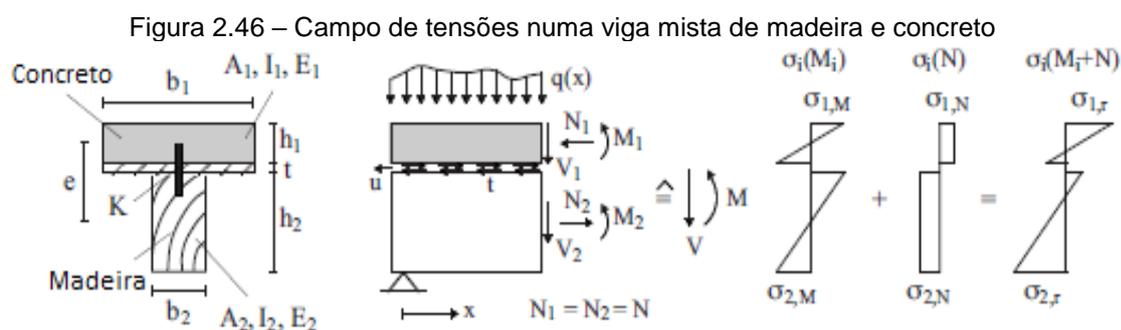


Figura 2.46 – Campo de tensões numa viga mista de madeira e concreto

Fonte: Frangi, Knobloch e Fontana (2010)

Com relação à área e à inércia da madeira, e considerando  $b_{fi}$  e  $h_{fi}$  a largura e altura efetiva da seção transversal, respectivamente, obtidas pela redução da largura e altura pela espessura efetiva (equação 2.22), valem as equações 2.42 e 2.43, respectivamente.

$$A_2 = b_{fi} \cdot h_{fi} \quad (\text{Eq. 2.42})$$

$$I_2 = \frac{b_{fi} \cdot h_{fi}^3}{12} \quad (\text{Eq. 2.43})$$

O módulo de deslizamento é calculado através do módulo de deslizamento em estado limite último para temperatura ambiente ( $K_u$ ) (equação 2.6 da seção 2.1.1), o

espaçamento entre os conectores ( $s$ ) e o coeficiente de modificação  $k_{\text{mod},fi}$  dado na Tabela 2.6:

$$k = \frac{k_{\text{mod},fi} \cdot K_u}{s} \quad (\text{Eq. 2.44})$$

As tensões normais no concreto e na madeira ( $i = 1$  para o concreto e 2 para a madeira) devido a um momento fletor de cálculo no incêndio  $M_{d,fi}$  são obtidas pelas equações 2.45 e 2.46.

$$\sigma_{i,M,d,fi} = \pm M_{d,fi} \cdot \frac{E_i}{EI_{ef}} \cdot \frac{h_i}{2} \quad (\text{Eq. 2.45})$$

$$\sigma_{i,N,d,fi} = \pm M_{d,fi} \cdot \frac{\gamma \cdot S}{e \cdot EI_{ef}} \cdot \frac{1}{A_i} \quad (\text{Eq. 2.46})$$

O estado limite último da madeira no incêndio submetida à ação conjunta do momento e da tração é verificado através da equação 2.47.

$$\frac{\sigma_{2,N,d,fi}}{k_{\text{mod},fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M,d,fi}}{k_{\text{mod},fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,k}} \leq 1,0 \quad (\text{Eq. 2.47})$$

Com relação aos parâmetros apresentados na equação 2.47,  $f_{t,k}$  corresponde a resistência característica à tração da madeira na temperatura ambiente, enquanto  $f_{m,k}$  corresponde a resistência característica à flexão da madeira na temperatura ambiente.

O estado limite último do concreto no incêndio submetido à ação conjunta do momento e da compressão é verificado através da equação 2.48, sendo que  $f_{c,k}$  é a resistência característica à compressão do concreto na temperatura ambiente:

$$\sigma_{1,r,d,fi} = \sigma_{1,N,d,fi} + \sigma_{1,M,d,fi} \leq k_{\text{mod},fi} \cdot f_{c,k} \quad (\text{Eq. 2.48})$$

Com a força de cisalhamento de projeto no incêndio  $V_{d,fi}$ , tem-se a força de projeto em um conector ( $T_{d,fi}$ ) através da equação 2.49.

$$T_{d,fi} = V_{d,fi} \cdot \frac{\gamma \cdot S}{e \cdot EI_{ef}} \cdot s \quad (\text{Eq. 2.49})$$

O estado limite último no incêndio para a ligação é verificado por:

$$T_{d,fi} \leq T_{R,d,fi} = k_{\text{mod},fi} \cdot k_{fi} \cdot T_{R,k} \quad (\text{Eq. 2.50})$$

Com relação às equações 2.49 e 2.50,  $T_{R,d,fi}$  é a resistência de projeto do conector em incêndio e  $T_{R,k}$  corresponde a resistência característica da conexão à temperatura ambiente.

## 2.5.2 Análises numéricas de estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio

Molina e Calil Junior (2015) e Molina *et al.* (2014) apresentam um estudo térmico bidimensional realizado através do programa de elementos finitos ANSYS. A seção transversal modelada é a mesma já descrita no início do tópico 2.5 deste texto. Para a discretização da madeira, do concreto e do aço foi utilizado o elemento PLANE77, presente na biblioteca do programa, em uma malha quadrada com 1 cm. Para a consideração das ações térmicas, ocorridas através de convecção e radiação, foram utilizados elementos do tipo SURF151. Foi adotada a curva ISO 834 (1999) atuando nas faces laterais e inferior do elemento estrutural, enquanto a face superior da laje de concreto permaneceu em temperatura ambiente. Foram empregadas as propriedades térmicas da madeira calibradas por Regobello (2007) (apresentadas na Tabela 2.7), enquanto para o concreto e para o aço foram utilizados o EN 1992-1-2:2004 e o EN 1994-1-2:2005.

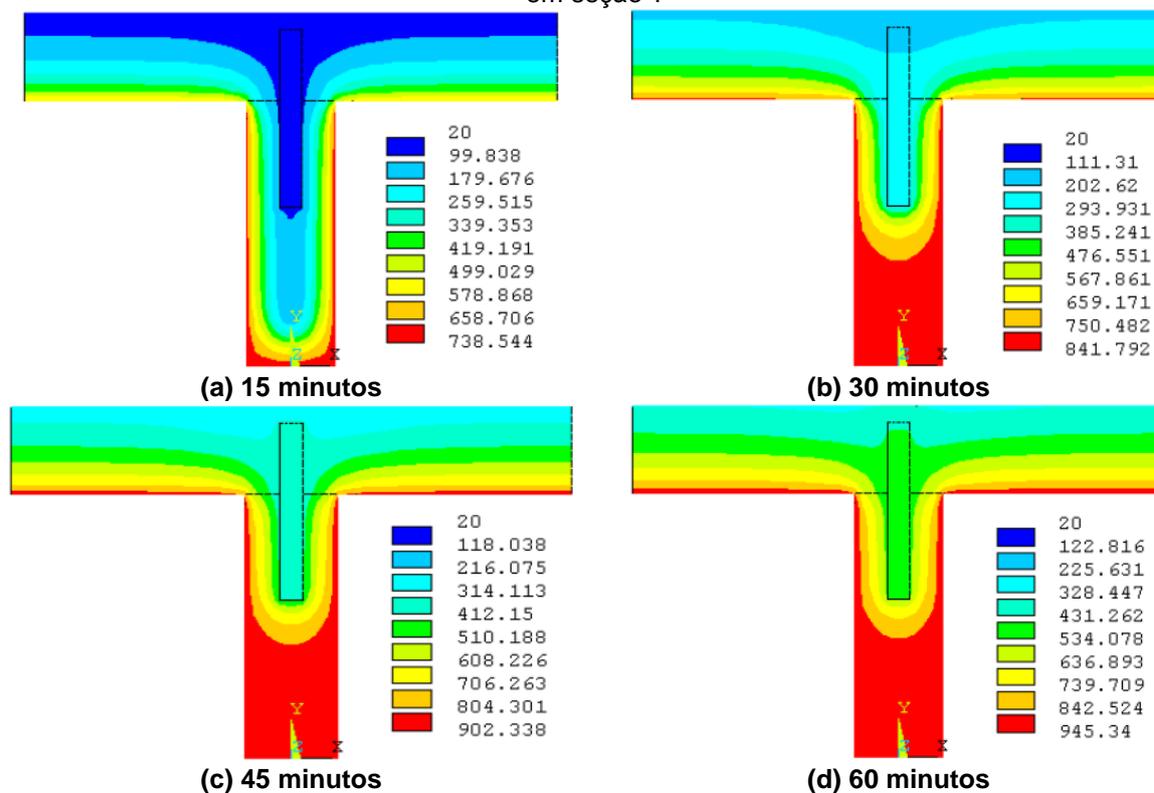
Tabela 2.7 – Propriedades térmicas da madeira de acordo com Regobello (2007)

Temperatura (°C)	Coefficiente de redução da densidade	Condutividade Térmica (W/m.K)	Calor Específico (J/kg.K)
0	1,00	0,20	1.125,00
100	0,93	0,20	1.577,00
200	0,91	0,20	2.029,00
235	0,90	0,20	1718,90
280	0,85	0,20	1320,20
350	0,47	0,20	700,00
380	0,30	0,21	700,00
490	0,20	0,23	700,00
600	0,13	0,25	700,00
1000	0,10	0,34	700,00

Fonte: o autor

Os pesquisadores relatam boa aproximação entre os resultados numéricos e experimentais. Com as análises numéricas foi possível obter o campo de temperatura na viga mista de madeira e concreto com seção T, exposta ao fogo na parte inferior, apresentado na Figura 2.47. Foi possível observar que as maiores temperaturas se encontram na superfície da madeira, sendo a temperatura no interior da seção transversal inferior à temperatura da superfície. Por exemplo, para 30 minutos de exposição ao calor a temperatura na superfície da madeira foi de 840°C enquanto que a apenas 1 cm da face a temperatura da madeira foi de 785°C. A face inferior do concreto, submetida a alta temperatura, também sofreu elevação da temperatura, sendo, em 30 minutos de exposição ao fogo, de 650°C na superfície e 578°C penetrando 1 centímetro da laje de concreto. O conector de cisalhamento também sofreu elevação de temperatura, passando de 95°C em 15 minutos de exposição à temperatura elevada para 500°C, quando considerado 60 minutos de exposição.

Figura 2.47 – Campo de temperatura da seção transversal de uma viga mista de madeira e concreto em seção T



Fonte: Molina e Calil Junior (2015)

O'Neill *et al.* (2014) realizaram a modelagem termoestrutural tridimensional do trabalho experimental realizado pelos autores (já descrito no tópico 2.5) através do programa computacional ABAQUS. Em uma primeira etapa foi desenvolvido o modelo

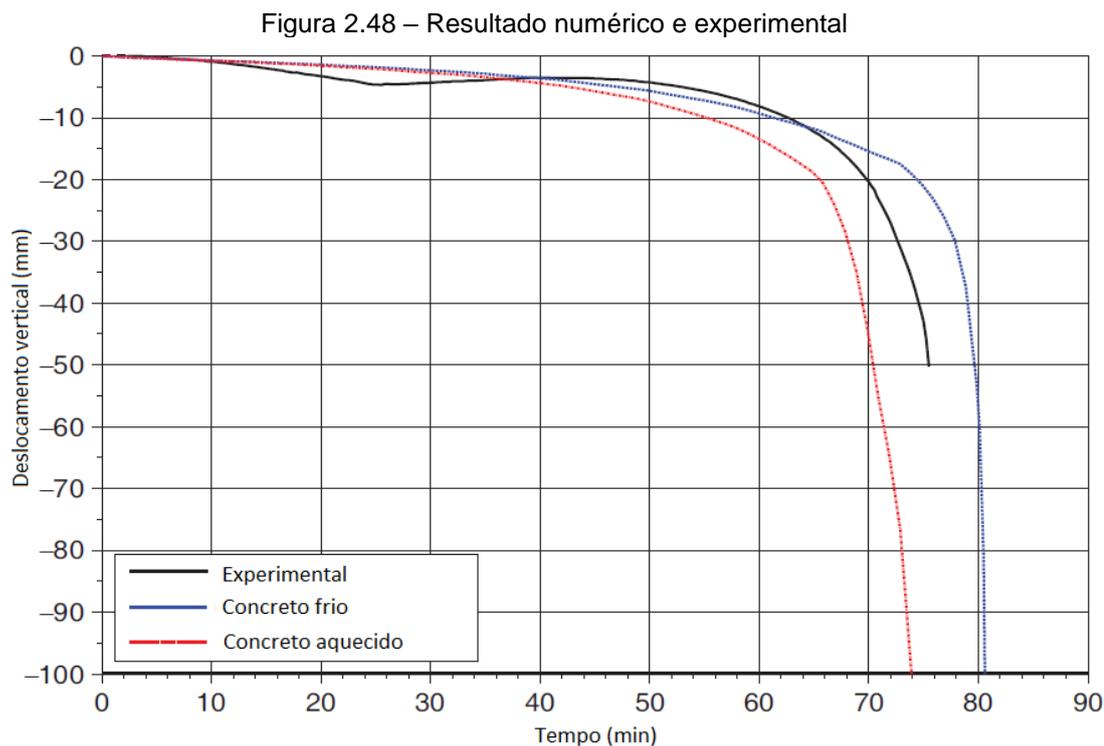
térmico utilizando-se elementos sólidos lineares com oito nós (DC3D8) com malha de seção transversal quadrada de 5 mm e comprimento de 300 mm. Foi considerada a curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999) atuando nas faces laterais e inferior através de condições de contorno referentes à convecção e à radiação, enquanto a superfície superior da laje de concreto permaneceu em temperatura ambiente, com a aplicação da condição de contorno de convecção.

Em seguida, as temperaturas obtidas no modelo térmico foram utilizadas no modelo estrutural para se obter o comportamento termoestrutural da viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio. No modelo estrutural foi empregada a mesma malha, no entanto com outro tipo de elemento, no caso, o C3D8R, que consiste em um elemento sólido linear de oito nós com integração reduzida. Foi adotado o modelo de material *concrete damaged plasticity*, presente na biblioteca de materiais do programa, para a representação da madeira e do concreto. Tanto no modelo térmico quanto no modelo estrutural foram empregados os fatores indicados pelo EN 1995-1-2:2004 para a variação das propriedades térmicas e mecânicas da madeira, enquanto que para as propriedades do concreto foi utilizado o EN 1992-1-2:2004.

Os resultados numéricos e experimentais obtidos pelos autores encontram-se próximos, tanto em relação à temperatura quanto em relação ao comportamento mecânico do sistema. Foram desenvolvidos dois tipos de simulação: uma em que o concreto permanecia à temperatura ambiente e uma segunda em que o concreto foi aquecido. A comparação entre os resultados experimentais e numéricos para a curva *deslocamento vertical versus tempo de incêndio* é apresentada na Figura 2.48.

Pela Figura 2.48 é possível observar que a partir dos 45 minutos os deslocamentos verticais no modelo de concreto aquecido cresceram mais rapidamente que os obtidos experimentalmente, e que o modelo de concreto frio apresentou resultados bem próximos aos experimentais até os 65 minutos. Pode-se notar também que o modelo numérico não foi capaz de representar a redução de deslocamentos verticais identificados entre 25 e 45 minutos da análise experimental.

Quanto ao tempo de ruptura dos elementos estruturais submetidos à ação do fogo, a laje mista resistiu experimentalmente a 75 minutos, para o modelo de laje aquecida foi alcançado 74 minutos, enquanto o modelo de laje fria atingiu 81 minutos. Portanto, o modelo considerando a laje aquecida prevê com melhor aproximação o tempo de ruptura do piso misto de madeira e concreto.



Fonte: O'Neill *et al.* (2014)

Du *et al.* (2017) realizaram estudo numérico da viga mista de madeira e concreto analisada experimentalmente por Frangi, Knobloch e Fontana (2010). Para tanto foi feita uma análise sequencial térmica e mecânica, em modelo tridimensional utilizando o programa computacional ANSYS. O incêndio foi simulado através da curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999) atuando nas faces laterais e interior do piso misto aplicando-se condições de contorno de convecção e radiação. As propriedades térmicas da madeira e do concreto foram adotadas seguindo as recomendações da EN 1995-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2004, respectivamente. Na simulação térmica foram utilizados elementos do tipo *Solid 70*, enquanto na simulação mecânica foram utilizados os elementos *Solid 185*, *Solid 65* e *Combination 39* para a madeira, concreto e aço, respectivamente.

De acordo com Du *et al.* (2017) o modelo foi capaz de simular com boa aproximação o comportamento da viga mista de madeira e concreto analisada experimentalmente por Frangi, Knobloch e Fontana (2010). Os autores avaliaram também a influência de fatores como largura da viga de madeira, espessura da laje de concreto e a espessura da prancha de madeira aplicada abaixo do concreto. Para todos esses fatores foi observado que maiores dimensões reduzem os deslocamentos verticais da estrutura em situação de incêndio. A não utilização da prancha de madeira

leva a uma resistência ao fogo de 53 minutos, enquanto que o emprego que uma prancha de madeira de 20 mm garante pelo menos 60 minutos de resistência ao fogo.

## **2.6 Considerações gerais sobre o capítulo**

### **2.6.1 Quanto às vigas mistas em temperatura ambiente**

Nos elementos mistos de madeira e concreto sobre flexão adota-se a madeira trabalhando preferencialmente à tração, enquanto o concreto resiste essencialmente às tensões de compressão. O comportamento dos pisos mistos, tanto em serviço quanto em estado limite último, é fortemente afetado pelo tipo de conector de cisalhamento empregado, visto que esse influencia na distribuição de esforços e nas deformações do elemento estrutural.

Para o seu dimensionamento, emprega-se o modelo teórico proposto no EN 1995-1-1:2004. Não há consenso quanto à proximidade dos valores teóricos e experimentais, visto que algumas referências consultadas indicam baixa diferença relativa entre estes resultados, enquanto outras referências apresentam diferenças relativas consideráveis. No entanto, essas diferenças podem ser atribuídas ao cálculo do módulo de deslizamento da ligação, devendo-se avaliar alternativas à equação 2.5, recomendada pela norma europeia para o cálculo do modelo de deslizamento da ligação.

Uma alternativa para análises de estruturas mistas de madeira e concreto é o emprego de simulações numéricas através do método dos elementos finitos. Na literatura é indicada boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, desde que alguns aspectos sejam considerados, tais como: não linearidades físicas dos materiais, ortotropia da madeira e interação entre os materiais componentes do sistema.

### **2.6.2 Quanto à madeira em situação de incêndio**

Na análise de estruturas de madeira em situação de incêndio é essencial o conhecimento da taxa de carbonização da madeira. O carvão formado devido à degradação térmica da madeira tem resistência e rigidez desprezíveis e, desta forma, a sua formação indica a redução da seção transversal resistente. A norma europeia de madeira em situação de incêndio recomenda a isoterma de 300°C como indicativo da frente de carbonização. Além da formação de carvão, a ação do fogo na madeira provoca a variação de suas propriedades mecânicas. Desta forma, nas análises

numéricas é essencial desconsiderar a resistência e a rigidez de elementos finitos com temperatura superior a 300°C, bem como levar em consideração também a variação das propriedades mecânicas da madeira.

### **2.6.3 Quanto ao concreto em situação de incêndio**

Quando submetido a temperaturas elevadas, o concreto sofre alterações físico químicas que podem levar ao deslocamento de camadas de concreto, o que pode acarretar na exposição da armadura ao fogo. Além deste fenômeno, o concreto experimenta a redução de suas propriedades mecânicas. O pico da curva de tensão versus deformação do concreto é alterado, tendo valor de tensão reduzida e a deformação aumentada. Este fato indica a redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto com a elevação da temperatura. Estes fatores são importantes na análise de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

### **2.6.4 Quanto ao aço em situação de incêndio**

A elevação da temperatura afeta as propriedades mecânicas do aço, provocando a mudança da sua curva de tensão versus deformação, bem como a redução da resistência à tração e à compressão e do seu módulo de elasticidade.

### **2.6.5 Quanto às vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio**

As vigas mistas de madeira e concreto têm bom desempenho quando submetidas a situação de incêndio, sendo possível atingir resistência ao fogo superior a 60 minutos. Para o estudo do comportamento desses elementos mistos deve-se ter especial cuidado no comportamento da madeira e dos conectores de cisalhamento, visto que são os elementos que mais influenciam no comportamento do elemento estrutural.

Para as vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio não há um método de dimensionamento específico. No entanto, na literatura foi proposto um modelo baseado no método da seção reduzida para elementos de madeira em situação de incêndio em conjunto com o modelo teórico de Mohler para elementos compostos, o qual é usualmente empregado no dimensionamento de vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente. Foi constatada boa correlação entre os resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos através do modelo analítico. Desta forma, esse modelo será utilizado na validação do modelo numérico a ser desenvolvido no presente trabalho.

Com relação às análises numéricas, foram relatadas boa concordância com os resultados obtidos através de modelos numéricos tridimensionais e os resultados alcançados através de análises em fornos. É observado que a consideração da variação das propriedades dos materiais tem grande influência nos resultados dos modelos numéricos. Entretanto, são observadas algumas simplificações nas simulações presentes na literatura, como a adoção de material isotrópico para representar a madeira. Além disso, não foi encontrada nenhuma observação acerca da interação entre os materiais componentes do sistema nem como o conector de cisalhamento foi considerado nas simulações.

Desta forma, nas simulações a serem realizadas neste trabalho pretende-se considerar a ortotropia da madeira bem como a interação entre os materiais componentes do sistema (madeira, concreto e conectores de cisalhamento), seguindo os mesmos princípios a serem utilizados nas vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente.

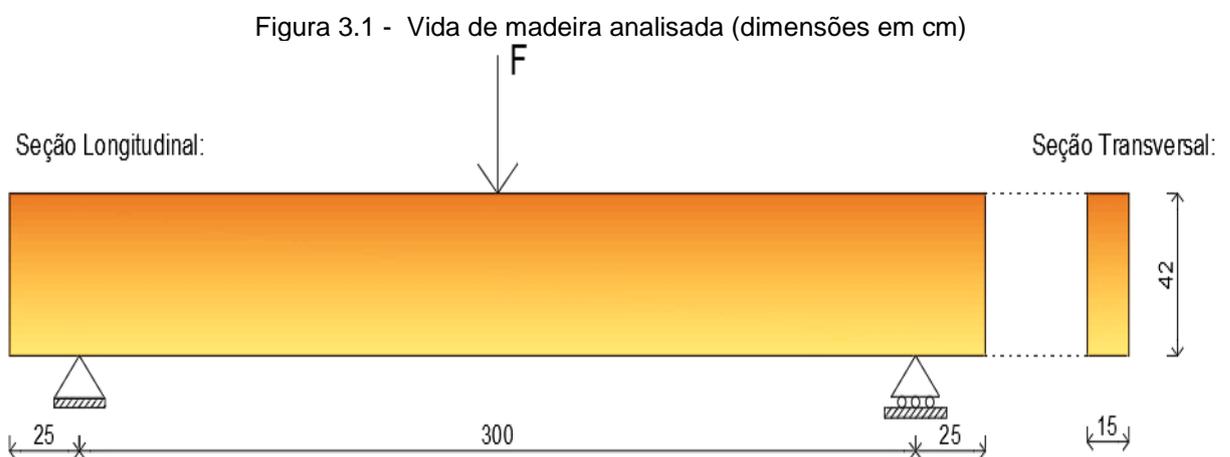
## Capítulo 3

### Análise numérica de estruturas em temperatura ambiente

Neste capítulo são apresentadas duas simulações numéricas em temperatura ambiente. A primeira simulação se volta à modelagem estrutural de uma viga de madeira com a finalidade de constatar a viabilidade de utilização do ABAQUS na análise de elementos de madeira, bem como realizar a calibração das propriedades mecânicas ortotrópicas desse mesmo material. A segunda modelagem se volta à modelagem estrutural de uma viga mista de madeira e concreto com a finalidade de calibrar os parâmetros necessários ao estudo deste tipo de estrutura, principalmente no que se refere à interação entre os materiais. Além disso, estas modelagens servirão de base para o desenvolvimento do modelo em temperatura elevada.

#### 3.1 Modelagem estrutural de viga de madeira

A simulação numérica de viga de madeira tem como base o trabalho experimental desenvolvido por Martins (2016), em que foi avaliada uma viga de madeira laminada colada da espécie *Pinus oocarpa* com seção transversal de dimensões 15x42 cm<sup>2</sup>, 3,50 metros de comprimento, sendo o de vão de 3,00 metros (Figura 3.1). O módulo de elasticidade à flexão obtido experimentalmente foi de 7.139 MPa e a resistência à compressão paralela às fibras do *Pinus*, segundo a ABNT NBR 7190:1997, vale 32,1 MPa. Durante o ensaio, o carregamento foi aplicado de forma incremental, até se atingir a ruptura da viga, que ocorreu para uma força aplicada de 280,28 kN.



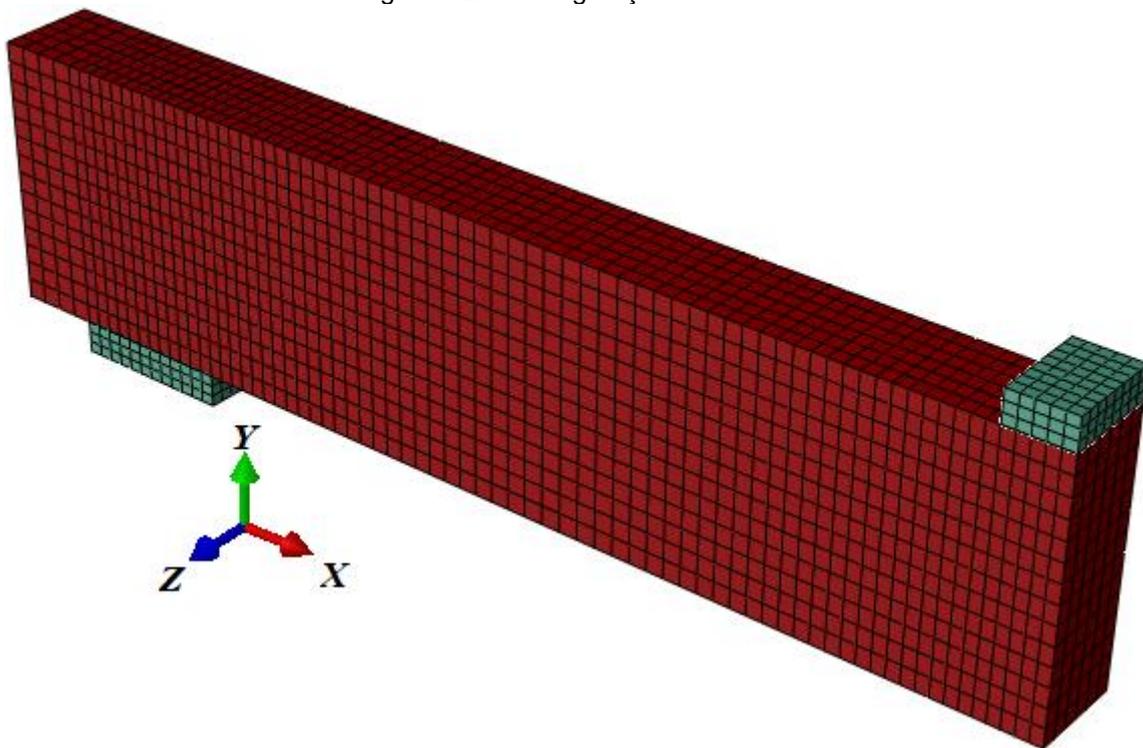
Fonte: o autor

### 3.1.1 Simulação numérica

#### 3.1.1.1 Configuração do modelo numérico

Aproveitou-se na simulação numérica a simetria na direção longitudinal, sendo assim modelada apenas metade da viga. Na região do apoio adotou-se uma placa, para a distribuição das tensões, com 5,0 cm de altura, 25,0 cm de comprimento e 15,0 cm de largura. Outra placa foi posicionada na região de aplicação de força com a mesma finalidade, tendo 5,0 cm de altura, 15,0 cm de largura e 10,0 cm de comprimento. A configuração do modelo é apresentada na Figura 3.2, indicando-se também a direção dos eixos utilizados no ABAQUS.

Figura 3.2 - Configuração do modelo



Fonte: o autor

#### 3.1.1.2 Malha de elementos finitos

Na malha de elementos finitos das placas posicionadas no apoio e no ponto de aplicação de carregamento foram utilizados elementos do tipo C3D8R, disponível na biblioteca interna do ABAQUS, o qual consiste em um elemento sólido de 8 nós com interpolação linear e integração reduzida. Foi adotado tamanho global igual a 20 mm, totalizando 288 elementos para o suporte do apoio e 120 elementos para o suporte do carregamento.

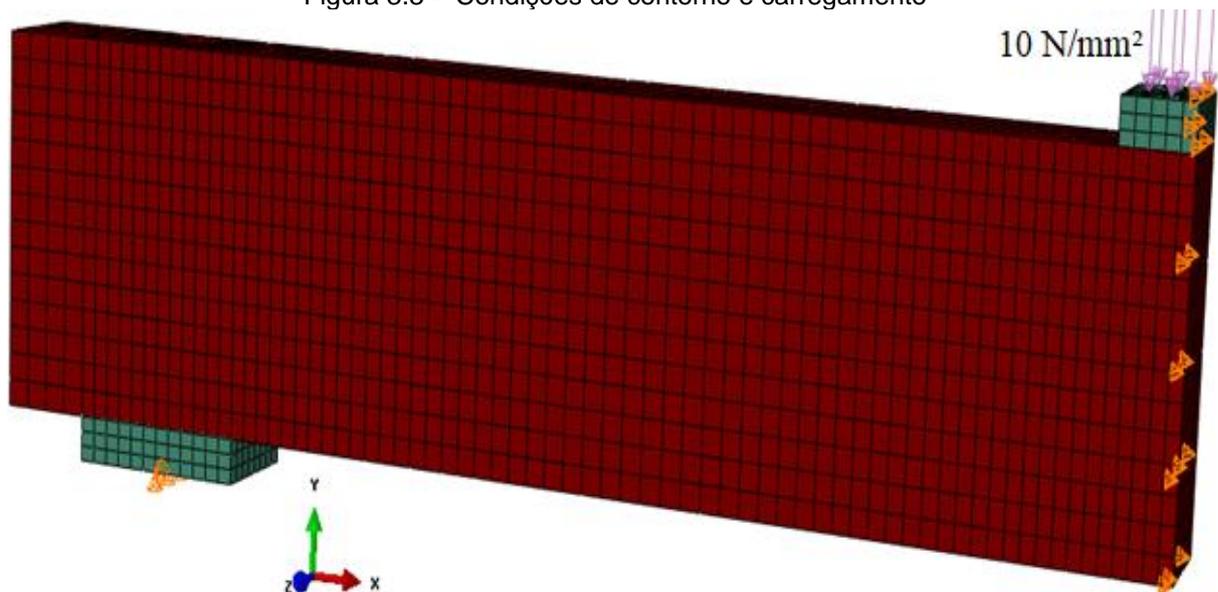
A malha de elementos finitos da viga de madeira foi composta por elementos do tipo C3D8, também disponível na biblioteca interna do ABAQUS, o qual consiste

em um elemento sólido de 8 nós com interpolação linear. Foi adotado tamanho global igual a 30 mm, sendo que na região de apoio e de aplicação de carregamento foi realizado maior refinamento, com elementos com 20 mm de largura. A viga conteve ao total 6.132 elementos. A malha de elementos finitos está representada na Figura 3.2.

### 3.1.1.3 Carregamento e Condições de contorno

O carregamento foi aplicado de modo incremental por meio de pressão de 10 N/mm<sup>2</sup> na placa de carregamento. As condições de contorno foram aplicadas no centro do apoio, havendo a restrição de deslocamentos nas direções Y e Z; como também na região correspondente ao meio do vão, onde foram aplicadas as condições referentes a simetria da viga, restringindo-se os deslocamentos na direção X. As condições de contorno e carregamento estão representadas na Figura 3.3.

Figura 3.3 - Condições de contorno e carregamento



Fonte: o autor

### 3.1.1.4 Modelo constitutivo dos materiais

Foram adotados dois modelos de materiais na simulação numérica: um para as placas posicionadas no ponto de aplicação de força e no apoio e outro para a viga de madeira.

#### a) Aço dos apoios e placa de carregamento

Considerou-se um modelo de material elástico linear isotrópico com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson valendo, respectivamente, 210.000 MPa e 0,3.

## b) Madeira

A madeira é um material ortotrópico, caracterizada pelas direções longitudinal, radial e tangencial. Cada uma das direções apresenta propriedades mecânicas distintas das demais, além do comportamento à compressão diferir do comportamento à tração em uma mesma direção. Como simplificação, seguem-se as recomendações de Molina (2008), admitindo-se no modelo numérico que as propriedades mecânicas da madeira nas direções radial e tangencial são iguais e correspondentes aos valores na direção perpendicular às fibras da madeira, bem como o comportamento à tração é equivalente ao comportamento à compressão.

Foi empregado um modelo de material elastoplástico ortotrópico com curva bilinear, associado ao critério de resistência de Hill, com encruamento isótropo. Ressalta-se que o critério de Hill é uma extensão do critério de von Mises para a aplicação em materiais anisotrópicos. No modelo construído no ABAQUS as direções longitudinal, radial e tangencial corresponderam, respectivamente, aos eixos X, Y e Z.

Como já comentado na seção 2.1.2, na aplicação do modelo elástico ortotrópico é necessária a definição dos módulos de elasticidade, módulos de elasticidade transversais e coeficientes de Poisson nas diferentes direções da madeira. Para os coeficientes de Poisson foram utilizados os valores recomendados por Molina (2008), indicados nas equações 3.1, onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson e os índices representam as direções dos eixos.

$$\begin{aligned} \nu_{xy} = \nu_{xz} &= 0,013 \\ \nu_{yz} &= 0,23 \end{aligned} \tag{Eq 3.1}$$

O módulo de elasticidade à compressão na direção longitudinal (paralela às fibras) da madeira analisada foi obtido através do módulo de elasticidade à flexão (medido experimentalmente) por meio da equação 3.2, indicada na ABNT NBR 7190:1997. Os módulos de elasticidade nas direções transversais foram calculados a partir da equação 3.3, enquanto os módulos de elasticidade transversais foram calculados a partir da equação 3.4. As relações 3.2 e 3.3 são indicadas pela EN 338 (CEN,2009).

$$E_M = 0,85.E_x \tag{Eq 3.2}$$

$$E_y = E_z = \frac{E_x}{30} \tag{Eq 3.3}$$

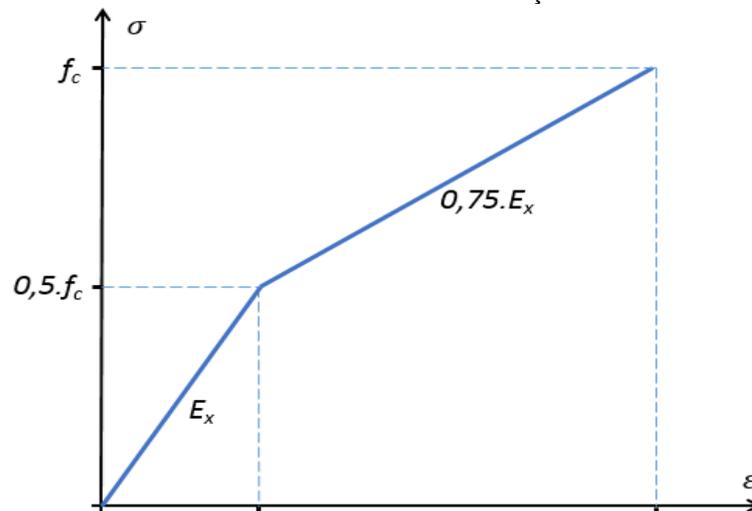
$$G_{xy} = G_{xz} = G_{yz} = \frac{E_x}{16} \quad (\text{Eq 3.4})$$

Nas equações 3.2 a 3.4,  $E_M$  é o módulo de elasticidade à flexão da viga de madeira,  $E$  é o módulo de elasticidade da madeira,  $G$  é o módulo de elasticidade transversal da madeira, e os índices indicam as direções dos eixos. Deve-se destacar que o módulo de elasticidade na direção  $X$  é o módulo de elasticidade na direção paralela às fibras da madeira.

Para aplicação do critério de Hill, através do código computacional ABAQUS, se fez necessária a definição de uma tensão de referência e a relação entre as tensões de plastificação nas três direções com a tensão de referência. Para a tensão de referência foi assumido o comportamento da madeira à compressão na direção longitudinal. A relação entre as tensões de plastificação nas direções radial e tangencial e a tensão na direção longitudinal foi tomada a partir da relação entre as resistências da madeira à compressão nas direções perpendicular e paralela às fibras presentes na ABNT NBR 7190:1997, valendo 25%. As tensões cisalhantes de plastificação foram assumidas iguais a 25% da tensão de referência nos planos XY e XZ, enquanto que no plano YZ tomou-se o valor igual a 2,5% da tensão de referência.

A curva tensão-deformação na direção longitudinal utilizada como referência é apresentada na Figura 3.4. A tensão última, admitida igual à resistência à compressão da madeira, é a indicada pela ABNT NBR 7190:1997 para o *Pinus*. Considerou-se o início da plastificação quando a madeira atinge 50% da tensão última, ocorrendo a redução do módulo de elasticidade para 75% do seu valor inicial.

Figura 3.4 - Modelo constitutivo da madeira: relação *tensão x deformação*



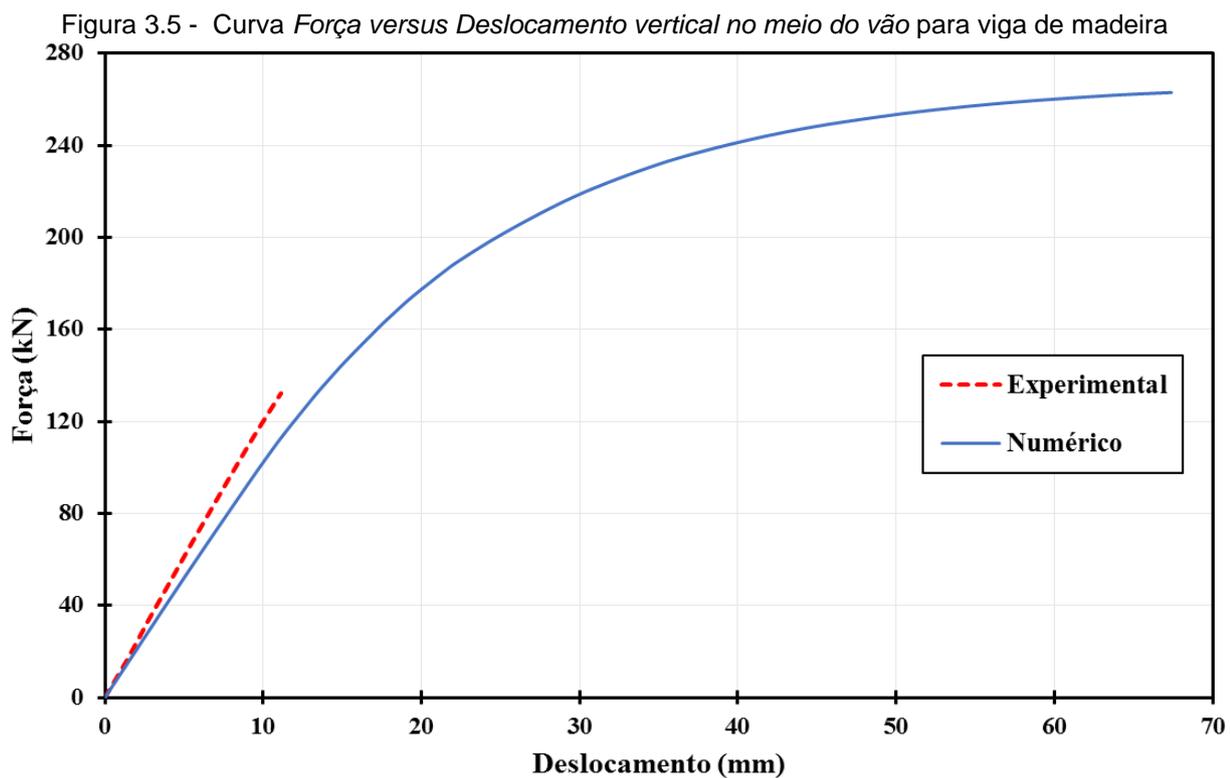
Fonte: o autor

### 3.1.1.5 Considerações sobre a análise numérica não linear

O carregamento foi aplicado em forma de incrementos no modelo, com dimensão definida automaticamente pelo programa. Foi adotado critério de análise de convergência de força com tolerância igual a 0,005. A identificação do nível de carregamento correspondente à ruptura do elemento estrutural se fez com relação ao incremento em que não mais se obteve a convergência do modelo numérico.

### 3.1.2 Resultados e discussões

Na Figura 3.5 é apresentado o gráfico de *Força versus deslocamento vertical no meio do vão* obtido através do modelo numérico, bem como os valores obtidos experimentalmente por Martins (2016). Ressalta-se que os deslocamentos verticais foram registrados por Martins (2016) até aproximadamente o limite estabelecido para a condição de serviço, que é de  $L/300$ , onde  $L$  é o comprimento do vão.

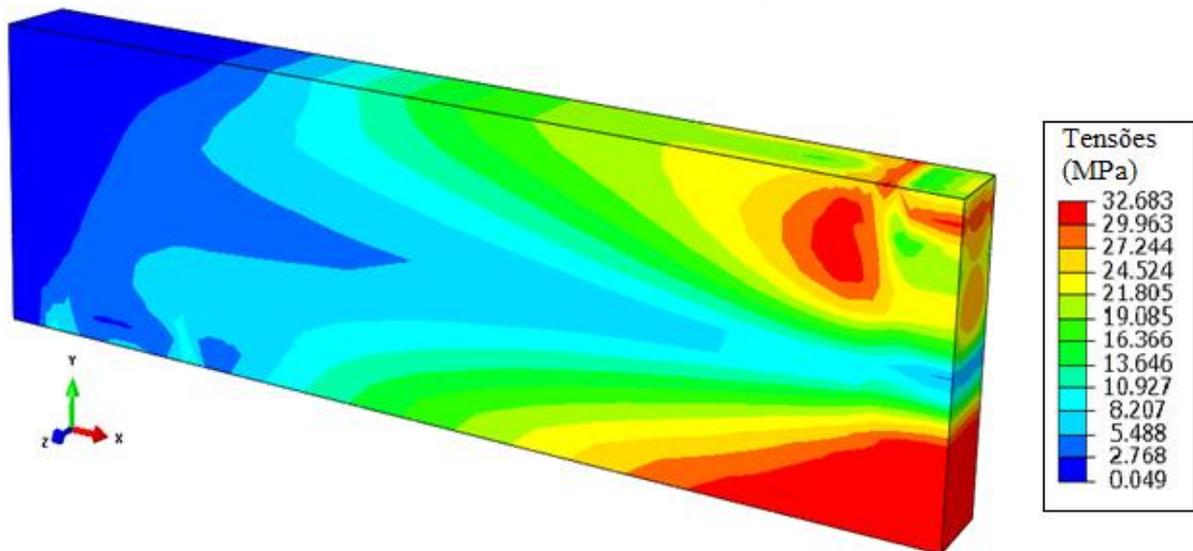


Fonte: o autor

Pode-se observar através da Figura 3.5 boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais para a estrutura em serviço. Para uma força aplicada igual a 120 kN, a análise experimental forneceu 10 mm de deslocamento vertical no meio do vão, enquanto a análise numérica forneceu 11,5 mm de deslocamento vertical no meio do vão. Isso representa uma diferença relativa de 15%.

Em relação ao comportamento da viga em estado limite último, através do modelo numérico obteve-se uma força de ruptura de 262,96 kN. Este valor foi 6,20% inferior a força de ruptura alcançada experimentalmente, que foi de 280,28 kN. Na Figura 3.6 são apresentadas as tensões obtidas na análise numérica. É possível observar a plastificação de boa parte da viga, sendo que na região correspondente ao meio do vão as tensões ultrapassaram a resistência à compressão paralela às fibras da madeira. De acordo com Martins (2016), a ruptura da viga ocorreu pela tração das fibras inferiores da madeira (Figura 3.7). Desta forma, a concentração de tensões apresentada pelo modelo na região inferior do meio do vão está em concordância com o comportamento apresentado nos ensaios.

Figura 3.6 - Tensões de von Mises na viga de madeira



Fonte: o autor

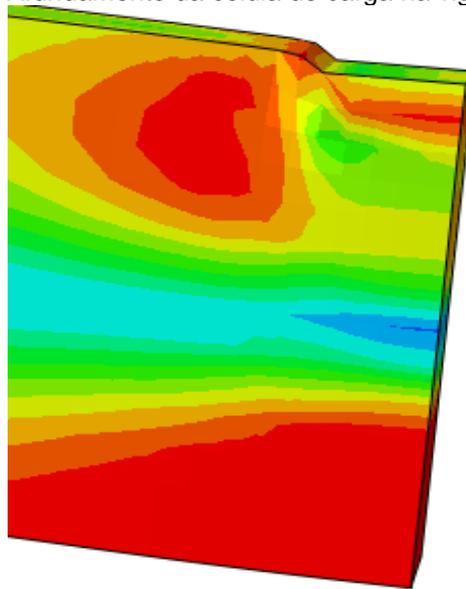
Figura 3.7 - Ruptura da viga ensaiada



Fonte: Martins (2016)

Outro fator que comprova a aplicabilidade do modelo numérico na análise de vigas de madeira pode ser visto na Figura 3.8. É possível observar que na análise experimental ocorreu o embutimento da célula de carga na viga de madeira (Figura 3.7). Pelo modelo numérico implementado no ABAQUS também consegue-se notar o embutimento da placa de carregamento na viga de madeira. Desta forma, constata-se que o modelo numérico é capaz de representar com boa precisão vários aspectos da análise experimental.

Figura 3.8 – Afundamento da célula de carga na viga de madeira



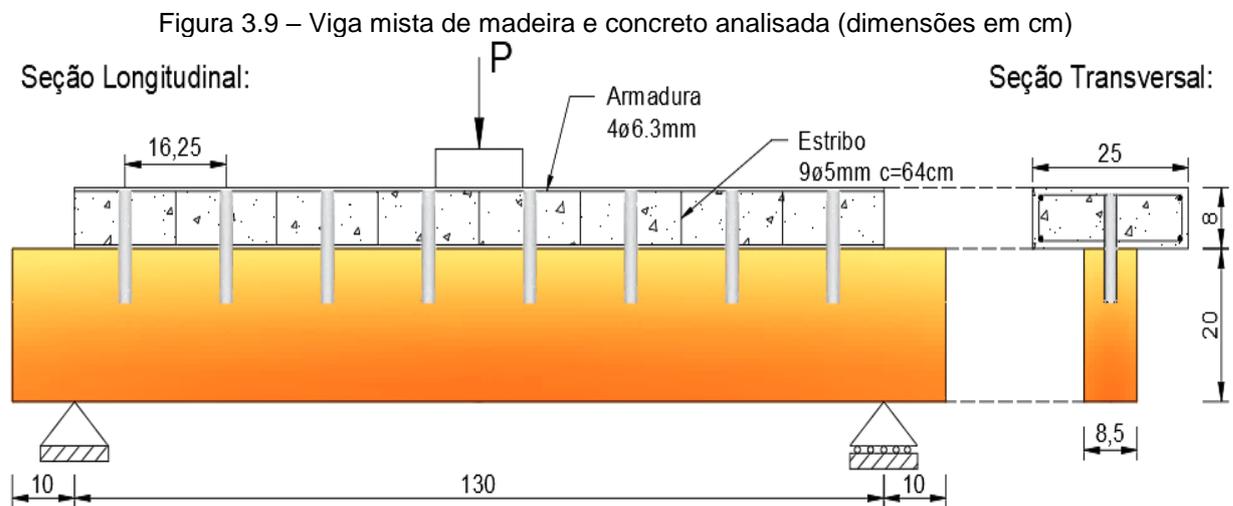
Fonte: o autor

### 3.2 Modelagem estrutural de viga mista de madeira e concreto

A simulação numérica de viga mista de madeira e concreto foi baseada na análise experimental realizada por Molina (2008). A viga mista, com vão igual a 1,30 m, tem seção transversal “T” composta por uma viga de madeira *Eucalypto citriodora* com seção de dimensões  $8,5 \times 20,0 \text{ cm}^2$ , uma laje de concreto armado com seção transversal de dimensões  $25,0 \times 8,0 \text{ cm}^2$ , e conectores de cisalhamento formados por barras de aço CA-50 com 19 mm de diâmetro posicionadas verticalmente e espaçadas a cada 16,25 cm. A viga analisada está ilustrada na Figura 3.9.

A madeira apresentou  $1.085 \text{ kg/m}^3$  de densidade característica;  $19.997,6 \text{ MPa}$  de módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras e  $62,72 \text{ MPa}$  de resistência à compressão paralela às fibras; o concreto apresentou  $27.359,46 \text{ MPa}$  de módulo de elasticidade e  $29,33 \text{ MPa}$  de resistência à compressão. Na análise experimental o

carregamento foi aplicado à viga de forma incremental até se atingir a ruptura, que ocorreu para uma força aplicada igual a 196,05 kN.



Fonte: adaptado de Molina (2008)

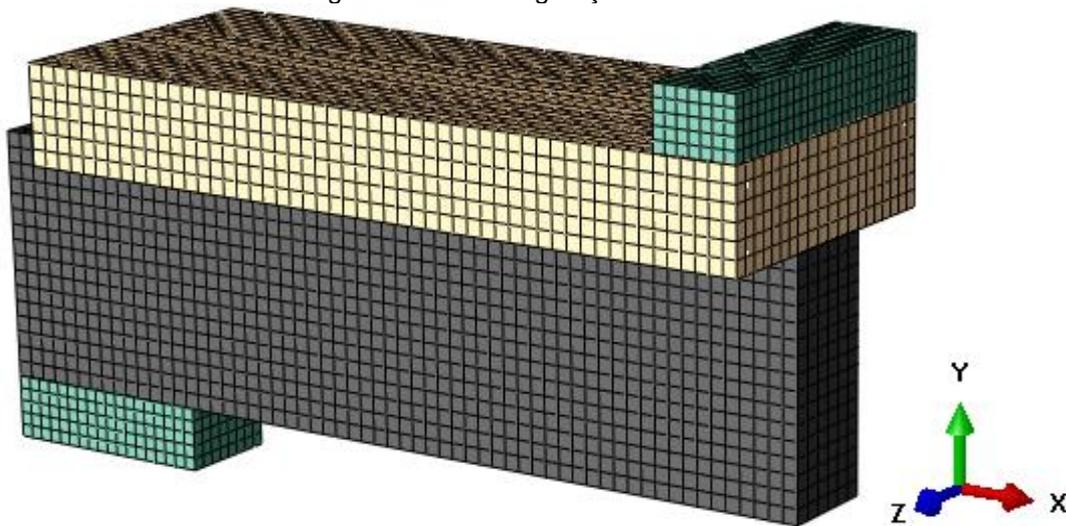
Neste trabalho foram desenvolvidas duas técnicas de modelagens, diferindo uma da outra pelo tipo de elemento finito utilizado para representar o conector de cisalhamento: na **MODELAGEM-1** foram empregados elementos do *tipo sólido*, enquanto na **MODELAGEM-2** foram utilizados elementos do *tipo viga*. Detalhes sobre as modelagens e comparações entre os resultados obtidos numericamente através do ABAQUS com os obtidos experimentalmente por Molina (2008) e os alcançados com o modelo teórico apresentado no tópico 2.1.1 são apresentados a seguir.

### 3.2.1 Simulação numérica

#### 3.2.1.1 Configuração do modelo

Aproveitou-se na simulação numérica a simetria na direção longitudinal, sendo assim modelada apenas metade da viga. Na região do apoio utilizou-se uma placa, para a distribuição das tensões, com 5 cm de altura, 18 cm de comprimento e 8,5 cm de largura. Outra placa foi posicionada na região de aplicação de força com a mesma finalidade, tendo 5 cm de altura, 25 cm de largura e 7 cm de comprimento. A configuração do modelo da **MODELAGEM-2** é apresentada na Figura 3.10, indicando-se também a direção dos eixos utilizados no ABAQUS. A **MODELAGEM-1** tem configuração semelhante, mudando apenas o tipo de elemento empregado no conector de cisalhamento.

Figura 3.10 - Configuração do modelo



Fonte: o autor

### 3.2.1.2 Malha de elementos finitos

Foram adotadas malhas diferentes nas duas simulações. Os detalhes da malha de elementos finitos de cada modelagem são apresentados a seguir.

#### a) MODELAGEM-1 (conectores de cisalhamento com elementos tipo sólido)

Para as placas adotadas para distribuição de tensões foram utilizados elementos hexaédricos com interpolação linear e integração reduzida (C3D8R) com tamanho global dos elementos igual a 10 mm, conferindo 720 elementos para o apoio e 910 elementos para a placa de distribuição de carregamento.

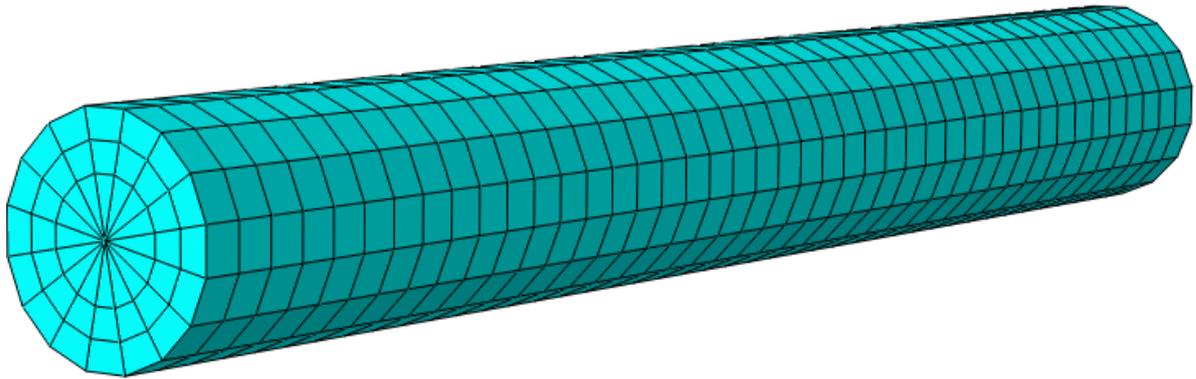
Na modelagem das armaduras longitudinal e transversal foram utilizados elementos do tipo T3D2, existentes na biblioteca interna do programa, que consiste em um elemento de barra com dois nós e interpolação linear. Foi adotado tamanho aproximado de 15 mm, conferindo 43 elementos em cada armadura longitudinal e 38 elementos em cada estribo.

Nos conectores de cisalhamento foram empregados elementos finitos com tamanho aproximado de 3,5 mm, contendo elementos hexaédricos com integração reduzida (C3D8R, totalizando de 1.376 por conector), mas também elementos em forma de cunha (C3D6, totalizando de 688 por conector). A malha de elementos finitos dos conectores de cisalhamento é apresentada na Figura 3.11.

Para a modelagem da laje de concreto e da viga de madeira foram utilizados elementos com tamanho aproximado igual a 17,5 mm. Procurou-se garantir maior refinamento da malha de elementos finitos na região dos furos dos conectores de cisalhamento, de modo a considerar 16 elementos ao redor desses mesmos furos. No

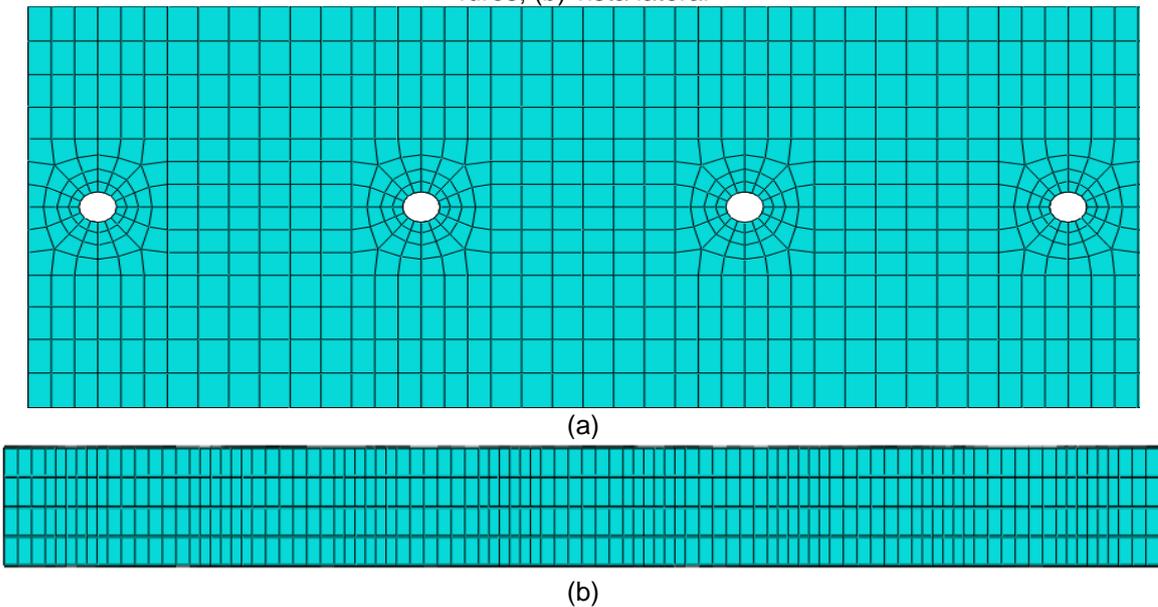
entanto, tal refinamento foi reduzido ao se afastar dos conectores de cisalhamento, bem como nas laterais da laje, de modo a não aumentar excessivamente o esforço computacional. Para a laje de concreto foram utilizados 3.200 elementos finitos hexaédricos com interpolação linear e integração reduzida (C3D8R) (Figura 3.12).

Figura 3.11 - Malha de elementos finitos do conector de cisalhamento – elemento sólido



Fonte: o autor

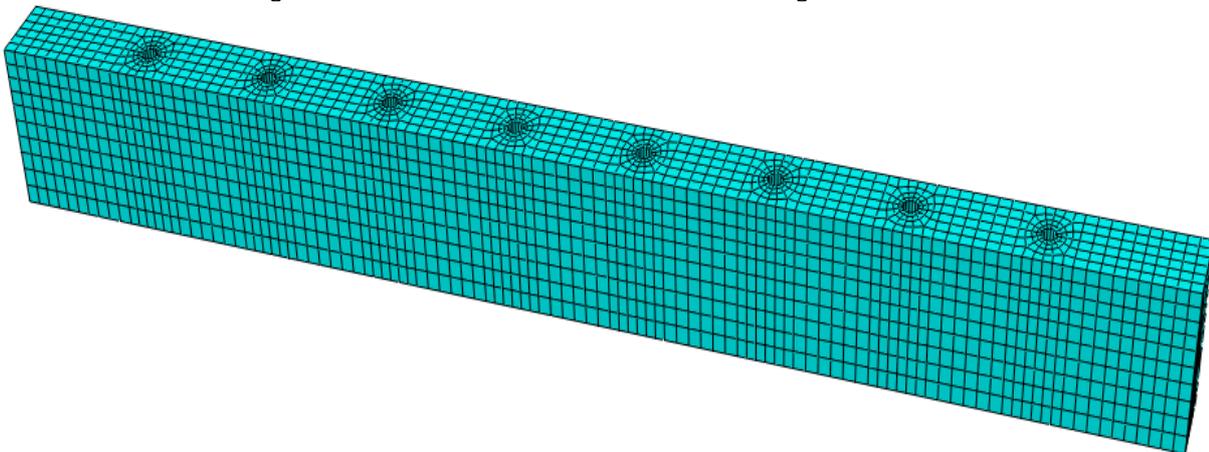
Figura 3.12 – Detalhes da Malha de elementos finitos da laje: (a) vista superior com detalhes dos furos; (b) vista lateral



Fonte: o autor

A malha de elementos finitos utilizada para a madeira foi composta por elementos hexaédricos com interpolação linear (C3D8, totalizando 4.964) e por elementos em forma de cunha com interpolação linear (C3D6, totalizando 384) (Figura 3.13). O modelo simulado totalizou 18.720 elementos finitos e 22.195 nós.

Figura 3.13 – Malha de elementos finitos da viga de madeira



Fonte: o autor

### **b) MODELAGEM-2 (conectores de cisalhamento com elementos tipo viga)**

A utilização dos elementos de viga para representar os conectores de cisalhamento traz como vantagem não necessitar realizar os furos na laje e na viga para a introdução dos pinos metálicos. Desta forma, foi criada uma malha de elementos finitos mais homogênea.

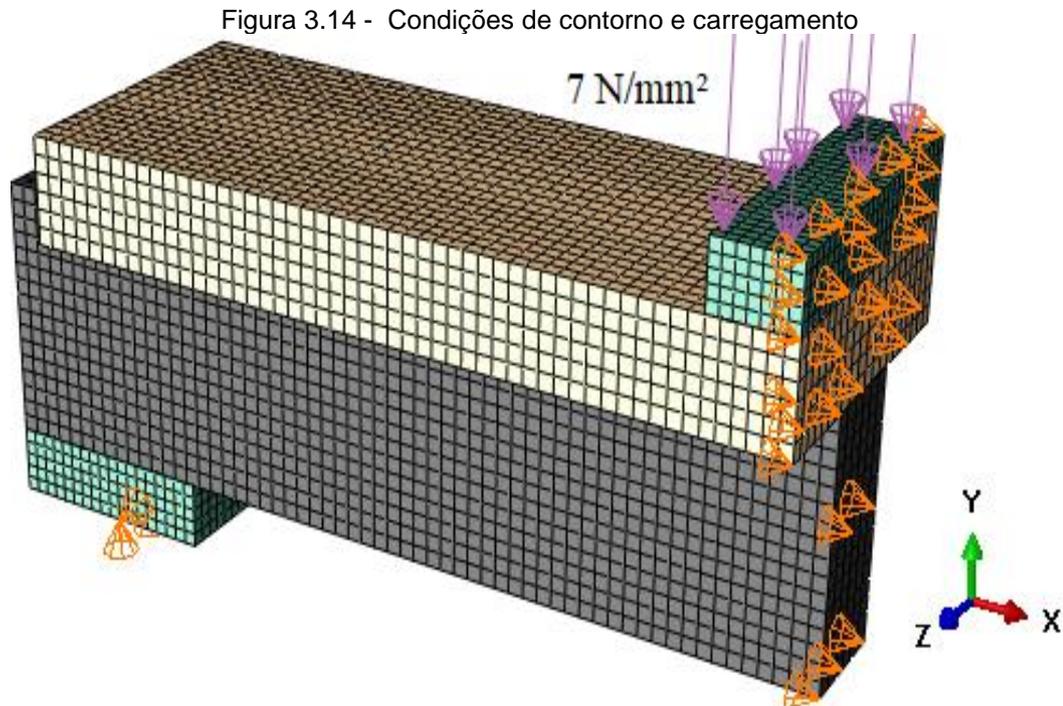
Foi necessário reduzir o tamanho dos elementos finitos da laje de concreto e da viga de madeira para representar os efeitos de tensões localizadas na região dos conectores de cisalhamento. Assim, a malha de elementos finitos da viga de madeira foi composta por elementos sólidos de 8 nós com interpolação linear (C3D8) com tamanho aproximado de 12,5 mm, conferindo 5.760 elementos finitos. A laje de concreto foi composta por elementos sólidos de 8 nós com interpolação linear e integração reduzida (C3D8R) com tamanho aproximado de 12,5 mm, conferindo 6.240 elementos finitos.

Os conectores de cisalhamento foram modelados com elementos finitos tipo viga com interpolação linear (na biblioteca interna do ABAQUS é o elemento B31) e tamanho aproximado de 5 mm, conferindo 30 elementos para cada conector. Nas placas de distribuição de tensões e nas armaduras foram empregadas as mesmas malhas utilizadas na **MODELAGEM-1**. O modelo tem um total de 14.036 elementos e 17.786 nós.

#### **3.2.1.3 Condições de contorno e carregamento**

O carregamento foi aplicado de modo incremental por meio de pressão de 7 N/mm<sup>2</sup> na placa de carregamento. As condições de contorno foram aplicadas no centro do apoio, havendo a restrição de deslocamentos nas direções Y e Z; como

também na região correspondente ao meio do vão, onde foram aplicadas as condições referentes à simetria da viga, restringindo-se os deslocamentos na direção X. As condições de contorno e carregamento estão representadas na Figura 3.14.



Fonte: o autor

#### 3.2.1.4 Modelos constitutivo dos materiais

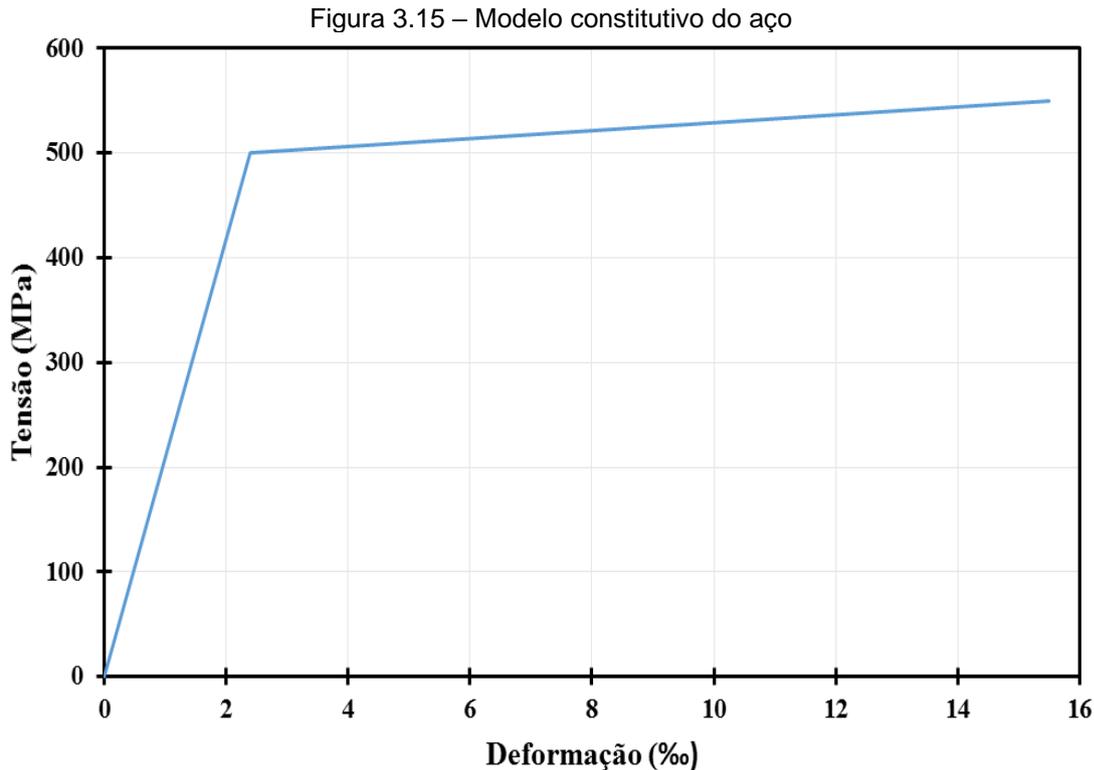
Nas simulações numéricas foram considerados quatro modelos de materiais, referentes ao aço utilizado nas placas para a distribuição de tensão, ao aço dos conectores de cisalhamento e das armaduras, à viga de madeira e à laje de concreto.

##### a) Aço do apoio e placa de carregamento

Para o apoio e para a placa de carregamento foi empregado aço, com as propriedades lineares elásticas já comentadas no tópico 3.1.1.4 deste texto.

##### b) Aço dos conectores de cisalhamento e armaduras

Para o aço das armaduras e dos conectores de cisalhamento foi adotado um modelo bilinear com encruamento isotrópico e critério de plastificação de von Mises. Foi considerada tensão de plastificação igual a 500 MPa, enquanto a tensão última vale 550 MPa. O módulo de elasticidade utilizado foi igual a 210.000 MPa, reduzindo para 3.800 MPa após a plastificação. O modelo constitutivo para o aço é apresentado na Figura 3.15.



Fonte: o autor

### c) Madeira

Foi empregado modelo de material elastoplástico ortotrópico com curva bilinear, associado ao critério de resistência de Hill, com encruamento isótropo. O modelo foi o mesmo empregado na simulação da viga de madeira, descrito no tópico 3.1.1.4 deste texto.

### d) Concreto

Para o concreto adotou-se o modelo “*Concrete Damaged Plasticity*” existente na biblioteca de materiais do ABAQUS. Este modelo é usado para simulação de estruturas de concreto ou de materiais com comportamento semelhante a este (quase frágeis), podendo ser empregado em qualquer tipo de elemento (viga, treliça, cascas e sólidos). Utiliza conceitos de dano elástico isotrópico juntamente com a plasticidade isotrópica de tração e compressão para representar o comportamento inelástico do concreto. O modelo assume dois modos de ruptura: fratura na tração e esmagamento na compressão, (ABAQUS Documentation).

Na modelagem foi necessária a definição das constantes elásticas, dos parâmetros de plastificação e o comportamento do concreto na compressão e na tração. Para o módulo de elasticidade foi adotado o módulo de elasticidade à compressão do concreto medido experimentalmente, enquanto para o coeficiente de

Poisson adotou-se o valor de 0,2, recomendado pela ABNT NBR 6118:2014. Para os parâmetros de plastificação foram adotados os valores default do programa, indicados na Tabela 3.1.

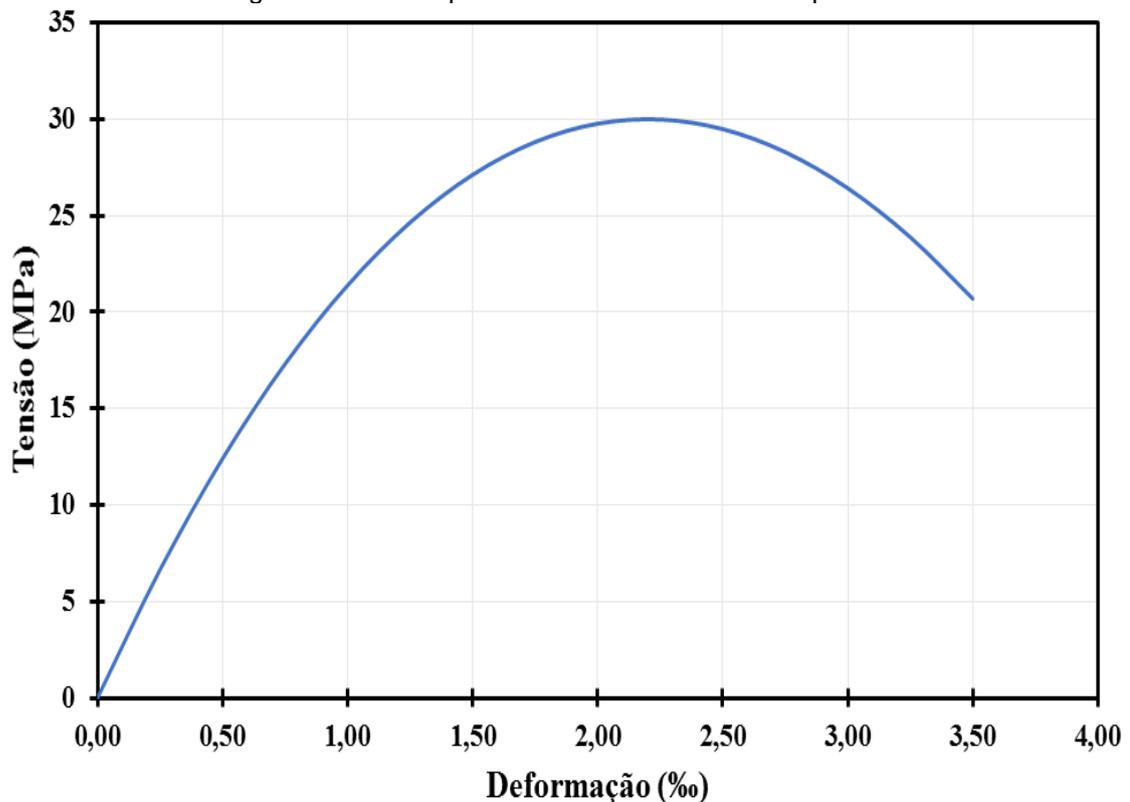
Tabela 3.1 – Parâmetros de plastificação do ABAQUS

Ângulo de dilatação	Excentricidade	Razão entre a tensão de plastificação biaxial e a tensão de plastificação uniaxial	Razão entre o segundo invariante de tensão de tração e a tensão de plastificação de compressão	Parâmetro de viscosidade
36	0,1	1,16	0	0

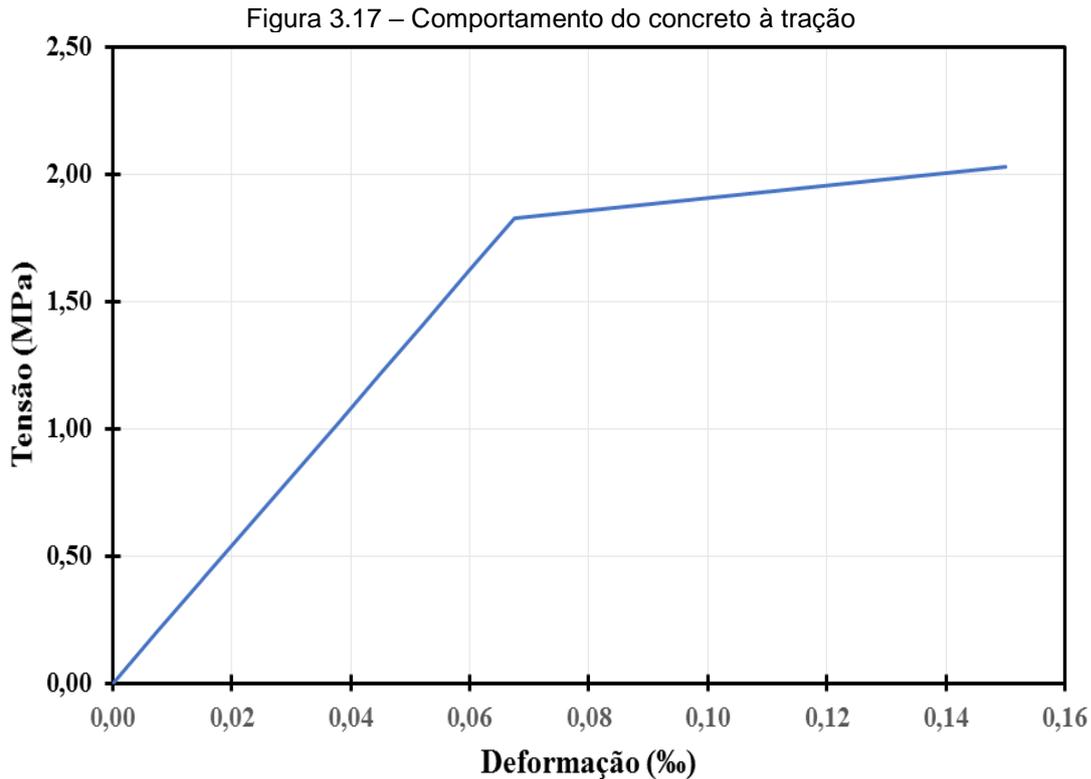
Fonte: o autor

O comportamento à compressão do concreto foi assumido de acordo com o modelo do EN 1992-1-1:2004, conforme Figura 3.16, enquanto que o comportamento à tração do concreto foi admitido de acordo com o modelo constitutivo proposto pela FIB (2013), conforme Figura 3.17.

Figura 3.16 – Comportamento do concreto à compressão



Fonte: o autor



Fonte: o autor

### 3.2.1.5 Interação entre os materiais

As considerações acerca da interação entre os conectores de cisalhamento, a viga de madeira e laje de concreto armado são apresentadas a seguir para cada modelo.

#### a) MODELAGEM-1 (conectores de cisalhamento com elementos tipo sólido)

Foram estabelecidas regiões de contato entre as superfícies da madeira, do concreto e do conector de cisalhamento utilizando-se a aproximação denominada “deslizamento finito” existente no ABAQUS, aplicando-se propriedades normais e tangenciais para definir a interação entre esses materiais.

O comportamento normal descreve a possível interação na direção perpendicular das superfícies, permitindo a separação das superfícies em contato. Já o comportamento tangencial caracteriza o deslizamento relativo entre as superfícies, tendo sido utilizado o modelo de atrito de Coulomb, sendo os coeficientes de atrito calibrados com os seguintes valores: 0,40 para a interface entre a madeira e o aço; 0,60 para a interface entre o concreto e o aço e 0,65 para a interface entre a madeira e o concreto.

A interação entre as armaduras longitudinais e transversais com a laje de concreto foi garantida através da função *Embedded*, fazendo com o que as armaduras sejam embutidas no concreto de forma a colaborar no comportamento do elemento.

### **b) MODELAGEM-2 (conectores de cisalhamento com elementos tipo viga)**

A diferença entre as interações da **MODELAGEM-1** e da **MODELAGEM-2** está apenas no conector de cisalhamento. Nesta modelagem não foi possível a aplicação da aproximação “deslizamento finito” para a representação da interação entre o aço e a madeira e entre o aço e o concreto.

Desta forma, os conectores de cisalhamento foram embutidos, através da função *Embedded*, na viga de madeira e na laje de concreto. De acordo com o manual do ABAQUS, em modelos tridimensionais a função *Embedded* permite acoplar os graus de liberdade de rotação de elementos do tipo viga em elementos do tipo sólido.

#### **3.2.1.6 Considerações sobre a análise numérica não linear**

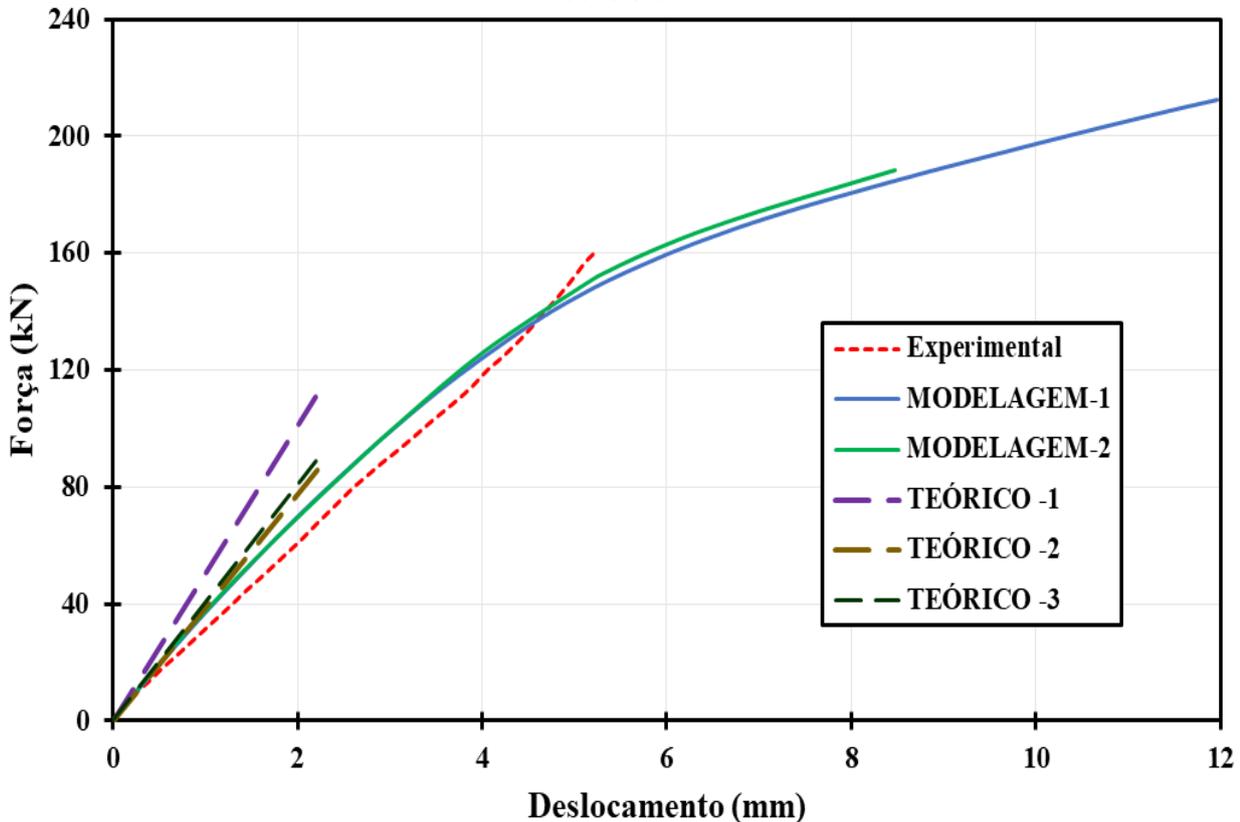
O carregamento foi aplicado em forma de incrementos no modelo, com dimensão definida automaticamente pelo programa. Foi adotado critério de análise de convergência de força com tolerância igual a 0,005. A identificação do nível de carregamento correspondente à ruptura do elemento estrutural se fez com relação ao incremento em que não mais se obteve a convergência do modelo numérico.

### **3.2.2 Resultados e discussões**

#### **3.2.2.1 Validação do modelo**

Na Figura 3.18 são apresentadas as curvas de *Força versus Deslocamento vertical no meio do vão* através da análise experimental realizada por Molina (2008) e pelas análises numéricas e teóricas feitas neste trabalho. Foram realizadas três análises teóricas a partir do modelo apresentado na seção 2.1.1 deste texto, diferindo uma da outra pela forma de obtenção do módulo de deslizamento: no modelo **TEÓRICO-1** o módulo de deslizamento foi calculado a partir da equação 2.5 ( $K=55,21$  kN/mm); no modelo **TEÓRICO-2** o módulo de deslizamento foi calculado a partir da equação 2.8 ( $K=18,27$  kN/mm); e no modelo **TEÓRICO-3** foi empregado o valor do módulo de deslizamento obtido experimentalmente por Molina (2008) para barras de aço de 19 mm posicionadas na vertical ( $K=22,83$  kN/mm).

Figura 3.18 – Curva *Força versus Deslocamento vertical no meio do vão* para viga mista de madeira e concreto



Fonte: o autor

De acordo com Molina (2008) as medições dos deslocamentos verticais experimentais foram realizadas até, aproximadamente, 70% da força de ruptura da viga. Os resultados numéricos foram plotados até o último passo em que foi obtida a convergência do modelo numérico, enquanto os resultados teóricos foram representados até o ponto onde o modelo indica a ruptura do elemento estrutural.

Através da Figura 3.18 foi possível observar que as curvas de *Força versus deslocamento vertical no meio do vão* obtidas com a **MODELAGEM-1** e com a **MODELAGEM-2** foram semelhantes. Além disso, as forças de ruptura alcançadas nas modelagens numéricas também foram próximas, sendo para o primeiro modelo igual a 212,29 kN e para o segundo modelo igual a 188,57 kN.

Uma vantagem da **MODELAGEM-2** sobre a **MODELAGEM-1** foi o tempo de processamento do modelo numérico: no modelo em que os conectores foram representados por elementos finitos do tipo sólido o tempo de processamento foi de 27 minutos; enquanto que ao representar os conectores de cisalhamento por elementos finitos do tipo viga o tempo de processamento foi reduzido para 7 minutos.

Pode-se observar ainda pela Figura 3.18 a semelhança entre os resultados numéricos e os resultados experimentais. Para uma força aplicada de 120 kN o deslocamento vertical experimental foi de 4,10 mm, o obtido pela **MODELAGEM-1** foi de 3,83 mm e o obtido pelo **MODELAGEM-2** foi de 3,80 mm. Desta forma, neste ponto a diferença relativa entre o resultado experimental e resultado da primeira modelagem foi de -6,58%, enquanto a diferença relativa entre o resultado experimental e o resultado da segunda modelagem foi de -7,31%.

As forças de ruptura alcançadas pelos modelos numéricos também se encontram bem próximas à força de ruptura atingida na análise experimental de Molina (2008). Em relação ao carregamento de ruptura obtido experimentalmente, de 196,05 kN, a **MODELAGEM-1** apresentou valor 8,28% superior, enquanto a **MODELAGEM-2** apresentou valor 3,81% inferior.

Vale aqui destacar que vários fatores podem interferir no comportamento estrutural da madeira, tal como a existência de nós, de modo que as diferenças relativas alcançadas para a estrutura em serviço e para o estado-limite último se mostram uma boa aproximação para a representação estrutural dos elementos mistos de madeira e concreto.

A análise de vigas mistas de madeira e concreto através do modelo teórico levou a resultados mais rígidos e com menor carregamento de ruptura, quando comparado tanto com os dados experimentais quanto com os modelos numéricos elaborados. É possível observar que as curvas **TEÓRICO-2** e **TEÓRICO-3** encontram-se bem próximas às curvas dos modelos numéricos, enquanto a curva **TEÓRICO-1** apresenta um comportamento mais rígido e mais distante dos resultados numéricos.

Para um nível de força de 80 kN, os deslocamentos verticais no meio do vão obtidos pelos modelos **TEÓRICO-1**, **TEÓRICO-2** e **TEÓRICO-3** foram iguais a 1,58 mm, 2,07 mm e 1,98 mm, respectivamente. Quando comparado ao deslocamento vertical experimental, para o mesmo nível de carregamento, a diferença relativa é de -39,23%, -20,38% e -23,85% para os modelos **TEÓRICO-1**, **TEÓRICO-2** e **TEÓRICO-3**, respectivamente.

Os modelos teóricos apontaram ruptura por cisalhamento na linha neutra, estando de acordo com o modo de ruptura observado experimentalmente. As forças de ruptura calculadas para os modelos teóricos foram de 111,00 kN, 89,00 kN e 92,00 kN, respectivamente para os modelos **TEÓRICO-1**, **TEÓRICO-2** e **TEÓRICO-3**. A força de ruptura obtida pelo primeiro modelo foi 43,40% inferior à força de ruptura

experimental, o segundo modelo apresentou força de ruptura 54,60% inferior à força de ruptura experimental, e o terceiro modelo apresentou força de ruptura 53,10% inferior à força de ruptura experimental.

A elevada diferença obtida com o modelo teórico, apresentando valores elevados de rigidez para a estrutura bem como baixa carga de ruptura, pode ser consequência da adoção de um comportamento linear elástico para os materiais, não levando em conta a influência da plastificação dos componentes no comportamento estrutural. Tal fato reduz substancialmente os deslocamentos obtidos por meio do modelo teórico proposto pelo Eurocode 5 parte 1.1 (2004), e faz com que o estado-limite último seja atingindo prematuramente, não havendo desta forma o máximo aproveitamento da estrutura. Além disso, foi possível constatar que o cálculo do módulo de deslizamento da ligação através da equação 2.8 leva a melhores resultados do modelo teórico.

### **3.2.2.2 Análise de tensões**

Uma das grandes vantagens da utilização de modelos numéricos na simulação de estruturas é a possibilidade de análise das tensões no elemento estrutural, podendo-se observar seus pontos críticos. Neste tópico foram analisadas as tensões resultantes das simulações numéricas no ABAQUS, sendo apresentadas em tópicos separados para cada modelo elaborado.

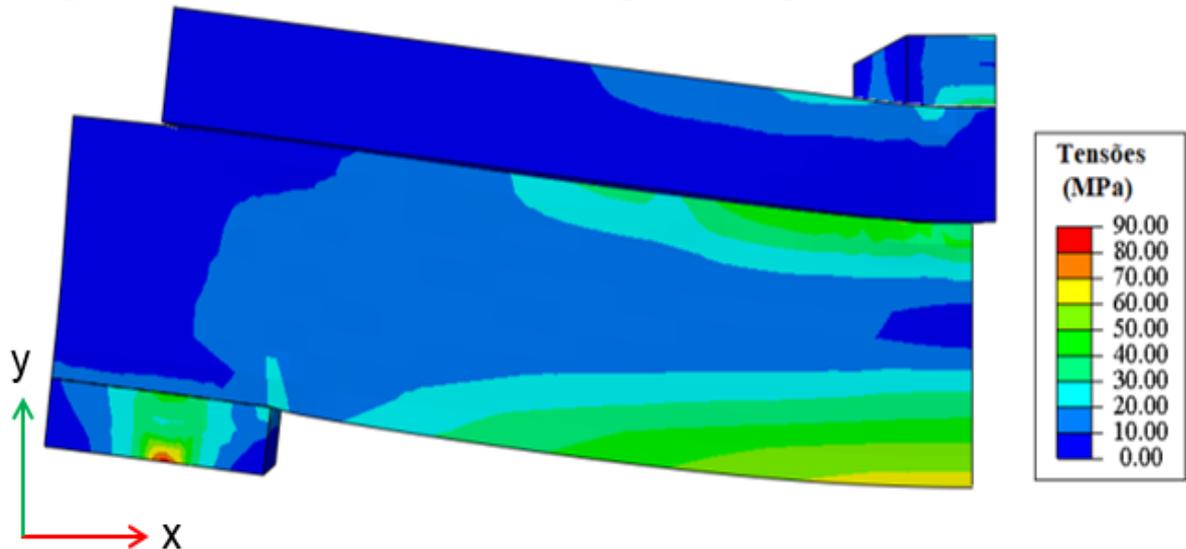
#### **a) MODELAGEM-1**

Na Figura 3.19 é apresentado o estado de tensões na vista longitudinal da viga mista de madeira e concreto a partir modelo numérico aqui proposto. Pela Figura 3.19 é possível observar que, de modo geral, as tensões na viga de madeira resultam maiores que na laje de concreto. A maior parte da laje de concreto armado encontra-se com tensões de até 10 MPa, sendo que há uma concentração de tensão na região próxima ao ponto de aplicação de carregamento, atingindo-se até 30 MPa. Por outro lado, a maior parte da madeira encontra-se com tensões superiores a 20 MPa, sendo que na região inferior da viga, no meio do vão, são identificadas as maiores tensões, alcançando-se valores de até 60 MPa.

Na Figura 3.20 são apresentadas as tensões normais na seção transversal no meio do vão. Pode-se observar que a laje de concreto se encontra comprimida, enquanto a viga de madeira tem uma parte comprimida e outra tracionada. A linha neutra encontra-se aproximadamente a 11 cm da face inferior da viga, estando assim,

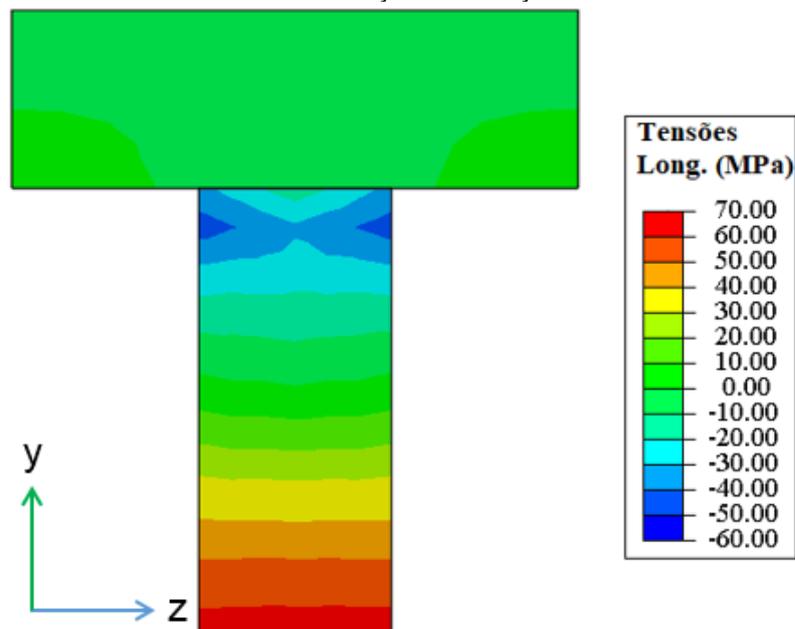
a região inferior da madeira resistindo aos esforços de tração enquanto a parcela superior resiste aos esforços de compressão. Esse comportamento está de acordo com o princípio de funcionamento de pisos mistos de madeira e concreto, em que o concreto trabalha preferencialmente à compressão e a madeira resiste essencialmente aos esforços de tração.

Figura 3.19 – Tensões de von Mises na vista longitudinal da viga mista de madeira e concreto



Fonte: o autor

Figura 3.20 – Tensões normais na direção X na seção transversal do meio do vão

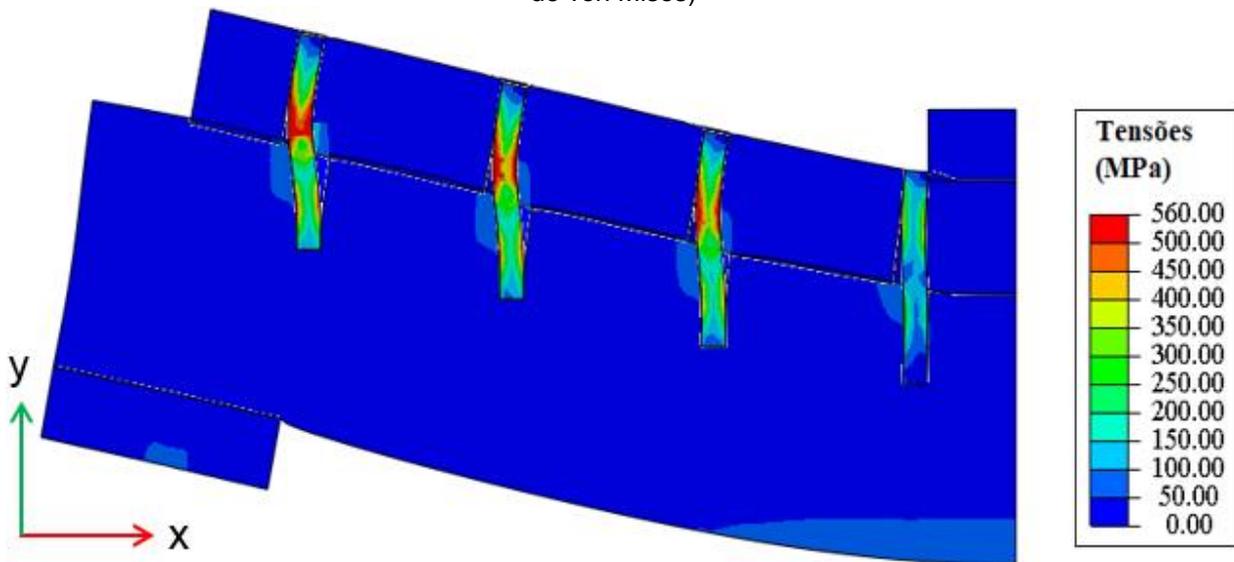


Fonte: o autor

A Figura 3.21 apresenta um corte longitudinal de meia viga, na qual é possível observar a ação dos conectores de cisalhamento na madeira e no concreto. Ressalta-

se que esta imagem foi ampliada em uma escala de 10 vezes para facilitar a visualização da configuração deformada dos pinos metálicos. É possível observar a concentração de tensões nas regiões de contato do conector de cisalhamento com a viga de madeira e com a laje de concreto armado. As tensões devido aos embutimentos na madeira e no concreto podem chegar a valores entre 50 e 100 MPa, o que torna essa região crítica na análise de vigas mistas de madeira e concreto, visto que essa região apresenta tensões superiores às demais regiões do elemento estrutural em análise.

Figura 3.21 – Corte longitudinal de meia viga para análise dos conectores de cisalhamento (tensões de von Mises)

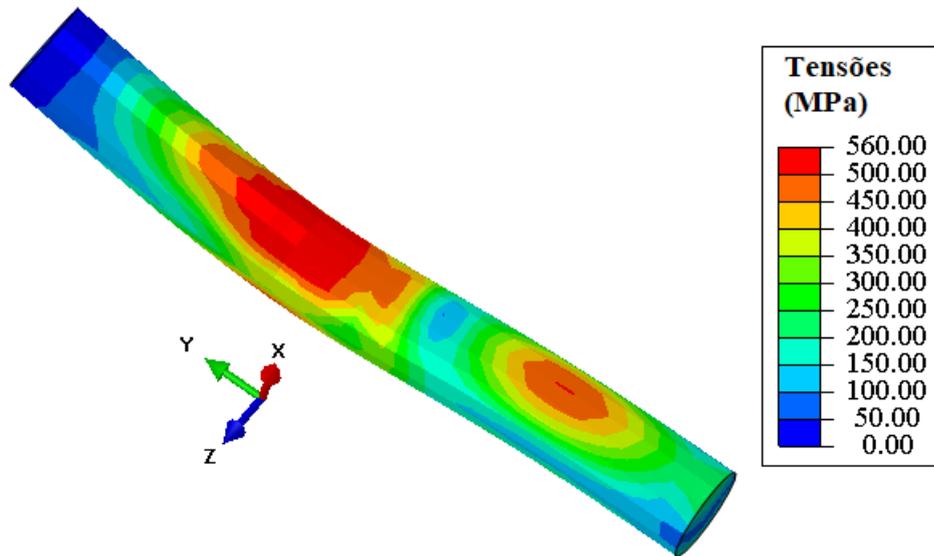


Fonte: o autor

Por meio da Figura 3.21 também é possível observar que os conectores de cisalhamento mais próximos ao apoio estão submetidos a maiores níveis de tensões e de deformações quando comparados aos existentes no meio do vão. Este fato é consequência do deslizamento relativo ao longo da interface, que é superior na região do apoio, fazendo com que as deformações nos pinos metálicos presentes nesta região sejam superiores.

A Figura 3.22 apresenta o conector de cisalhamento mais próximo aos apoios, ou seja, o mais solicitado. Pode-se observar que as tensões máximas atingidas pelo pino metálico são superiores a 500 MPa, indicando a plastificação do conector de cisalhamento. Esta região de plastificação corresponde a seção próxima a interface madeira-concreto, onde é observada a flexão do pino metálico.

Figura 3.22 – Estado de tensão no conector de cisalhamento próximo ao apoio

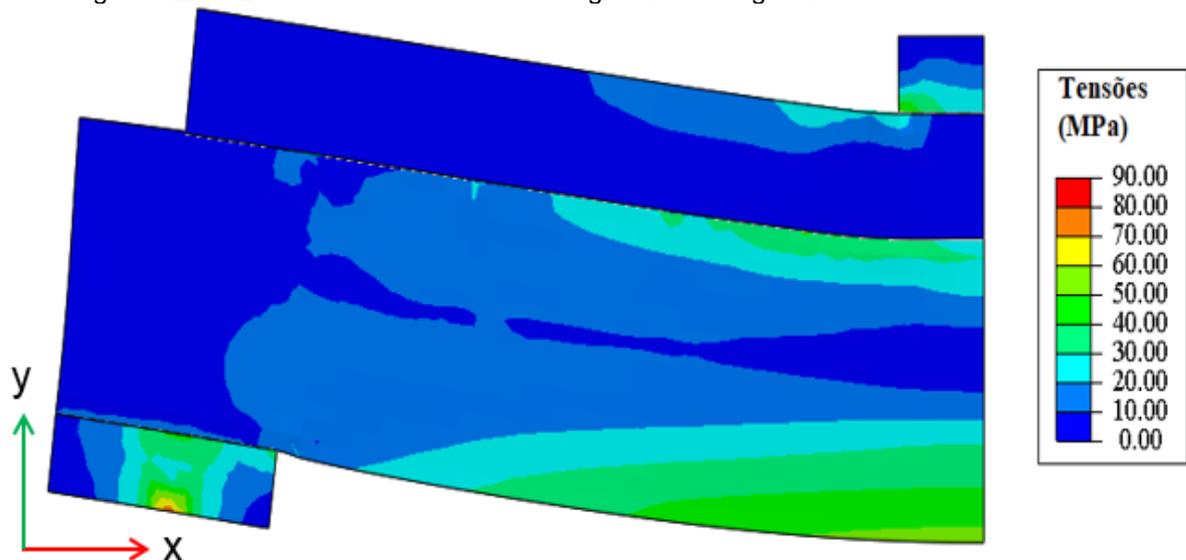


Fonte: o autor

## b) MODELAGEM-2

A Figura 3.23 apresenta o estado de tensões na vista longitudinal da viga mista de madeira e concreto por meio do modelo numérico em que foi utilizado os elementos de viga para representar o conector de cisalhamento. Ao comparar as Figuras 3.19 e 3.23 é possível observar a semelhança dos resultados obtidos por meio dos dois modelos numéricos.

Figura 3.23 – Estado de tensão na vista longitudinal da viga mista de madeira e concreto



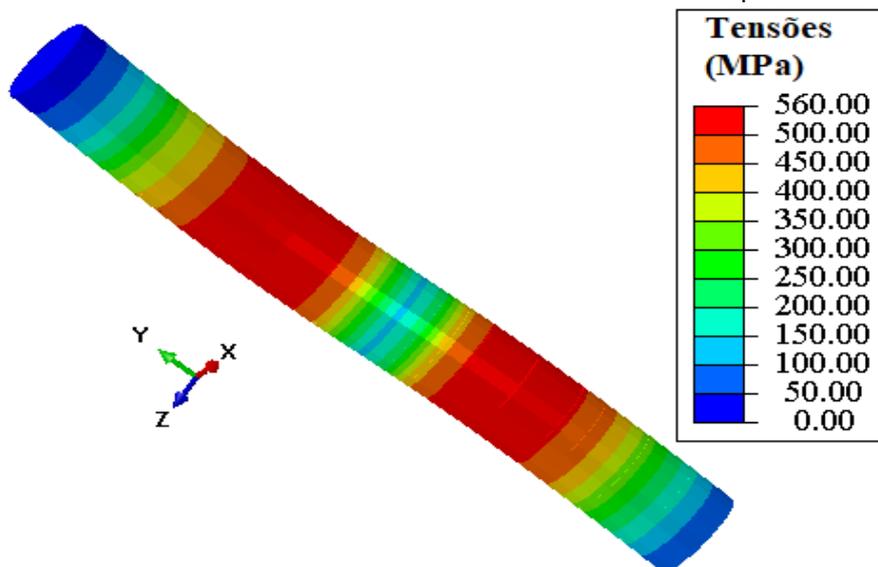
Fonte: o autor

O comportamento das tensões ao longo da viga mista da **MODELAGEM-2** é bem próximo ao comportamento das tensões na viga mista da **MODELAGEM-1**, sendo possível constatar tensões até 10 MPa na maior parte da laje de concreto

armado, e maior concentração de tensões na viga de madeira, principalmente na região do meio do vão, onde as tensões variam na faixa de 50 e 60 MPa. A análise das tensões normais na seção transversal do meio do vão também apresentou comportamento semelhante nas duas modelagens, indicando-se as mesmas faixas de tensões e a mesma posição da linha neutra.

A desvantagem da utilização de elementos de viga para representar os conectores de cisalhamento na modelagem dos elementos mistos de madeira e concreto pode ser vista na Figura 3.24. Nesta é possível observar maior uniformidade das tensões no conector de cisalhamento, existindo ao longo da altura do conector faixas de tensões bem definidas. Em contrapartida, as regiões com maior concentração de tensão foram melhores representadas com a utilização de elementos sólidos na modelagem dos pinos metálicos, sendo, desta forma, possível observar quais foram os pontos críticos deste componente do sistema misto (Figura 3.22).

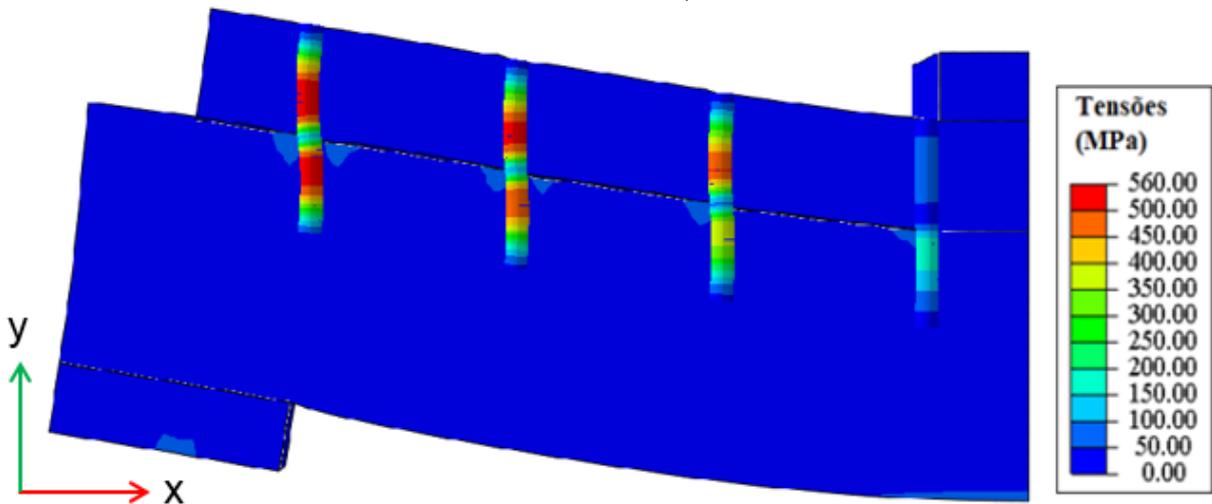
Figura 3.24 – Tensões de von Mises no conector de cisalhamento próximo ao apoio



Fonte: o autor

A Figura 3.25 apresenta um corte longitudinal de meia viga, na qual é possível observar a ação dos conectores de cisalhamento na madeira e no concreto. Assim como na Figura 3.21, referente à modelagem com elementos do tipo sólido, é possível observar o embutimento do conector de cisalhamento na madeira, sendo a região de contato entre a madeira e o pino metálico onde são encontradas as maiores tensões na madeira, com valores entre 50 e 100 MPa.

Figura 3.25 – Corte longitudinal de meia viga para análise dos conectores de cisalhamento (tensões de von Mises)



Fonte: o autor

### 3.3 Considerações gerais sobre o capítulo

A utilização de modelos numéricos mostrou-se uma excelente alternativa para o estudo de vigas de madeira e de vigas mistas de madeira e concreto. As simulações numéricas foram capazes de representar com boa aproximação o comportamento dos elementos estruturais, tanto em estado em serviço quanto em estado limite último.

Para a modelagem das vigas mistas de madeira e concreto optou-se por representar os conectores de cisalhamento de duas formas: através de elementos finitos do tipo sólido e através de elementos finitos do tipo viga. A segunda forma de representação traz como desvantagem a menor precisão das tensões no conector de cisalhamento. Entretanto, o tempo de processamento, ao se utilizar elementos do tipo viga na malha do pino metálico, foi bem inferior, observando-se uma redução de 74% no tempo da simulação numérica. Além disso, os resultados apresentados nos dois modelos foram análogos, tendo o comportamento em serviço e a força de ruptura valores bem próximos.

Por apresentar tempo de processamento inferior, bem como por fornecer resultados com boa precisão, assemelhando-se bastante com os resultados experimentais, serão utilizados os elementos do tipo viga para representar os conectores de cisalhamento nas simulações de estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio.

## Capítulo 4

### Análise numérica de estruturas em situação de incêndio

---

Neste capítulo são apresentadas quatro simulações numéricas referentes a estruturas submetidas à situação de incêndio. A primeira consistiu na modelagem térmica de uma seção transversal mista de madeira e concreto e teve como finalidade constatar a viabilidade de utilização do ABAQUS em análises térmicas de estruturas mistas com componentes de madeira. A validação do modelo foi feita a partir de resultados térmicos presentes na literatura nacional acerca das vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio.

A segunda e a terceira modelagens tiveram como finalidade a calibração das propriedades térmicas e estruturais do *Pinus oocarpa*, sendo realizada na segunda simulação a modelagem térmica da seção transversal de madeira, onde foi ajustada a condutividade térmica do *Pinus*, enquanto na terceira modelagem foi desenvolvida uma simulação termoestrutural visando ajustar a variação das propriedades mecânicas da madeira com a elevação da temperatura. As validações das referidas modelagens foram feitas tendo como base as análises experimentais realizadas por Martins (2016), visto que se trata do único estudo em nível nacional acerca do comportamento termoestrutural de vigas de madeira em situação de incêndio.

Utilizando as propriedades térmicas e estruturais calibradas para o *Pinus* foi desenvolvida a modelagem termoestrutural de uma viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio. Esta etapa visou a melhor compreensão do comportamento de elementos estruturais mistos de madeira e concreto submetidos à situação de incêndio, principal objetivo desta dissertação. Em consequência da ausência de resultados termoestruturais na literatura brasileira sobre vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio a validação do modelo proposto foi feita a partir do modelo analítico apresentado em Frangi, Knobloch e Fontana (2010).

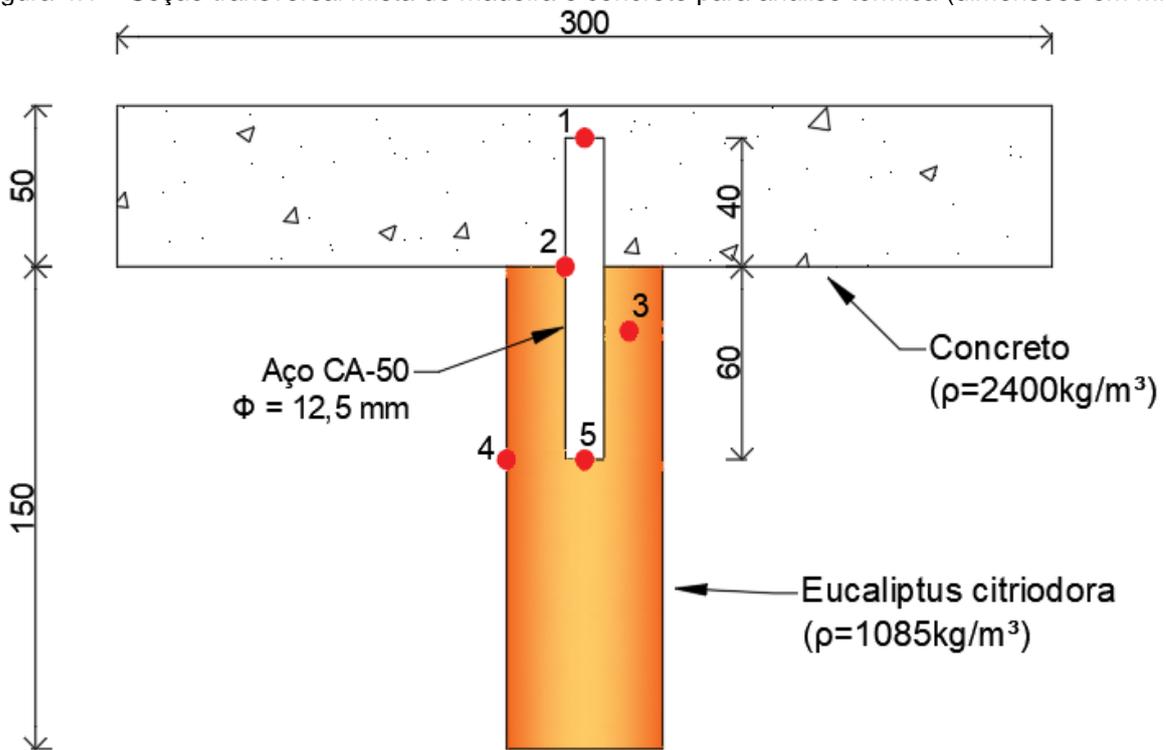
#### **4.1 Modelagem térmica bidimensional de viga mista de madeira e concreto**

##### **4.1.1 Simulação numérica**

Esta simulação teve como base o trabalho numérico e experimental realizado em Molina *et al.* (2014), Molina e Calil Junior (2015) e Molina e Calil Junior (2016), já apresentados no tópico 2.5 desta dissertação. Foi avaliada a seção transversal apresentada na Figura 4.1, onde foi considerada a atuação da curva de incêndio-

padrão ISO 834 (1999), cujo equacionamento é apresentado no Anexo A do presente texto, nas faces laterais e inferior da viga de madeira e na superfície inferior da laje de concreto, enquanto a face superior da laje permaneceu em temperatura ambiente. Para a superfície submetida ao incêndio utilizou-se o coeficiente de trocar de calor por convecção igual a  $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  e a emissividade resultante igual a 0,8. Para superfície em temperatura ambiente adotou-se a coeficiente de troca de calor por convecção igual a  $9 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ . Estes são os valores recomendados pelo EN 1991-1-2:2002.

Figura 4.1 – Seção transversal mista de madeira e concreto para análise térmica (dimensões em mm)



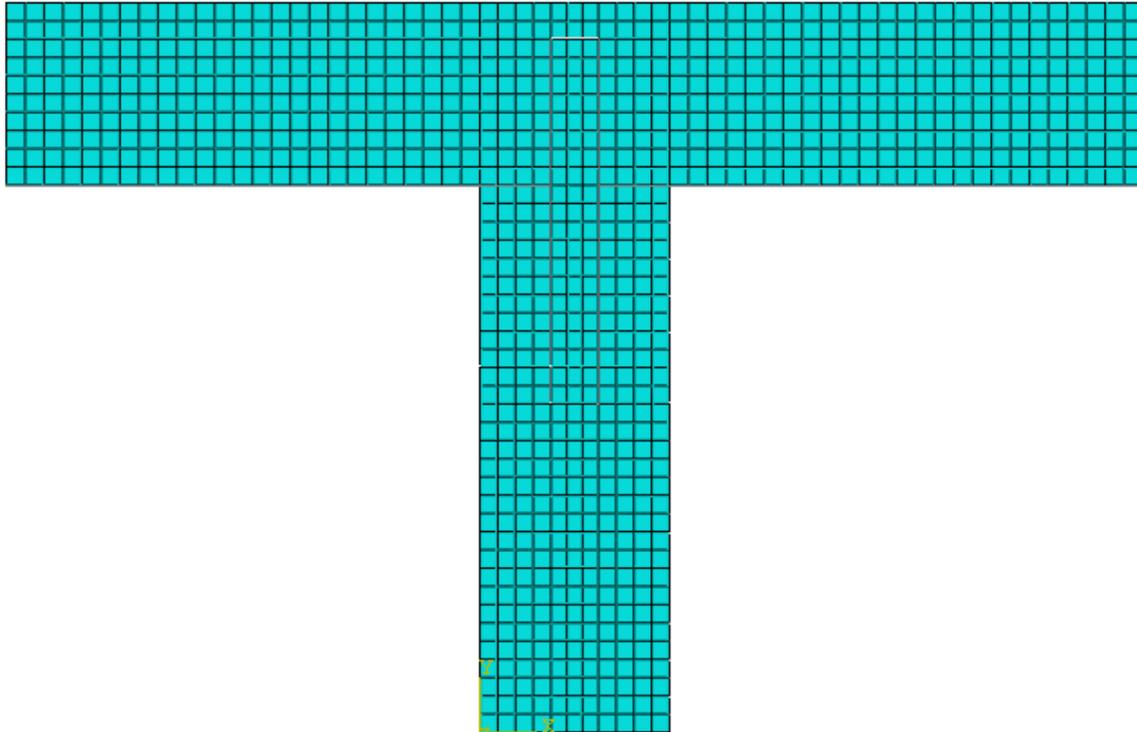
Fonte: o autor

A variação das propriedades térmicas do concreto e do aço foram consideradas de acordo com a ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 14323:2013, respectivamente, estando os valores apresentados no Anexo B do presente trabalho. Para a madeira foram empregadas as mesmas propriedades térmicas usadas em Molina *et al.* (2014), Molina e Calil Junior (2015) e Molina e Calil Junior (2016) nas modelagens numéricas das vigas mistas de madeira e concreto conectadas por pinos metálicos. Estas foram calibradas por Regobello (2007) para o *Eucaliptus citriodora*, e podem ser vistas na Tabela 2.7, na seção 2.5 deste texto.

Na discretização dos elementos estruturais foi utilizado o elemento finito DC2D4, presente na biblioteca interna do ABAQUS, que consiste em um elemento linear de quatro nós próprio para análises de transferência de calor. Empregou-se uma

malha de elementos finitos aproximadamente quadrada com 5 mm de dimensão, conferindo 60 elementos para o conector de cisalhamento, 586 elementos para a laje de concreto e 294 elementos para a viga de madeira. A malha de elementos finitos adotada na modelagem numérica da seção transversal mista de madeira e concreto conectada por pino metálico na vertical é apresentada na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Malha de elementos finitos

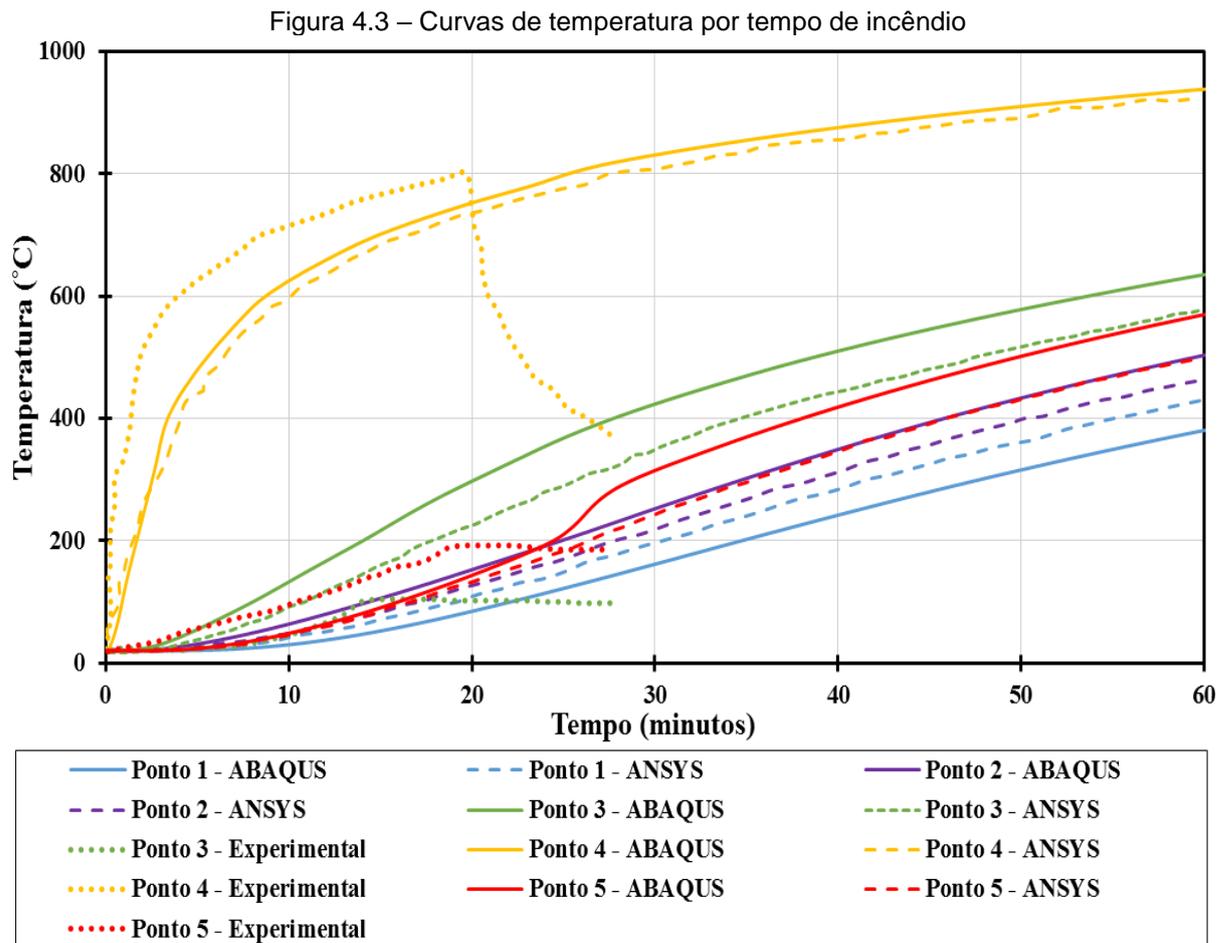


Fonte: o autor

Quanto aos aspectos da análise numérica não linear, foi adotado no ABAQUS um procedimento do tipo transferência de calor, que emprega um critério de análise de convergência de fluxo de calor com tolerância igual a 0,005.

#### 4.1.2 Resultados e Discussões

Na Figura 4.3 são apresentadas as curvas de temperatura por tempo de incêndio para os pontos 1 a 5, indicados na Figura 4.1, obtidos nesta pesquisa por meio do programa de elementos finitos ABAQUS, bem como os obtidos experimentalmente e por meio de modelo numérico no ANSYS, em Molina *et al.* (2014), Molina e Calil Junior (2015) e Molina e Calil Junior (2016). Ressalta-se que a investigação experimental durou aproximadamente 20 minutos, no entanto, houve medições de temperatura até aproximadamente 27 minutos. As análises numéricas, entretanto, foram feitas para um tempo de incêndio de 60 minutos.

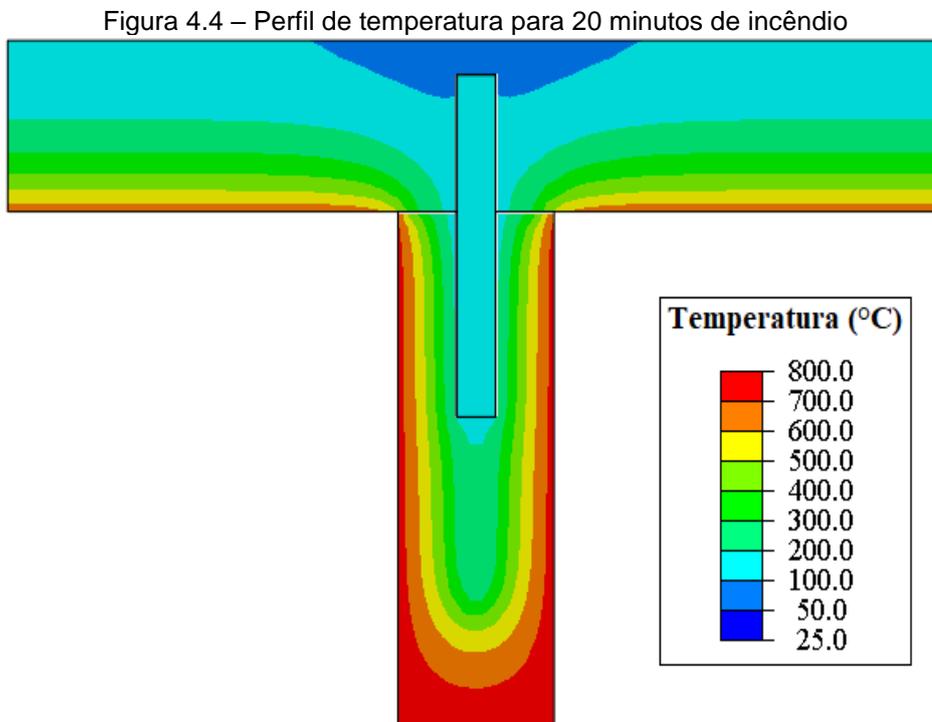


Fonte: o autor

Pela Figura 4.3 é possível observar boa concordância entre as temperaturas medidas por meio do ABAQUS nesta pesquisa com as temperaturas fornecidas pelo ANSYS nas últimas referências citadas. Comparando os dados numéricos do ABAQUS com as medições experimentais, durante os 20 minutos de incêndio, também se nota boa correlação entre os valores. Desta forma, pôde-se constatar a aplicabilidade do código computacional ABAQUS na análise térmica de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio.

Na Figura 4.4 é apresentado o perfil de temperatura para a seção transversal mista de madeira e concreto, obtido através do ABAQUS, para um tempo de incêndio igual a 20 minutos. Como já comentado no capítulo 2 deste texto, a madeira carbonizada tem resistência e rigidez desprezíveis e, segundo o EN 1995-1-2:2004, pode-se adotar a isoterma de 300°C como indicativo de frente de carbonização. Assim, observando a Figura 4.4, é possível notar que boa parte da madeira se encontra em temperaturas superiores a 300°C, tendo ocorrido redução da seção

transversal. Este fato está de acordo com as observações realizadas após as análises experimentais pelos autores citados.



Fonte: o autor

Pela mesma Figura 4.4 é possível observar que o gradiente térmico existente ao longo da altura do concreto que é formado por faixas de espessura praticamente constantes ao longo da largura da laje, sendo que essas faixas são mais espessas na parte superior (mais fria) do que não região inferior (mais quente).

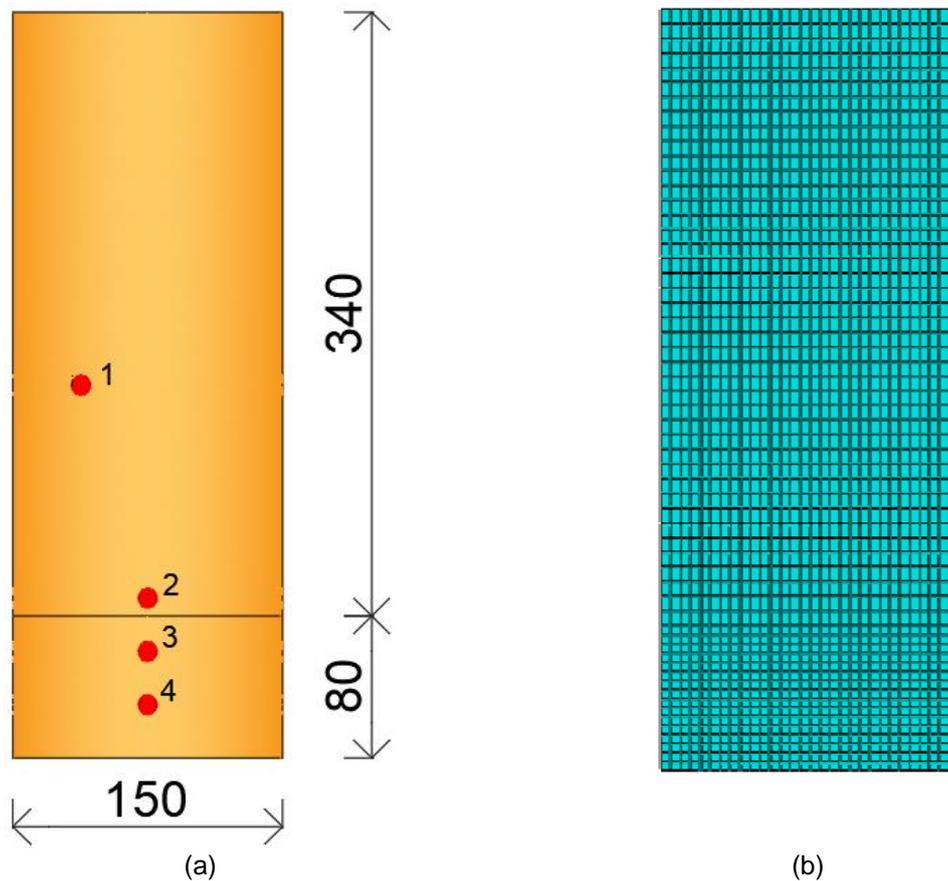
## 4.2 Modelagem térmica bidimensional de viga de madeira

### 4.2.1 Simulação numérica

Para esta modelagem foi utilizada a viga denominada P7, conforme apresentado em Martins (2016), a qual consiste numa viga de Madeira Laminada Colada da espécie *Pinus* com  $492,96 \text{ kg/m}^3$  de densidade e seção transversal indicada na Figura 4.5(a). A viga foi submetida a curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999) durante 40 minutos nas faces laterais e inferior, enquanto que a face superior foi isolada termicamente através de manta cerâmica, permanecendo assim a temperatura ambiente igual a  $27^\circ\text{C}$ . Para levar em consideração esses fatores na modelagem numérica foram aplicadas as condições de contorno de convecção e radiação, sendo utilizados os mesmos coeficientes de troca de calor por convecção e a mesma emissividade resultante que empregados na simulação do tópico 4.1.

A malha de elementos finitos foi composta por elementos do tipo DC2D4, presente na biblioteca interna do ABAQUS, que consiste em um elemento linear de quatro nós próprio para análises de transferência de calor. Na parte inferior da viga, correspondente à altura de 80 mm, foi adotado um maior refinamento considerando elementos com dimensões de 5,0 x 5,0 mm<sup>2</sup>, enquanto que no restante da seção transversal foram empregados elementos com dimensões 5,0 x 8,0 mm<sup>2</sup>. O maior refinamento na região inferior se fez necessário para melhor representar os efeitos de arredondamento que ocorre com a carbonização da madeira. A malha de elementos finitos adotada na análise numérica apresentou um total de 1740 elementos, e está representada na Figura 4.5(b).

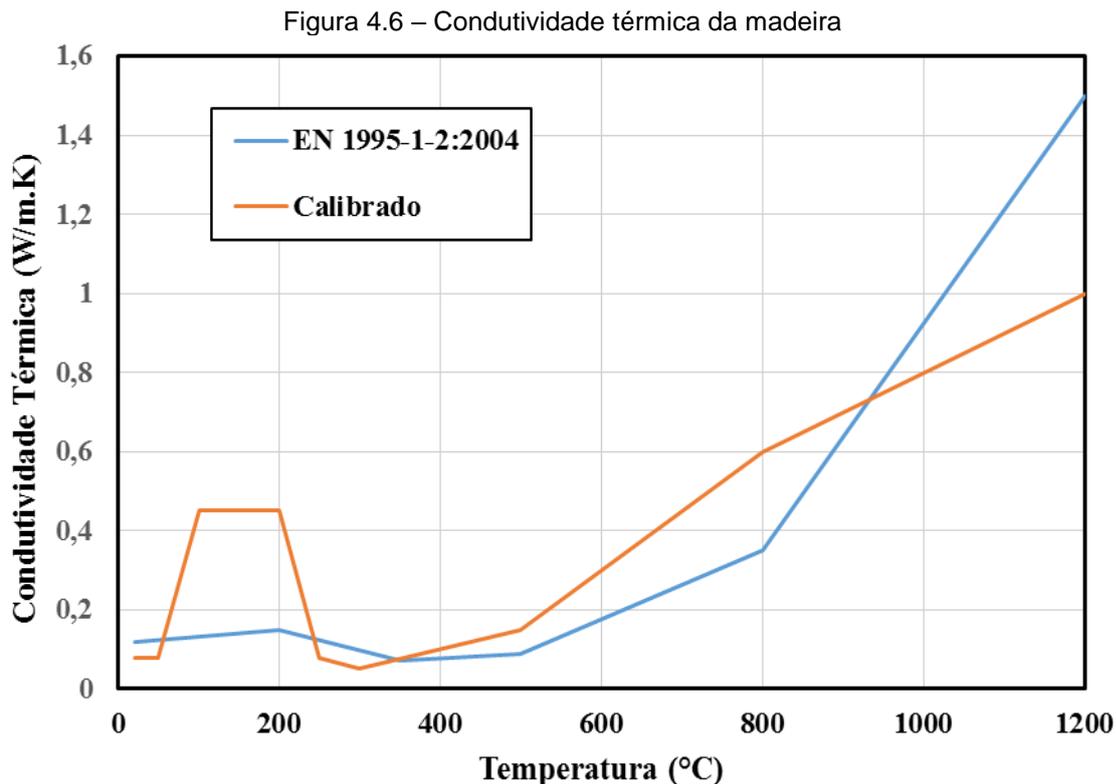
Figura 4.5 – Viga de madeira: (a) Seção transversal de madeira para análise térmica; (b) Malha de elementos finitos



Fonte: o autor

De acordo com Martins (2016) as propriedades térmicas da madeira prescritas na EN 1995-1-2:2004 foram determinadas a partir de ensaios em madeiras europeias e, para a sua utilização em madeiras brasileiras, se faz necessária a modificação dessas propriedades, principalmente a condutividade térmica. Desta forma, nesta pesquisa utilizou-se a variação da densidade e do calor específico indicadas pela

norma europeia, e que neste texto são apresentadas no Anexo B. Para a condutividade térmica, entretanto, foi realizada a calibração de seus valores para se obter melhor correlação das temperaturas medidas experimentalmente com àquelas obtidas por meio do modelo numérico. Os valores da condutividade térmica, tanto o calibrado quanto o indicado pela norma europeia, são apresentados na Figura 4.6, podendo se observar que no geral foi necessário aumentar o valor deste parâmetro.

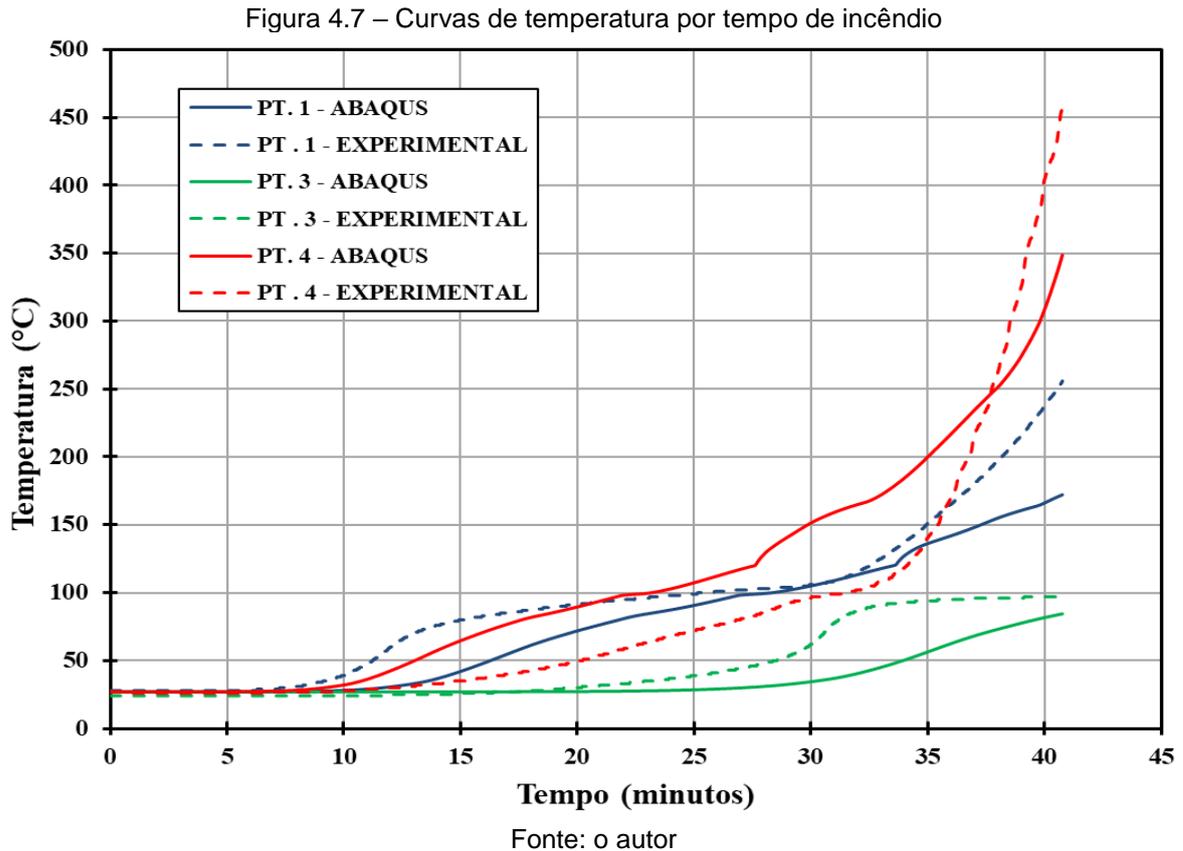


Fonte: o autor

Com relação aos aspectos da análise numérica não linear, foi adotado no ABAQUS um procedimento do tipo transferência de calor, que emprega um critério de análise de convergência de fluxo de calor com tolerância igual a 0,005.

#### 4.2.2 Resultados e Discussões

A Figura 4.7 mostra, para os pontos 1, 3 e 4 indicados na Figura 4.5, a evolução da temperatura com o tempo de exposição ao fogo, tanto para os valores obtidos numericamente através do ABAQUS, quanto para os valores obtidos experimentalmente por Martins (2016), em que é possível observar, de modo geral, que houve boa concordância da evolução das temperaturas numérica e experimental.

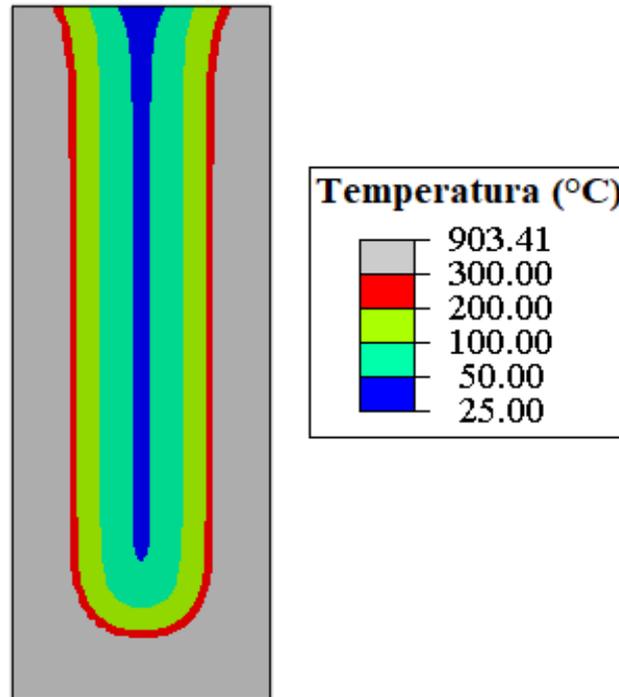


O ponto 1 apresentou aos 15 minutos temperatura numérica aproximadamente 40°C inferior à temperatura experimental; aos 40 minutos esta diferença foi de aproximadamente 80°C. O ponto 2, o qual não se encontra plotado na Figura 4.7, apresentou temperatura máxima durante o ensaio de 34°C, enquanto no modelo numérico a temperatura máxima atingida foi de 42°C, o que representa uma diferença absoluta de 8°C.

Para o ponto 3 a diferença máxima de temperatura acontece aos 32 minutos de incêndio, sendo a temperatura numérica 45°C inferior a temperatura experimental. No ponto 4 é observada uma diferença entre as temperaturas numérica e experimental de aproximadamente 50°C na faixa de tempo entre 30 e 35 minutos; ao final do incêndio é avaliada uma diferença de cerca de 100°C.

Na Figura 4.8 é apresentado o perfil de temperatura da seção transversal de madeira após a simulação de 40 minutos de incêndio. A região em cinza indica temperatura da madeira superior a 300°C e, desta forma, segundo a indicação do EN 1995-1-2:2004, representa a madeira carbonizada. É possível observar nesta figura o arredondamento sofrido pelas quinas inferiores da seção transversal da madeira. Isso ocorreu pelo maior fluxo de calor na região, onde ocorre a superposição dos efeitos do aquecimento da lateral e da região inferior da viga.

Figura 4.8 – Seção transversal após 40 minutos de incêndio



Fonte: o autor

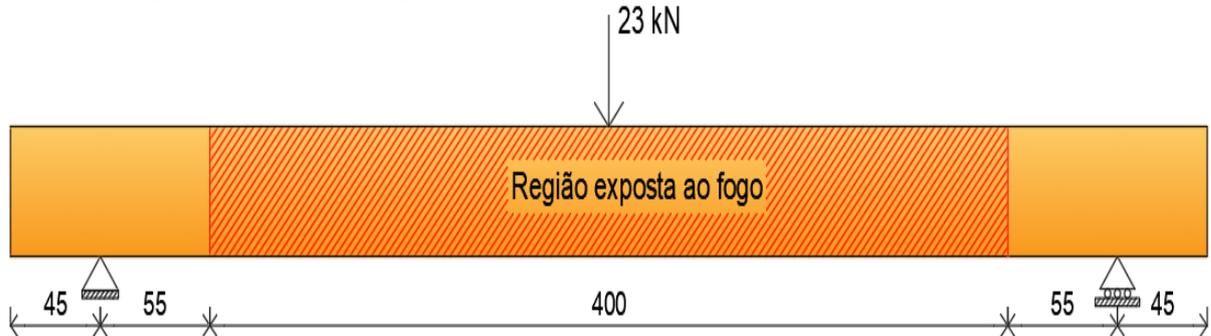
A medição da lateral da região cinza na Figura 4.8 indicou a carbonização de 33,0 mm de madeira, enquanto na região inferior a medição da faixa cinza indicou a carbonização de 36,9 mm de madeira. Os valores das carbonizações lateral e inferior medidas experimentalmente por Martins (2016) foram de 36,6 mm e 34,0 mm, respectivamente. Desta forma, para a carbonização lateral se obteve uma diferença absoluta de 3,6 mm entre os resultados numéricos e experimentais (o que representou uma diferença relativa de 9,84%), enquanto a diferença absoluta da carbonização inferior medida numérica e experimentalmente foi de 2,9 mm (o que representou uma diferença relativa de 8,53%).

Desta forma, foi possível constatar boa concordância entre as análises numéricas e experimentais, principalmente no que se refere a evolução da carbonização da madeira, obtendo-se diferenças relativas inferiores a 10%. A evolução da temperatura chegou a apresentar diferença absoluta de até 100°C. No entanto, julgou-se aceitável esta diferença para dar sequência a análise termoestrutural, principalmente devido a simplificações do modelo numérico que desconsidera alguns fatores que podem interferir na variação de temperatura da madeira, tal como o teor de umidade, a permeabilidade e a ortotropia das propriedades térmicas da madeira.

### 4.3 Modelagem termoestrutural de viga de madeira

A simulação numérica termoestrutural realizada neste trabalho tem como base a análise experimental realizada por Martins (2016) no *Pinus oocarpa*. A viga analisada tem seção transversal com dimensões 15 x 42 cm<sup>2</sup> e comprimento total de 6,00 metros, sendo a distância entre apoios de 5,10 metros e o comprimento exposto ao fogo de 4,00 metros de (Figura 4.9).

Figura 4.9 – Seção longitudinal da viga de madeira analisada (dimensões em cm)



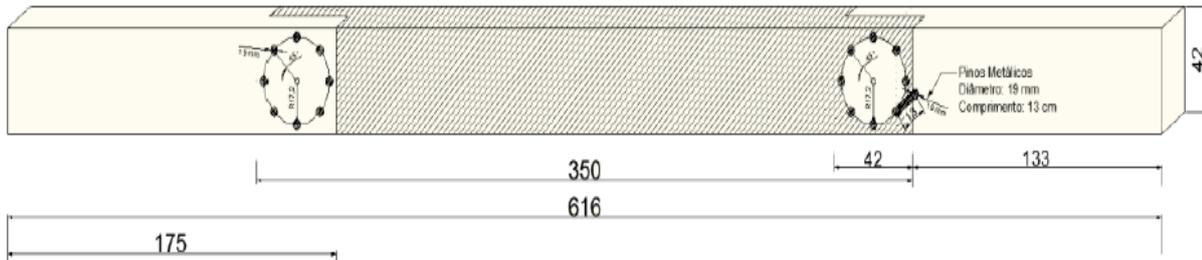
Fonte: o autor

Na análise experimental procedeu-se a aplicação de uma força de 23 kN no meio do vão, obtendo-se um deslocamento vertical no meio do vão de 22,0 mm. Após a estabilização do carregamento teve início o ensaio térmico com a ativação dos queimadores do forno, seguindo a curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999). A viga teve as faces laterais e inferior submetidas ao fogo, enquanto a face superior permaneceu isolada termicamente através de manta cerâmica. O ensaio térmico teve duração de 26 minutos, encontrando ao final da análise experimental um deslocamento vertical no meio do vão de 57,0 mm.

As vigas de madeira apresentadas em Martins (2016) tinham comprimento de 3,50 metros. Desta forma, foi necessário realizar ligações para prolongar o comprimento da viga, tendo sido adotada uma conexão circular para resistência ao momento com pinos metálicos de 19 mm de diâmetro. Uma visão geral do layout da viga é apresentada na Figura 4.10, enquanto a região da ligação é apresentada na Figura 4.11.

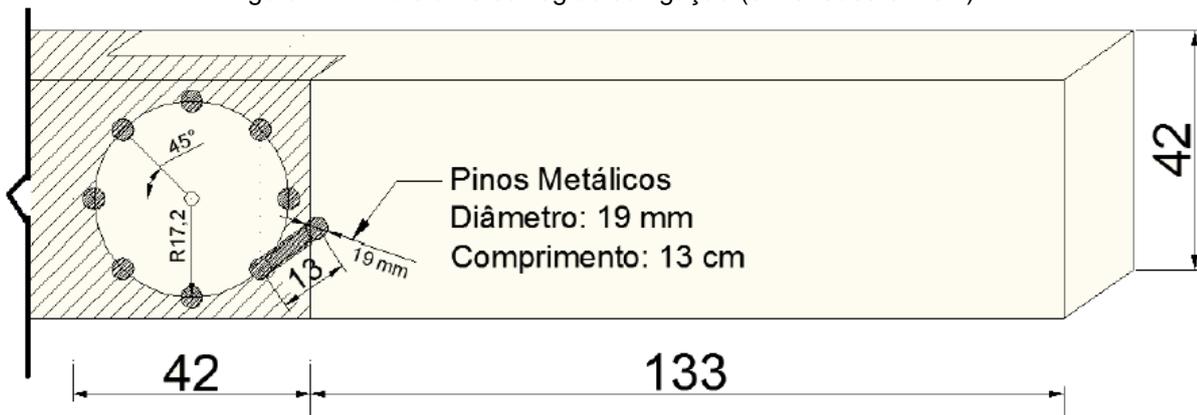
Antes da análise em temperatura elevada, Martins (2016) realizou um ensaio de flexão a três pontos para a medição do módulo de elasticidade do elemento estrutural, encontrando valor igual a 5.815 MPa. Para o *Pinus* analisado foi também medida densidade igual a 505 kg/m<sup>3</sup> e de acordo com a ABNT NBR 7190:1997 a resistência à compressão paralela às fibras vale 32,1 MPa.

Figura 4.10 – Visão geral do layout da viga (dimensões em cm)



Fonte: Martins (2016)

Figura 4.11 – Detalhe da região da ligação (dimensões em cm)



Fonte: Martins (2016)

#### 4.3.1 Simulação numérica

Nas simulações numéricas desenvolvidas neste trabalho procurou-se representar com a maior semelhança possível as análises experimentais realizadas por Martins (2016), atentando-se para a área exposta ao fogo, a configuração das vigas de madeira e as ligações entre elas. Devido à disposição dos cortes nas vigas não foi desenvolvido nesta simulação um modelo simétrico.

Para a análise termoestrutural utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS foi necessária a divisão da modelagem em duas etapas. A primeira etapa consistiu em uma análise térmica, onde foram obtidas as temperaturas nodais para o elemento estrutural analisado. Em seguida, foram usadas essas temperaturas nodais como dados de entrada para a análise termoestrutural.

Para evitar problemas de convergência no modelo termoestrutural foram utilizadas nas regiões do apoio e de aplicação de força placas para a distribuição das tensões, com 5 cm de altura, 20 cm de comprimento e 15 cm de largura. Como as temperaturas nodais são transferidas do modelo térmico para o modelo termoestrutural é essencial a representação destas placas não somente no modelo termoestrutural, mas também no modelo térmico.

#### 4.3.1.1 Modelagem térmica tridimensional

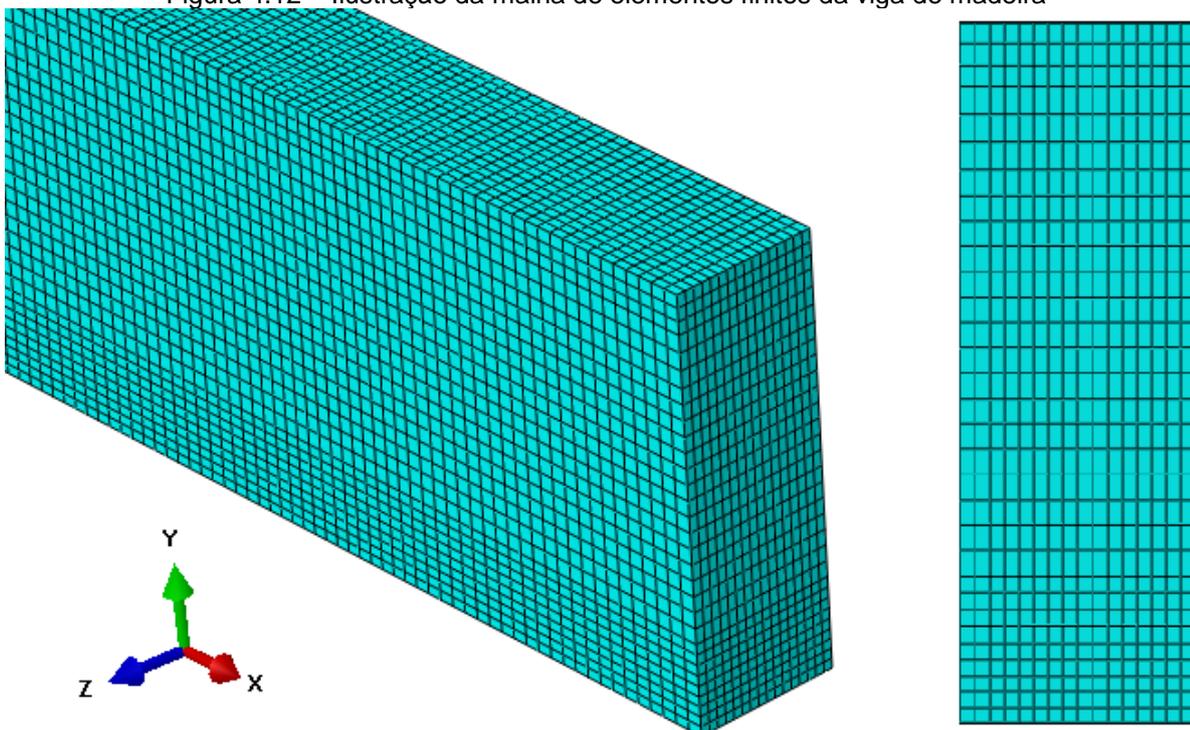
Na simulação térmica tridimensional foram aplicados os carregamentos térmicos à viga de madeira. Na região exposta ao fogo foi adotada a curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999), apresentada no anexo A deste texto, sendo a transferência de calor entre os gases do meio e o elemento estrutural considerada por meio da radiação e da convecção, adotando-se os valores de emissividade e troca de calor por convecção indicados pelo EN 1991-1-2:2002, apresentados no tópico 4.1 deste texto. Para a região isolada com manta cerâmica foi considerada a temperatura constante e igual a temperatura ambiente de 27°C, adotando-se uma superfície de convecção, com valor do coeficiente de troca de calor por convecção igual ao proposto pelo EN 1991-1-2:2002, apresentado no tópico 4.1 deste texto.

Em relação ao tamanho da malha de elementos finitos, considerou-se inicialmente em utilizar dimensões semelhantes às utilizadas no modelo térmico bidimensional de seção transversal de madeira (seção 4.2 deste texto). No entanto, foi observado um elevado esforço computacional no processamento do modelo, inviabilizando a utilização das referidas dimensões.

Desta forma, para a malha de elementos finitos da viga de madeira foram utilizados elementos lineares com 8 nós próprios para análises de transferência de calor presentes na biblioteca interna do ABAQUS e denominados DC3D8. Foram empregados elementos finitos hexaédricos com comprimento de aproximadamente 15 mm, sendo a seção transversal de 10 x 15 mm<sup>2</sup>, com exceção dos 90 mm inferiores da viga, onde se adotou seção transversal de 10 x 10 mm<sup>2</sup>, para melhor representação dos efeitos de arredondamento das quinas inferiores (Figura 4.12). A peça central da viga de madeira apresentou 102.176 elementos finitos, enquanto que cada peça lateral da viga de madeira apresentou 51.088 elementos.

Para os apoios e para a placa de distribuição de força também foram empregados os elementos do tipo DC3D8. No entanto, os elementos tiveram forma aproximadamente cúbica com dimensão dos lados iguais a 20 mm, totalizando 160 elementos para cada apoio. Para as ligações foram utilizados elementos finitos presentes na biblioteca interna do ABAQUS do tipo DC1D2, que consistem em elementos do tipo barra com dois nós e próprios para análises de transferência de calor. O tamanho aproximado dos elementos foi de 5 mm, totalizando, desta forma, 30 elementos para cada conector metálico. Ao todo, o modelo foi composto por 205.312 elementos finitos e 228.939 nós.

Figura 4.12 – Ilustração da malha de elementos finitos da viga de madeira



Fonte: o autor

As propriedades térmicas da madeira usadas nesta modelagem foram as mesmas já calibradas para o *Pinus oocarpa* na seção 4.2 deste texto. Para o aço empregado nos conectores metálicos e nas placas de distribuição de tensões foram utilizadas as propriedades térmicas indicadas pelo EN 1994-1-2:2005, apresentadas no anexo B deste texto.

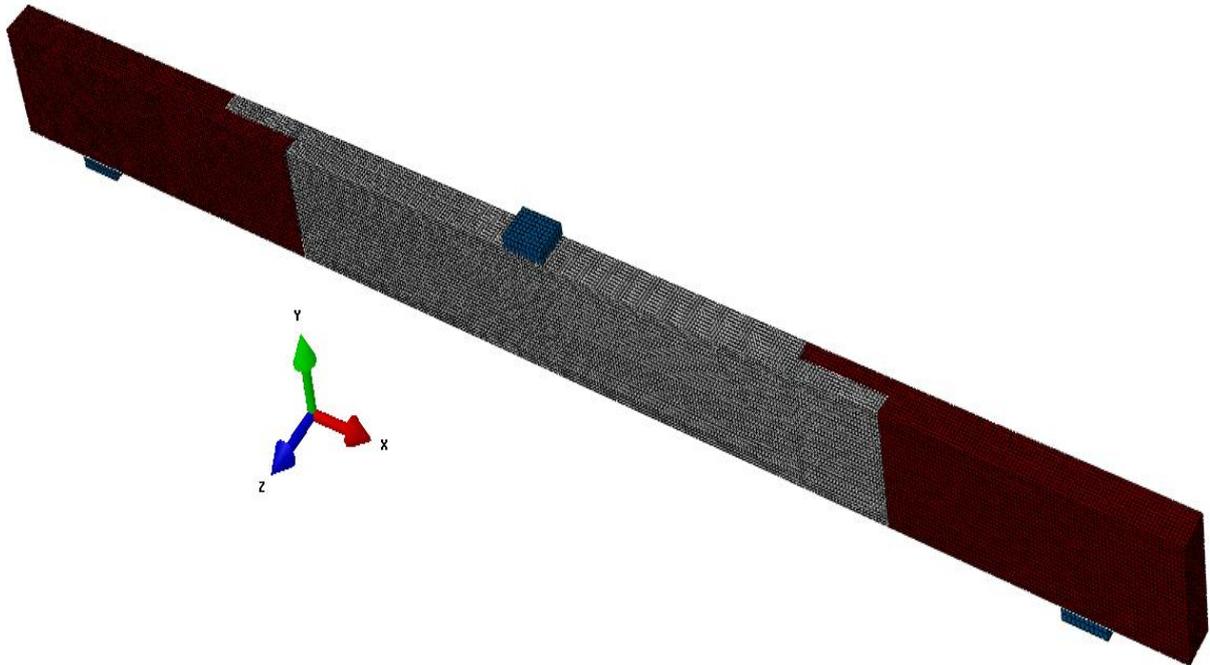
Com relação aos aspectos da análise numérica não linear, foi adotado no ABAQUS um procedimento do tipo transferência de calor, que emprega um critério de análise de convergência de fluxo de calor com tolerância igual a 0,005.

#### 4.3.1.2 Modelagem estrutural

##### a) Configuração do modelo e malhas de elementos finitos

Foi utilizada a mesma configuração de modelo empregada na simulação térmica, sendo composta pelas vigas laterais e central conectadas por ligações do tipo pinos metálicos e por placas destinadas a distribuição de tensões na região dos apoios e de aplicação de força. A configuração do modelo, bem como o sistema de coordenadas utilizado na simulação estrutural, é indicada na Figura 4.13.

Figura 4.13 – Configuração do modelo



Fonte: o autor

Para a malha de elementos finitos das peças de madeira, tanto da central quanto das laterais, foram utilizados elementos existentes na biblioteca interna do programa e denominados C3D8, consistindo de elementos com 8 nós e interpolação linear destinados a análises de tensões em problemas tridimensionais. Foram empregados elementos finitos hexaédricos com tamanho aproximado de 15 mm, conferindo 57.680 elementos para a peça central e 28.840 elementos para cada peça lateral.

Para as placas destinadas a distribuição de tensões foram utilizados elementos do tipo C3D8R, que consistem em elementos de 8 nós com interpolação linear e integração reduzida. Foram empregados elementos hexaédricos com tamanho aproximado de 20 mm, conferindo 160 elementos para cada placa. Nas ligações metálicas foram utilizados elementos do tipo viga com dois nós, denominados B31, com tamanho aproximado de 15 mm, conferindo 10 elementos para cada conector. Ao total, o modelo estrutural contou com 135.076 nós e 116.000 elementos finitos.

#### **b) Carregamento e condições de contorno**

O carregamento pode ser dividido em duas parcelas: uma estrutural e outra térmica. A força externa foi aplicada por meio de uma pressão de  $766.667 \text{ N/m}^2$  na placa de carregamento no meio do vão, o que corresponde à força de 23 kN aplicada na análise experimental.

O carregamento térmico é transmitido ao modelo estrutural através da aba “*Predefined Fields*” existente no ABAQUS, a qual permite que os resultados obtidos em uma simulação sejam atribuídos a uma outra simulação como dados de entrada. Desta forma, para a presente análise, as temperaturas nodais da análise estrutural, para cada passo de carga, foram calculadas a partir das temperaturas nodais obtidas na simulação térmica.

As condições de contorno são referentes a restrição de deslocamentos. No apoio esquerdo são aplicadas as restrições de translação nas direções X, Y e Z, enquanto no apoio direito é garantida apenas a restrição de deslocamento vertical, ou seja, na direção Y.

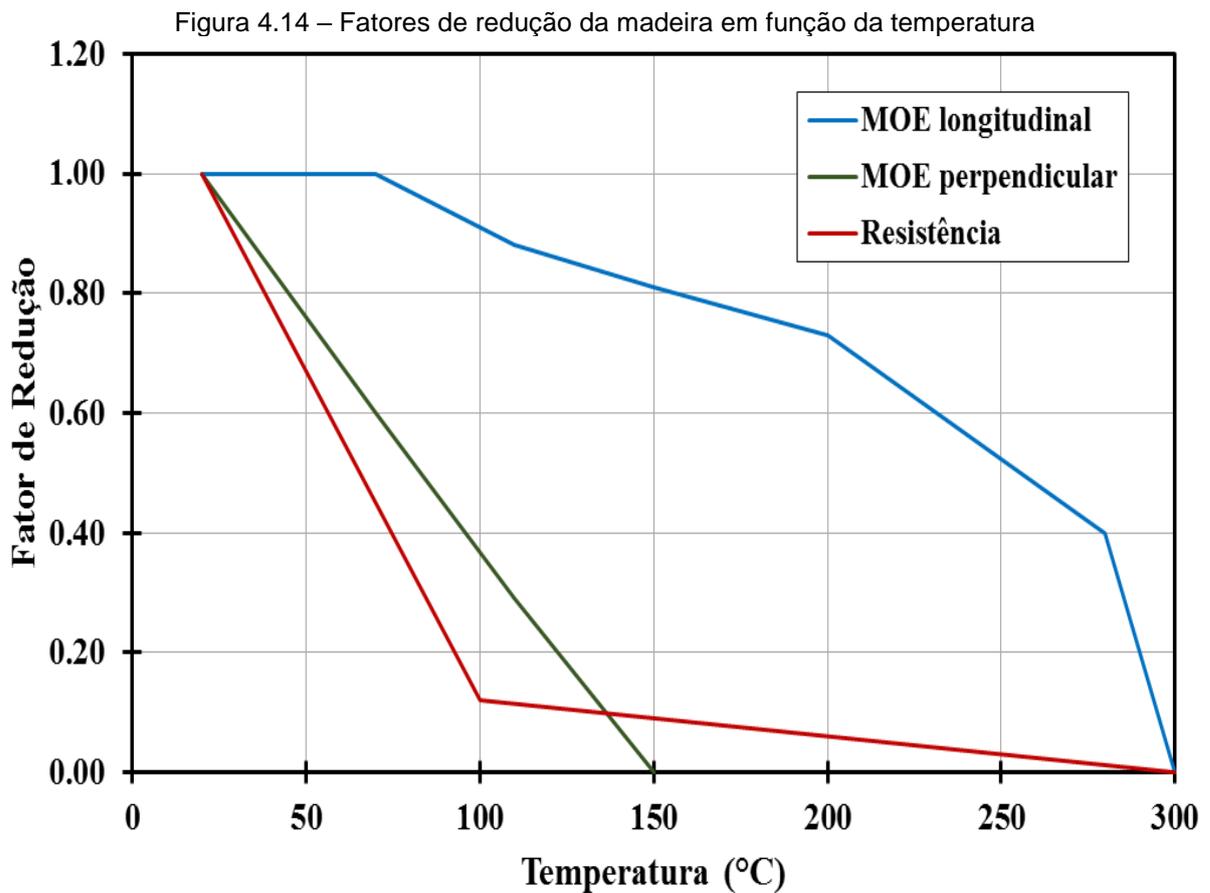
### **c) Propriedades mecânicas dos materiais**

Nas simulações termoestruturais fez-se necessária a definição dos modelos constitutivos dos materiais, bem como a variação das suas propriedades mecânicas com a elevação da temperatura. Para as placas destinadas à distribuição de tensões se empregou um modelo de material linear elástico com módulo de elasticidade igual a 210.00 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3. Para este caso, entretanto, considerou-se as propriedades mecânicas do material constantes com a elevação da temperatura.

Para os pinos metálicos utilizados como conexão entre os elementos de madeira foi considerado um modelo elastoplástico semelhante ao apresentado no tópico 3.2.1.4 desta dissertação para o aço. As reduções da resistência e do módulo de elasticidade com a elevação da temperatura foram consideradas a partir das indicações do EN 1992-1-2:2004, as quais estão indicadas para o aço CA-50 no Quadro B.2 presente no Anexo B deste texto.

O comportamento da madeira em temperatura ambiente seguiu o modelo constitutivo elastoplástico ortotrópico indicado no tópico 3.1.1.4 desta dissertação, permanecendo válidas nesta simulação as relações entre os parâmetros elásticos nas diversas direções com o módulo de elasticidade na direção longitudinal às fibras da madeira (equações 3.3 e 3.4) bem como as relações entre os parâmetros de plastificação nas diferentes direções da madeira com a tensão de plastificação de referência (admitida como a resistência à compressão na direção longitudinal às fibras da madeira).

Os fatores de redução das propriedades mecânicas da madeira em decorrência da elevação da temperatura são apresentados na Figura 4.14. A redução do módulo de elasticidade à compressão paralelo às fibras de madeira foi baseada no trabalho de Young e Clancy (2001), representado pela linha em azul. Para o módulo de elasticidade perpendicular (radial e tangencial) e os módulos de elasticidade transversais foi considerada uma redução linear até os 150°C, assumindo nesta temperatura valor nulo.



Fonte: o autor

Para as resistências foram admitidas as mesmas reduções em todas direções, com os valores calibrados indicados pela linha em vermelho na Figura 4.14, onde é possível observar uma redução linear até os 100°C, com a madeira detendo ainda 12% de sua resistência inicial, ocorrendo em seguida uma nova redução linear até os 300°C, quando é desconsiderada a capacidade resistente da madeira. Destaca-se que para as grandezas nulas foram considerados valores equivalentes a 1% do valor inicial da propriedade, pois a simulação numérica no ABAQUS não permite a adoção de propriedades mecânicas iguais a zero.

#### **d) Interação entre os materiais**

As interações entre os elementos de madeira foram realizadas através da aproximação denominada “deslizamento finito” existente no ABAQUS, aplicando-se propriedades normais e tangenciais para definir a interação entre esses materiais. O comportamento normal foi modelado pela opção “*Hard Contact*” que permitiu a separação das superfícies em contato. Já para o comportamento tangencial foi utilizado o modelo de atrito de Coulomb, com coeficiente de atrito igual a 0,6.

A interação entre os pinos metálicos e as peças de madeira foi modelada a partir do acoplamento denominado “*Embedded*”, que permite acoplar graus de liberdade de rotação de elementos do tipo viga em elementos do tipo sólido.

#### **e) Considerações sobre a análise numérica não linear**

O processamento do modelo termoestrutural foi composto por dois passos. No primeiro passo ocorreu a aplicação do carregamento mecânico de forma incremental, enquanto no segundo passo foi aplicado o carregamento térmico. Em ambos os passos foram adotados critério de análise de convergência de força com tolerância igual a 0,005.

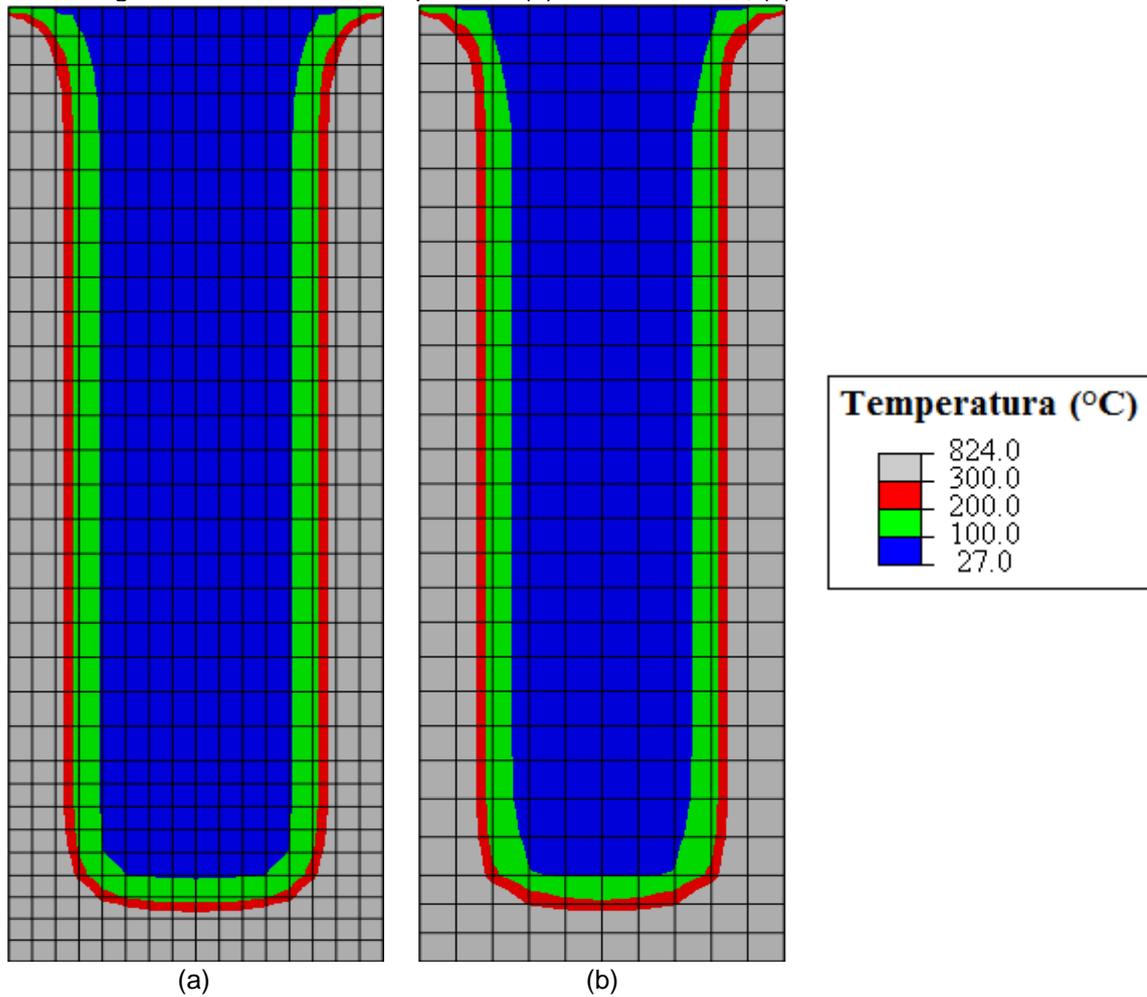
No segundo passo é mantido o carregamento externo aplicado no primeiro passo em seu valor máximo, ou seja, 23 kN. A segunda etapa visa a variação da temperatura da estrutura, através da aplicação das temperaturas nodais adquiridas na simulação térmica, de forma que haja a modificação das propriedades mecânicas dos materiais e, com isso, seja obtido o comportamento termoestrutural do elemento em estudo.

#### **4.3.2 Resultados e Discussões**

Como as malhas de elementos finitos utilizadas na simulação térmica e na simulação termoestrutural têm dimensões diferentes, quando as temperaturas nodais da primeira modelagem são transferidas para o segundo modelo, o ABAQUS necessita realizar uma interpolação desses valores nodais. Na Figura 4.15 são mostrados os perfis de temperatura ao final do incêndio resultante da primeira modelagem e o obtido após a interpolação de valores na segunda modelagem.

É possível observar que os perfis de temperatura são bastante semelhantes e, portanto, é esperado que a mudança na malha de elementos finitos entre uma simulação e outra não interfira no comportamento termoestrutural do elemento.

Figura 4.15 – Perfis de temperatura (a) Modelo térmico; (b) Modelo Termoestrutural

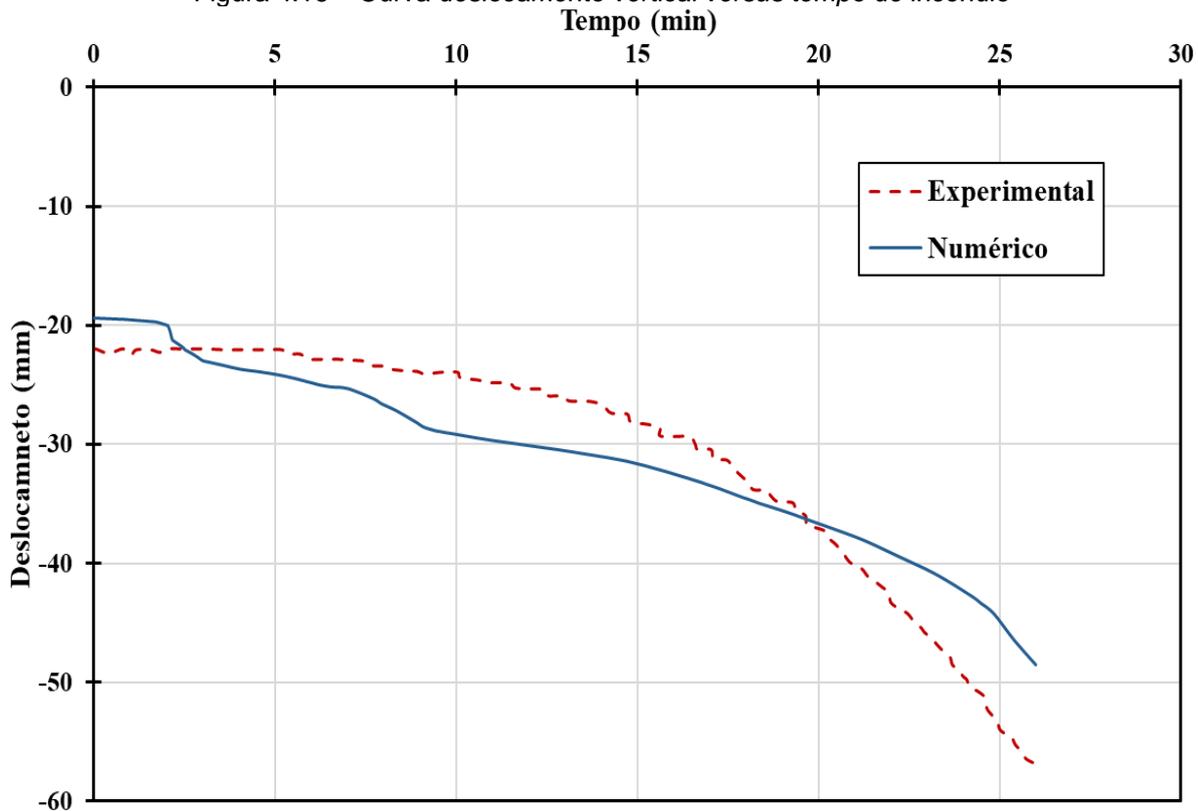


Fonte: o autor

Na Figura 4.16 são apresentadas as curvas numérica e experimental de deslocamento vertical no meio do vão em função do tempo de incêndio, sendo possível observar que, no geral, a curva obtida através do modelo numérico apresentou comportamento semelhante à curva fornecida pela análise experimental.

Para o início do incêndio a análise experimental forneceu um deslocamento vertical igual a 22 mm, enquanto que o modelo numérico apresentou um valor 11,8% inferior, igual a 19,41 mm. Aos 10 minutos de incêndio o deslocamento vertical experimental foi igual a 24 mm, enquanto o deslocamento vertical numérico foi igual a 29,16 mm, o que representa uma diferença relativa de 21,5%. Ao final do incêndio, ou seja, após 26 minutos, o deslocamento vertical obtido experimentalmente foi igual a 57 mm, enquanto que o deslocamento vertical obtido numericamente foi igual a 48,50 mm, representando uma diferença relativa de -15%.

Figura 4.16 – Curva deslocamento vertical versus tempo de incêndio



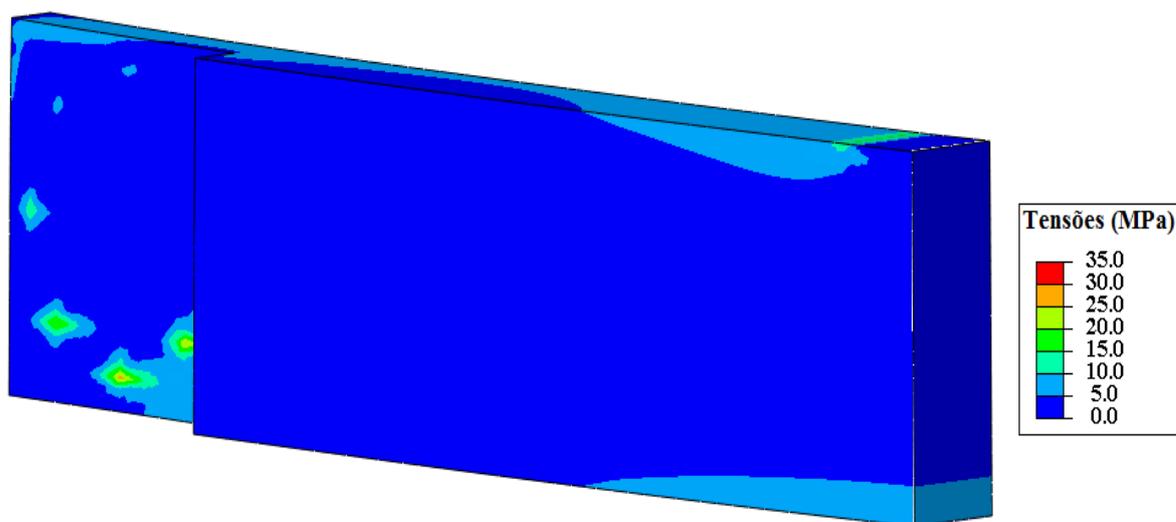
Fonte: o autor

As diferenças relativas obtidas entre o modelo numérico e experimental foram julgadas satisfatórias, sendo, desta forma, possível prever com razoável aproximação o comportamento de vigas de madeira em situação de incêndio através do modelo numérico elaborado. Destaca-se também que a diferença absoluta máxima obtida entre os deslocamentos verticais no meio do vão por meio da análise experimental e por meio da análise numérica foi igual 8,5 mm, o que representou uma pequena diferença quando se analisa uma viga com vão igual a 5.100 mm.

As Figuras 4.17 a 4.19 apresentam as tensões na peça central da viga de madeira imediatamente antes do início do incêndio e após a simulação de 15 e 26 minutos de incêndio, respectivamente. Ressalta-se que foram apresentados os resultados apenas para a metade da viga, pois a outra metade apresentou tensões semelhantes.

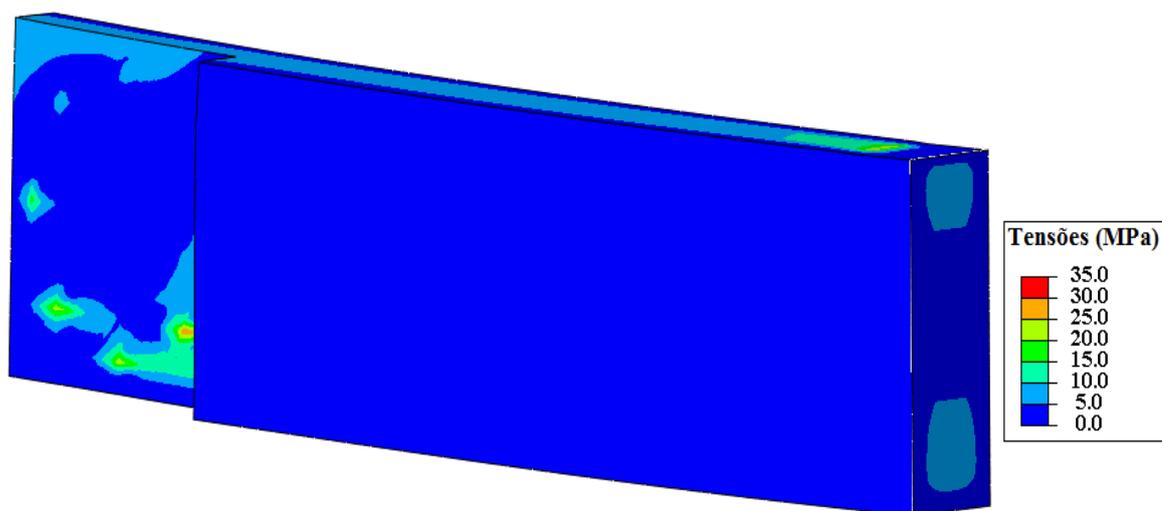
Antes do início do incêndio se observou uma maior concentração de tensões na parte inferior do meio do vão da viga de madeira, com tensões na faixa entre 5,0 e 10,0 MPa. Na região dos pinos metálicos também foi observada uma maior concentração de tensão, principalmente nos conectores inferiores, onde as tensões são superiores a 15 MPa.

Figura 4.17 – Tensões de von Mises na viga antes do início do incêndio



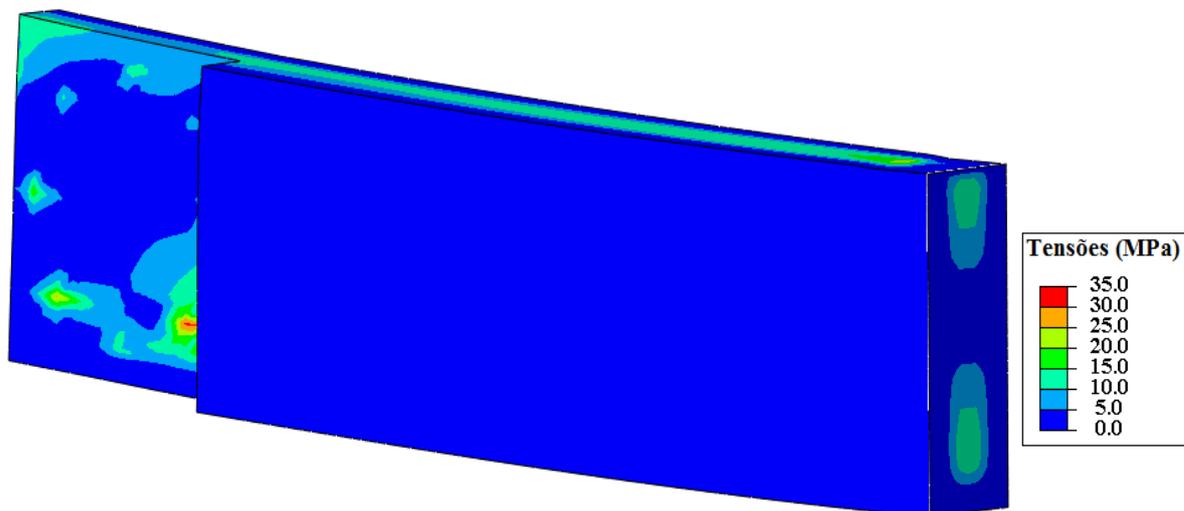
Fonte: o autor

Figura 4.18 – Tensões de von Mises na viga após 15 minutos de incêndio



Fonte: o autor

Figura 4.19 – Tensões de von Mises na viga após 26 minutos de incêndio



Fonte: o autor

Com o avanço do incêndio, ocorreu o aumento da camada de madeira carbonizada, que tem resistência e rigidez desprezíveis. Observou-se, pelas Figuras 4.18 e 4.19, que o aumento do tempo de incêndio fez com que as tensões nas regiões mais internas da seção transversal aumentem, justamente em virtude da incapacidade das faixas mais externas transmitirem esforços, bem como em consequência da redução da seção transversal resistente. Para 15 minutos de incêndio as tensões no meio do vão chegam a faixa entre 5,0 e 10,0 MPa, enquanto que para 26 minutos de incêndio as tensões chegam a valores de até 15 MPa.

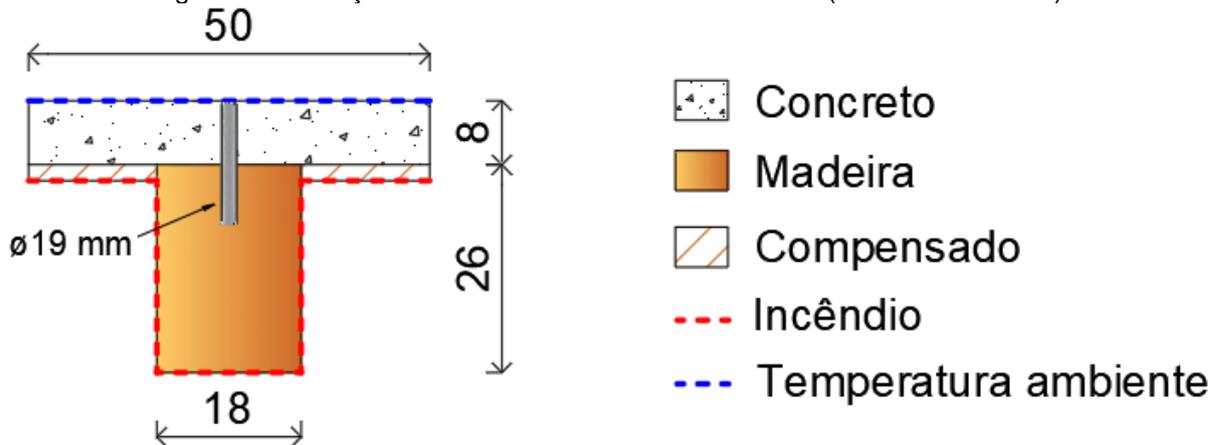
#### **4.4 Modelagem termoestrutural de viga mista de madeira e concreto**

Conforme foi possível observar na Figura 2.36 do item 2.5 desta dissertação o modelo analítico desenvolvido por Frangi, Knobloch e Fontana (2010) para o cálculo de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio fornece deslocamentos verticais bem próximos aos experimentais. Desta forma, a validação da simulação termoestrutural desenvolvida neste trabalho foi realizada a partir do referido modelo teórico.

A viga mista de madeira e concreto analisada tem as características apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21. A seção transversal é composta por uma viga de madeira com 18 cm de largura e 26 cm de altura, uma laje de concreto com 50 cm de largura e 8 cm de altura, e uma placa de madeira compensada posicionada abaixo da laje de concreto com 16 cm de largura e 2 cm de altura, e cuja função é a proteção térmica do concreto. A interação entre a madeira e o concreto é garantida através de conectores do tipo pino metálico com 19 mm de diâmetro posicionados na vertical e espaçados a cada 20 cm ao longo da viga. O comprimento da viga foi igual a 4,20 metros, sendo a distância entre apoios de 4,00 metros.

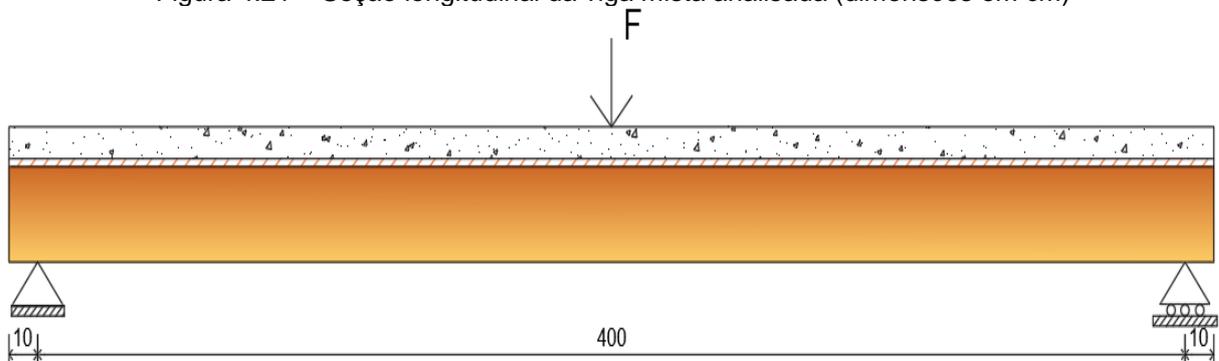
Para o carregamento térmico foi considerada a atuação da curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999) durante 60 minutos nas faces inferiores e laterais (linha tracejada em vermelho na Figura 4.20) ao longo de toda a viga, enquanto que a face superior da laje permaneceu em temperatura ambiente (linha tracejada em azul na Figura 4.20). O carregamento mecânico considerado consistiu de uma força concentrada no meio do vão com valor igual a 30% da carga de ruptura em temperatura ambiente, obtida através de análise numérica em temperatura ambiente.

Figura 4.20 – Seção transversal da viga mista analisada (dimensões em cm)



Fonte: o autor

Figura 4.21 – Seção longitudinal da viga mista analisada (dimensões em cm)



Fonte: o autor

Para a madeira optou-se pela utilização das propriedades já calibradas para o *Pinus oocarpa*, adotando-se características mecânicas semelhantes ao da madeira do tópico 3.1 deste trabalho, e os fatores de variação das propriedades térmicas e mecânicas da madeira com a elevação da temperatura seguindo os valores indicados nos itens 4.2 e 4.3 deste texto.

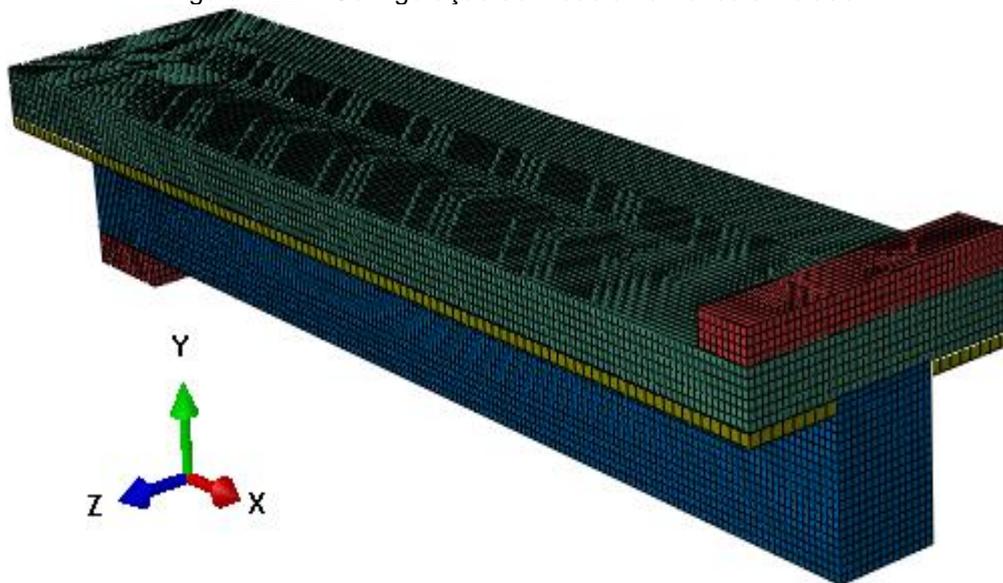
O concreto foi adotado como de classe C30, ou seja, com resistência à compressão igual a 30 MPa. A variação das propriedades térmicas e mecânicas do concreto com a elevação da temperatura seguiram as recomendações do EN 1992-1-2:2004 para concreto com agregado calcário, apresentadas no Anexo B deste texto. Os conectores de cisalhamento foram formados por barras de aço CA-50, com comportamento em temperatura elevada definido pelo EN 1992-1-2:2004, indicado Quadro B.2 presente no Anexo B deste texto.

#### 4.4.1 Simulação numérica em temperatura ambiente

Na simulação numérica através do ABAQUS foi aproveitada a simetria do modelo, sendo, desta forma, modelada apenas metade da estrutura. De forma

semelhante às demais simulações estruturais foram adotadas placas metálicas com comportamento elástico linear para a distribuição de tensão nas regiões de apoio e de aplicação de carregamento, tendo a placa situada no apoio dimensões iguais a  $18 \times 5 \times 20 \text{ cm}^3$  e a placa situada no ponto de aplicação de força dimensões iguais a  $50 \times 5 \times 10 \text{ cm}^3$ . A configuração do modelo implementada no programa está ilustrada na Figura 4.22, sendo apresentado também o sistema de coordenadas utilizado.

Figura 4.22 – Configuração do modelo numérico simulado



Fonte: o autor

No tópico 3.2 desta dissertação foi apresentada uma estratégia de modelagem numérica de viga mista de madeira e concreto em temperatura ambiente, mostrando-se que a representação dos conectores de cisalhamento por elementos do tipo viga fornecem resultados satisfatórios com pequeno tempo de processamento (ao se comparar ao modelo numérico que representa os conectores de cisalhamento por elementos sólidos).

Desta forma, na simulação realizada neste item foi empregada a referida estratégia de modelagem numérica. Assim, permanecem válidas as observações feitas para a **MODELAGEM-2** no tópico 3.2 desta dissertação no que se refere à malha de elementos finitos, aos modelos constitutivos dos materiais, à interação entre os materiais e às considerações sobre a análise não linear.

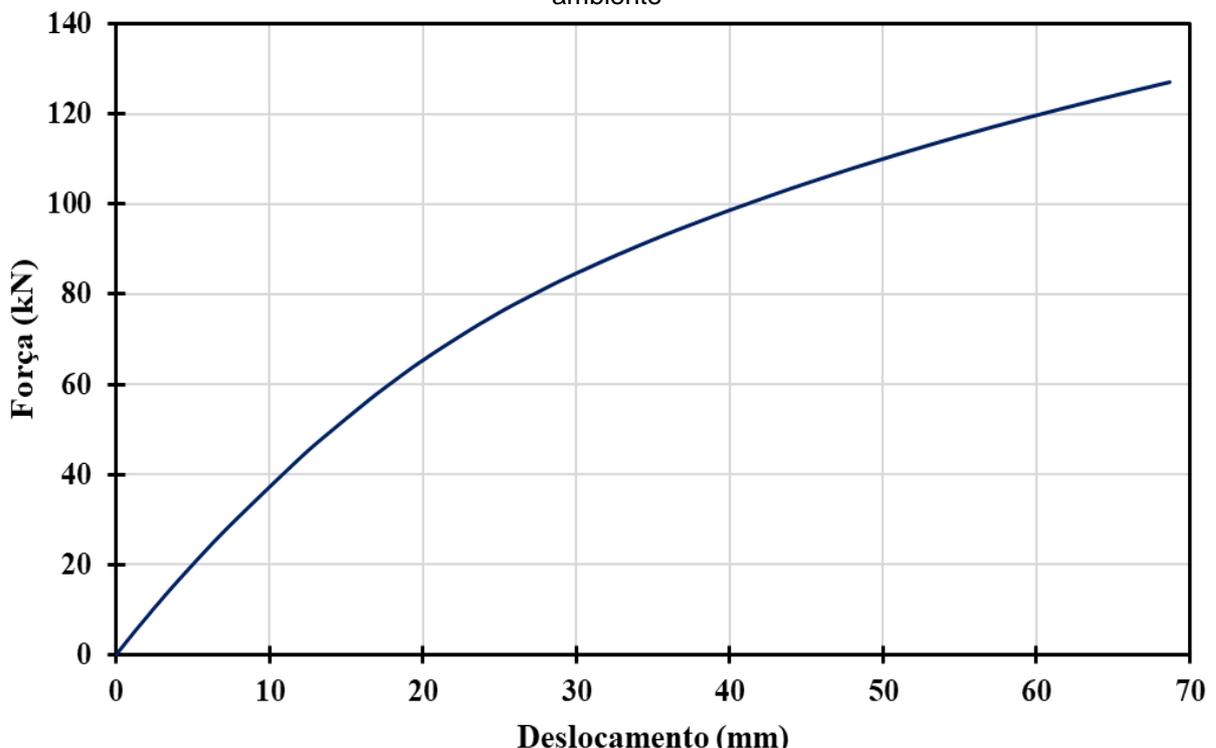
A placa de madeira compensada, que não estava presente na modelagem estrutural do item 3.2, tem função de proteção térmica e, desta forma, as propriedades atribuídas ao elemento visam à menor interferência possível no comportamento estrutural da viga, adotando-se um modelo de material linear elástico isotrópico com

módulo de elasticidade valendo 50% do módulo de elasticidade da direção longitudinal da viga de madeira.

A malha de elementos finitos da placa de proteção térmica foi constituída por elementos do tipo C3D8R com forma hexaédrica e tamanho aproximado de 15 mm, conferindo 1.680 elementos finitos. O modelo numérico conteve ainda 40.320 elementos C3D8R na laje de concreto, 896 elementos C3D8R no suporte posicionado no apoio, 1.280 elementos C3D8R no suporte de aplicação de carregamento, 47.040 elementos do tipo C3D8 na viga de madeira e 30 elementos do tipo B31 em cada conector de cisalhamento. No total, o modelo numérico foi formado por 95.996 elementos finitos e 115.320 nós.

A Figura 4.23 apresenta o comportamento da curva de *força aplicada versus deslocamento vertical no meio do vão* obtida através da simulação numérica. A força de ruptura alcançada pelo modelo numérico foi igual a 127,10 kN, com deslocamento vertical máximo no meio do vão igual a 68,71 mm.

Figura 4.23 – Curva numérica de *força versus deslocamento vertical no meio vão* para temperatura ambiente



Fonte: o autor

#### 4.4.2 Simulação numérica em situação de incêndio

A simulação numérica da viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio seguiu os mesmos passos adotados na simulação numérica da viga de

madeira em situação de incêndio apresentada no item 4.3 deste texto. A simulação foi dividida em duas etapas, consistindo a primeira etapa em uma modelagem térmica e a segunda etapa em uma modelagem estrutural, em que são utilizadas as temperaturas nodais obtidas na primeira modelagem como dados de entrada.

#### **4.4.2.1 Modelagem térmica tridimensional**

Na simulação térmica tridimensional foram aplicados os carregamentos térmicos à viga mista de madeira e concreto. Nas regiões submetidas ao incêndio foram consideradas trocas de calor por meio da radiação e da convecção, adotando-se os valores de emissividade e troca de calor por convecção indicados pelo EN 1991-1-2:2002, apresentados no tópico 4.1 deste texto. Para a região que permanece em temperatura ambiente foi considerada a troca de calor por convecção, com valor do coeficiente de troca de calor por convecção igual ao proposto pelo EN 1991-1-2:2002, apresentado no tópico 4.1 deste texto.

Para a malha de elementos finitos da viga de madeira foram utilizados elementos lineares do tipo DC3D8 com comprimento de aproximadamente 12 mm e seção transversal de 7 x 12 mm<sup>2</sup>, com exceção dos 70 mm inferiores da viga, onde se adotou seção transversal de 7 x 7 mm<sup>2</sup> para melhor representação dos efeitos de arredondamento das quinas inferiores. Desta forma, a viga de madeira dispunha de 83.520 elementos DC3D8.

Na malha de elementos finitos da laje de concreto foram empregados elementos do tipo DC3D8 com dimensão global de aproximadamente 15 mm, gerando 23.970 elementos finitos. Para as chapas de madeira compensada foram utilizados elementos do tipo DC3D8 com dimensão global de aproximadamente 7 mm, fornecendo 20.631 elementos finitos para cada placa de proteção térmica.

Para os apoios e para a placa de distribuição de força também foram empregados os elementos do tipo DC3D8, no entanto, os elementos tiveram forma aproximadamente cúbica com dimensão dos lados iguais a 25 mm, totalizando 504 elementos finitos no apoio e 714 elementos finitos na placa de distribuição de carregamento. Nos conectores de cisalhamento foram utilizados elementos finitos do tipo DC1D2 com tamanho aproximado de 5 mm, totalizando, desta forma, 30 elementos para cada conector metálico. Ao todo, o modelo foi composto por 153.750 elementos finitos e 185.180 nós.

Com relação às variações das propriedades térmicas da madeira, do aço e do concreto, os valores utilizados nesta simulação já foram definidos na introdução deste tópico, estando os referidos valores ilustrados no item 4.2 e Anexo B desta dissertação.

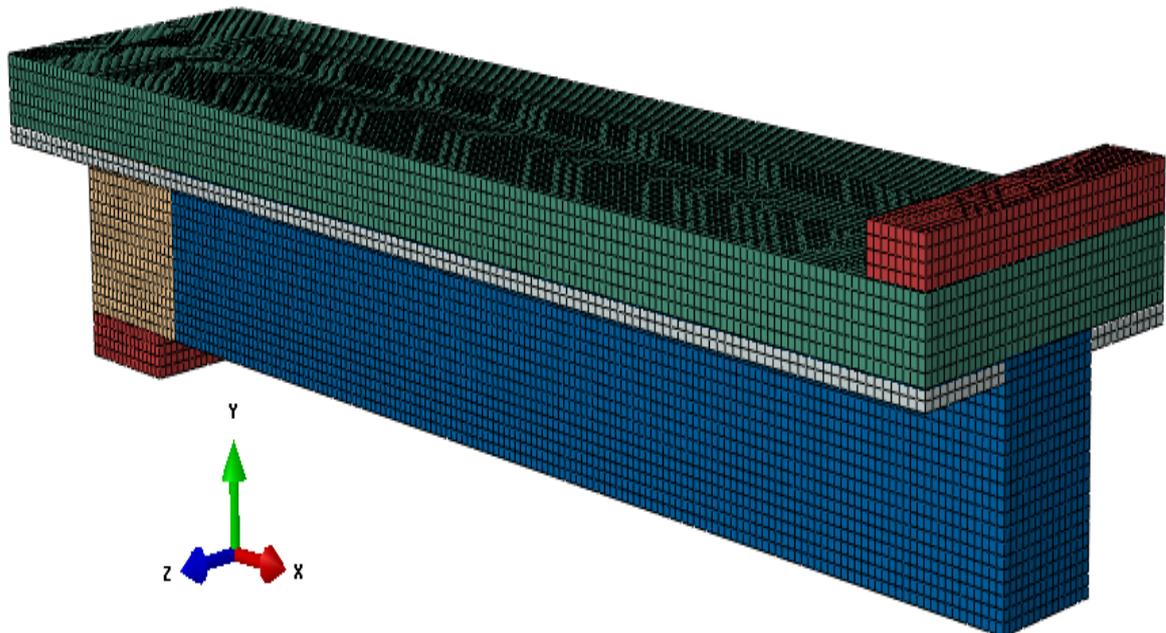
Com relação aos aspectos da análise numérica não linear, foi adotado no ABAQUS um procedimento do tipo transferência de calor, que emprega um critério de análise de convergência de fluxo de calor com tolerância igual a 0,005.

#### 4.4.2.2 Modelagem estrutural

##### a) Configuração do modelo e malhas de elementos finitos

Foi utilizada a mesma configuração de modelo empregada na simulação térmica, sendo composta pela viga mista de madeira e concreto conectadas por pinos metálicos posicionados na vertical e por placas destinadas a distribuição de tensões na região dos apoios e de aplicação de força. A configuração do modelo, bem como o sistema de coordenadas utilizado na simulação estrutural, é indicada na Figura 4.24.

Figura 4.24 – Configuração do modelo



Fonte: o autor

A malha de elementos finitos da simulação numérica termoestrutural foi constituída pelos mesmos elementos finitos utilizados na modelagem numérica em temperatura ambiente, sendo utilizada também as mesmas dimensões. Desta forma, o modelo termoestrutural foi composto por 48.656 elementos do tipo C3D8R, 47.040 elementos do tipo C3D8 e 300 elementos do tipo B31.

## **b) Carregamento e condições de contorno**

O carregamento pode ser dividido em duas parcelas: uma estrutural e outra térmica. A força externa foi aplicada por meio de uma pressão de 390.000 N/m<sup>2</sup> na placa de carregamento, o que corresponde a 30% do valor da força de ruptura da viga mista de madeira e concreto obtida através da simulação numérica em temperatura ambiente. O carregamento térmico foi transmitido ao modelo estrutural através da aba “*Predefined Fields*” existente no ABAQUS.

As condições de contorno foram referentes às restrições de deslocamentos. No apoio são aplicadas as restrições de translação nas direções X, Y e Z, enquanto no meio do vão são aplicadas as condições referentes a simetria, através da restrição de deslocamento na direção X.

## **c) Modelos constitutivos dos materiais**

As propriedades mecânicas dos materiais componentes do sistema, bem como as variações sofridas por essas propriedades, já foram especificadas no início deste tópico, e estão ilustradas no item 4.2 e Anexo B deste trabalho. Ressalta-se, entretanto, que para a madeira da viga próxima à região do apoio (cor bege na Figura 4.24) e para a madeira das placas de proteção térmica não foram consideradas as reduções do módulo de elasticidade e da resistência com a elevação da temperatura

## **d) Interação entre os materiais**

Permanecem válidas as considerações sobre as interações entre os materiais utilizadas na simulação numérica em temperatura ambiente.

## **e) Considerações sobre a análise numérica não linear**

O processamento do modelo termoestrutural foi composto por dois passos. No primeiro passo ocorreu a aplicação do carregamento mecânico de forma incremental, enquanto no segundo passo foi aplicado o carregamento térmico. Em ambos os passos foram adotados critério de análise de convergência de força com tolerância igual a 0,005.

No segundo passo é mantido o carregamento externo aplicado no primeiro passo em seu valor máximo, ou seja, 39 kN. A segunda etapa visa a variação da temperatura da estrutura, através da aplicação das temperaturas nodais adquiridas na simulação térmica, de forma que haja a modificação das propriedades mecânicas

dos materiais e, com isso, seja obtido o comportamento termoestructural do elemento em estudo.

#### f) Considerações sobre a ruptura do elemento estrutural

Foram utilizados três critérios para a determinação da ruptura do elemento estrutural em situação de incêndio. No primeiro critério a identificação do nível de carregamento correspondente à ruptura do elemento estrutural se fez com relação ao incremento em que não mais se obteve a convergência do modelo numérico.

O segundo e o terceiro critérios são referentes às especificações estabelecidas pela ISO 834 (1999) para a análise experimental de elementos estruturais em situação de incêndio. No segundo critério foi estabelecida uma deflexão limite dada pela equação 4.1. O terceiro critério estabelece uma taxa de deflexão limite, dada pela equação 4.2, que é aplicada desde que o deslocamento vertical ultrapasse  $L/30$ , onde  $L$  é o comprimento do vão em mm.

$$D = \frac{L^2}{400.d} \quad (\text{Eq 4.1})$$

$$\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000.d} \quad (\text{Eq 4.2})$$

Nas equações 4.1 e 4.2  $D$  é a deflexão limite em mm,  $\frac{dD}{dt}$  é a taxa de deflexão limite em mm/min, e  $d$  é a distância em mm entre a fibra mais externa da zona de compressão e a fibra mais externa da zona de tração.

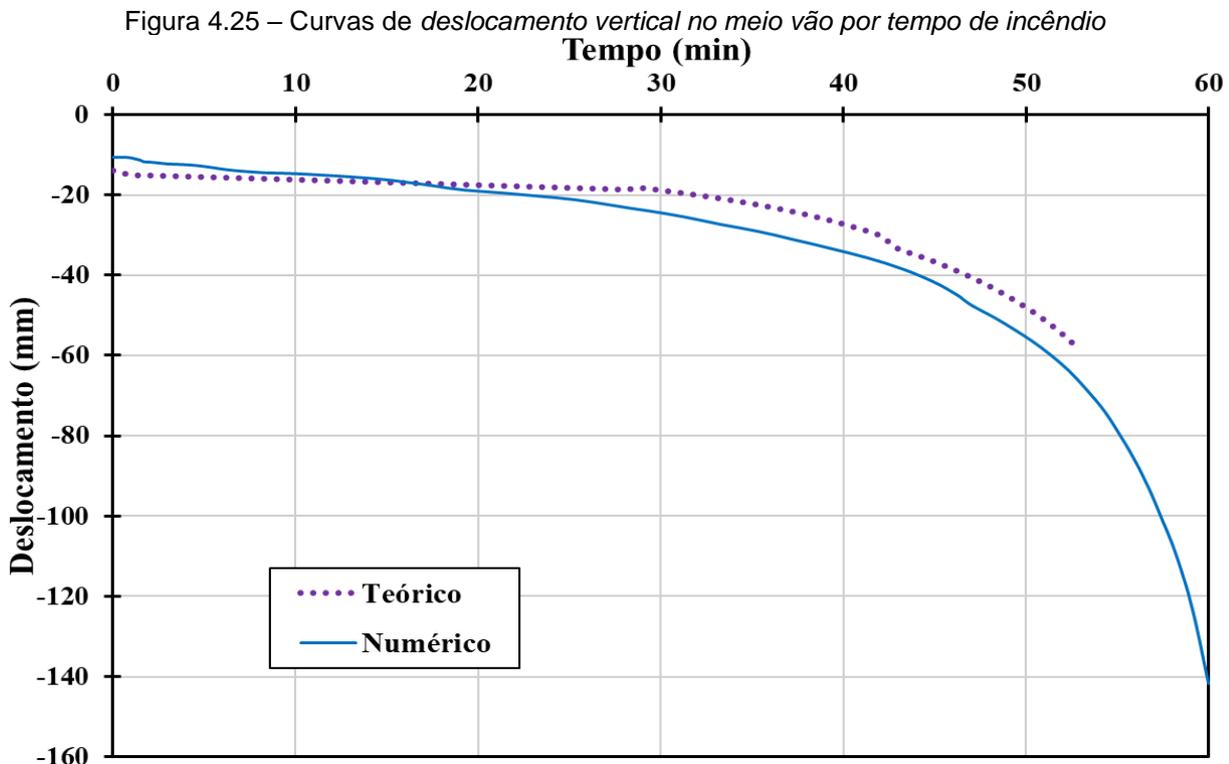
### 4.4.3 Resultados e Discussões

#### 4.4.3.1 Validação do modelo

Na Figura 4.25 são apresentadas as curvas de deslocamento vertical no meio do vão em função do tempo de incêndio obtidas neste trabalho por meio do modelo numérico desenvolvido através do ABAQUS e por meio do modelo analítico proposto por Frangi, Knobloch e Fontana (2010).

De acordo com o modelo teórico, a aplicação de uma força concentrada no meio do vão com valor igual a 39 kN gera na viga mista de madeira e concreto, quando em temperatura ambiente, um deslocamento vertical igual a 14,03 mm. É possível observar na Figura 4.25 que os deslocamentos verticais no meio do vão crescem lentamente até os 30 minutos de incêndio, quando é observado uma deflexão igual a

18,92 mm, ou seja, após 30 minutos de incêndio a flecha no meio do vão aumentou apenas 4,89 mm.



Fonte: o autor

Após os 30 minutos de incêndio, o modelo teórico indica um aumento mais rápido dos deslocamentos verticais no meio do vão. A ruptura da viga mista de madeira e concreto analisada ocorre, de acordo com o modelo teórico, após ser submetida à curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999) durante 53 minutos, momento este que a viga apresenta deslocamento vertical no meio do vão igual a 58,80 mm.

O modelo numérico apresentou um deslocamento vertical igual a 10,61 mm para uma força aplicada no meio do vão com valor igual a 39 kN antes do início do incêndio. Após 30 minutos de incêndio a flecha no meio do vão aumentou 18,69 mm em relação ao deslocamento vertical inicial, atingindo, desta forma, uma deflexão igual a 29,30 mm.

O critério de deflexão limite indicada pela ISO 834 (1999) estabelece um valor máximo igual a 117 mm, sendo o referido valor atingido após 58 minutos de exposição ao incêndio-padrão. De acordo com a ISO 834 (1999), o critério da taxa de deflexão normalmente é analisado quando o deslocamento vertical supera a relação  $L/30$ , que para o caso em análise resulta igual a 133 mm. No entanto, foi constatada taxa de

deflexão igual a 7,10 mm/min aos 55 minutos de incêndio, sendo este valor superior a taxa de deflexão limite que, para o elemento estrutural em estudo, resultou igual a 5,23 mm/min. Desta forma, adota-se para a viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio o tempo de ruptura, obtido numericamente, igual a 55 minutos.

Pela Figura 4.25 foi possível constatar boa correlação entre as curvas teórica e numérica. No instante inicial o deslocamento vertical obtido numericamente resultou 3,42 mm inferior ao deslocamento vertical obtido através do modelo teórico, o que representou uma diferença relativa igual a -24%. Aos 30 minutos de incêndio a diferença entre o deslocamento vertical numérico e teórico resultou igual a 10,38 mm, o que representou uma diferença relativa igual a 55%. A diferença relativa obtida para os 30 minutos de incêndio pode ser considerada grande, no entanto, deve-se destacar a pequena magnitude dos valores, o que eleva a diferença relativa, bem como deve-se notar que a diferença absoluta é bastante pequena ao se analisar uma viga com vão igual a 4,0 metros de comprimento.

A diferença entre os deslocamentos verticais obtidos numericamente e por meio do modelo teórico para os 53 minutos de incêndio resultou igual a 8,08 mm, representando uma diferença relativa igual a 13%. O tempo previsto de ruptura do elemento estrutural calculado através do modelo numérico é 2 minutos superior ao calculado através do modelo teórico. Assim, o tempo de ruptura numérico foi 3% superior ao tempo de ruptura teórico.

Desta forma, a representação de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio através do modelo numérico elaborado no ABAQUS foi considerada satisfatória, sendo possível obter, em comparação ao modelo analítico, pequenas diferenças absolutas quanto ao aumento da flecha no meio do vão, bem como prever com boa aproximação o tempo de ruptura do elemento estrutural.

A partir da estratégia de modelagem numérica elaborada no código computacional ABAQUS são apresentadas a seguir algumas análises quanto ao comportamento do elemento estrutural em situação de incêndio. Foram realizados também estudos paramétricos com relação a influência do carregamento e da placa de proteção térmica do concreto no comportamento termomecânico do sistema.

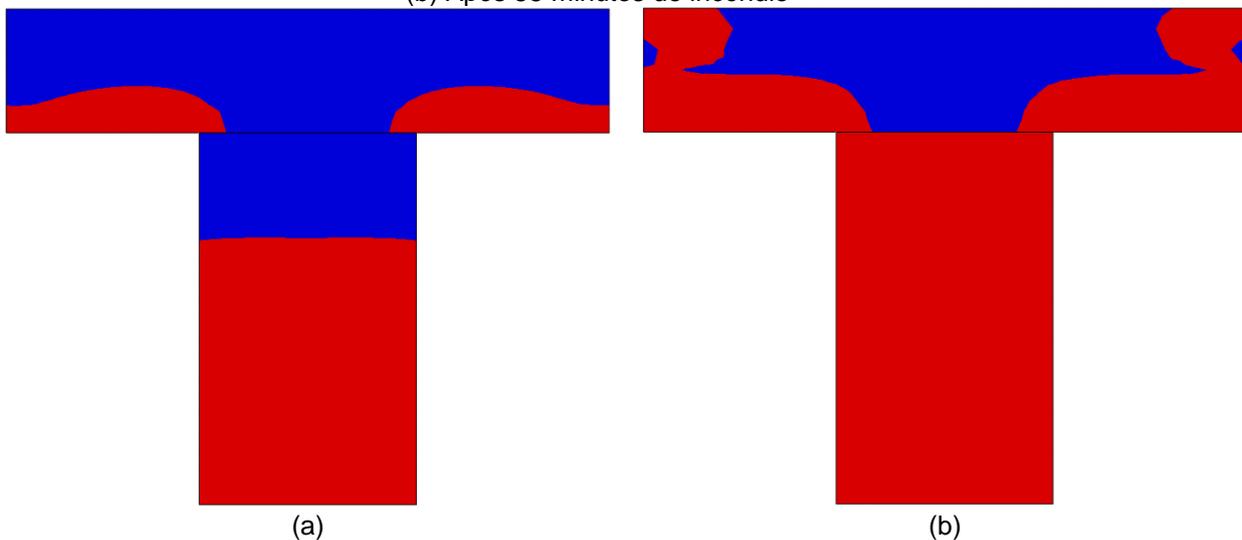
#### **4.4.3.2 Análises termomecânicas do elemento misto modelado**

Na Figura 4.26 são apresentadas as tensões normais na seção transversal do meio do vão antes do início do incêndio e após 55 minutos de exposição às

temperaturas elevadas, sendo a cor azul indicativo de tensões de compressão, enquanto a cor vermelha indica tensões de tração.

Por meio da Figura 4.26 foi possível constatar a mudança da posição da linha neutra da seção transversal. Previamente a ocorrência da situação de incêndio a linha neutra da seção transversal encontrava-se a, aproximadamente, 17 cm da face inferior do elemento estrutural, estando boa parte da madeira resistindo aos esforços de tração, enquanto o concreto e a região superior da viga de madeira resistiam aos esforços de compressão.

Figura 4.26 – Tensões normais na seção longitudinal do meio do vão: (a) Antes do início do incêndio; (b) Após 55 minutos de incêndio



Fonte: o autor

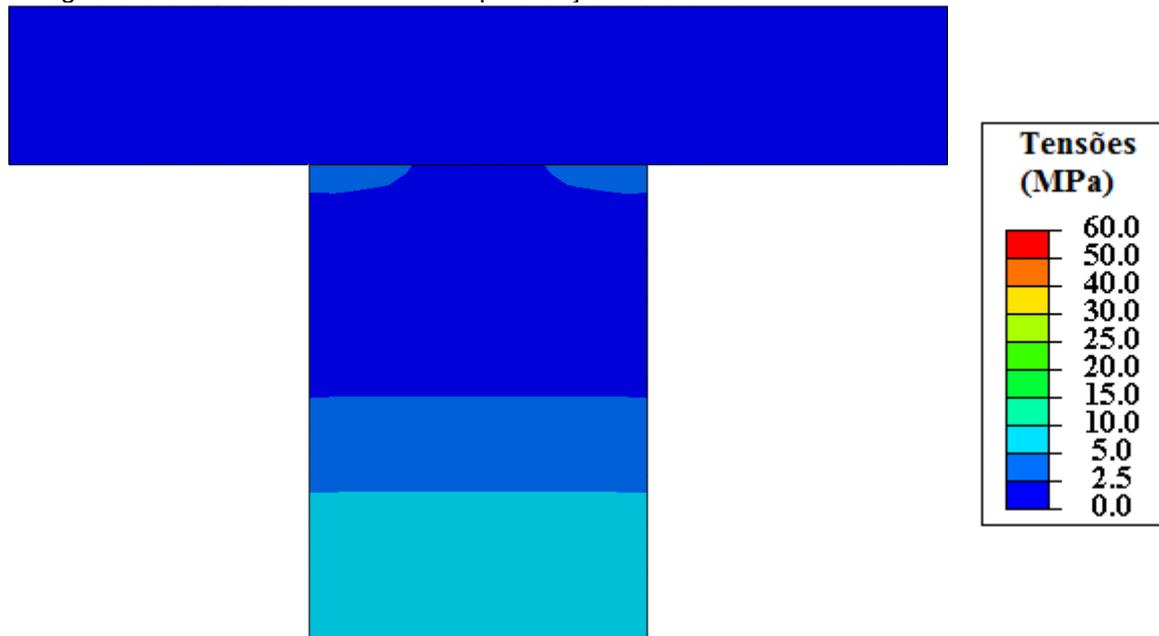
Com a ocorrência do incêndio a madeira carboniza e o avanço da frente de carbonização representa a redução da seção transversal resistente. Desta forma, a linha neutra da seção transversal se deslocou para a interface entre a madeira e o concreto, fazendo com que toda a seção transversal de madeira passasse a resistir aos esforços de tração, enquanto o concreto resiste essencialmente aos esforços de compressão.

As Figuras 4.27 e 4.28 apresentam os estados de tensões na seção transversal do meio do vão antes da ocorrência do incêndio e após 55 minutos de exposição às temperaturas elevadas. Na Figura 4.28 encontra-se ainda destacada, através de uma linha tracejada vermelha, a área de madeira carbonizada, ou seja, com temperaturas superiores a 300°C.

Por meio da Figura 4.27 foi possível observar que o carregamento aplicado anteriormente à situação de incêndio provocou maiores tensões na região inferior da

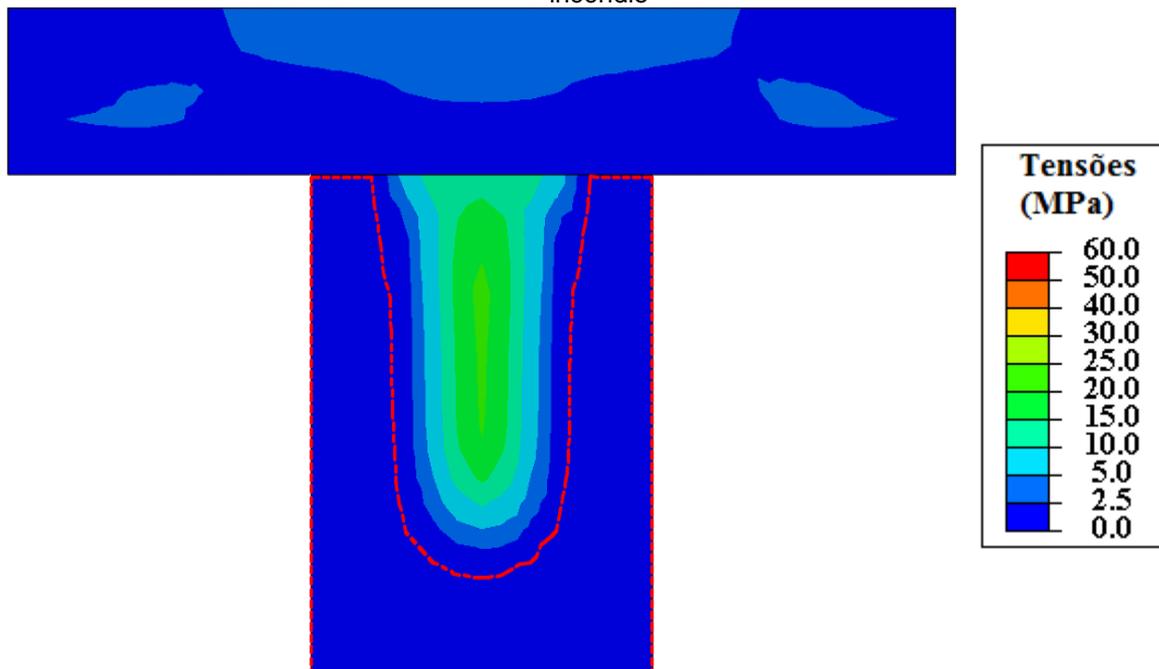
viga de madeira, com valores na faixa entre 5,0 e 10,0 MPa, enquanto a laje de concreto apresentou tensões menores, atingindo até 2,5 MPa. Apesar de a madeira ter apresentado as maiores tensões, os valores alcançados não foram suficientes para provocar a sua plastificação que, de acordo com o modelo constitutivo em temperatura ambiente adotado, ocorre para valores de tensões superiores a 16,05 MPa.

Figura 4.27 – Tensões de von Mises para seção transversal no meio do vão antes do incêndio



Fonte: o autor

Figura 4.28 – Tensões de von Mises para seção transversal no meio do vão após 55 minutos de incêndio

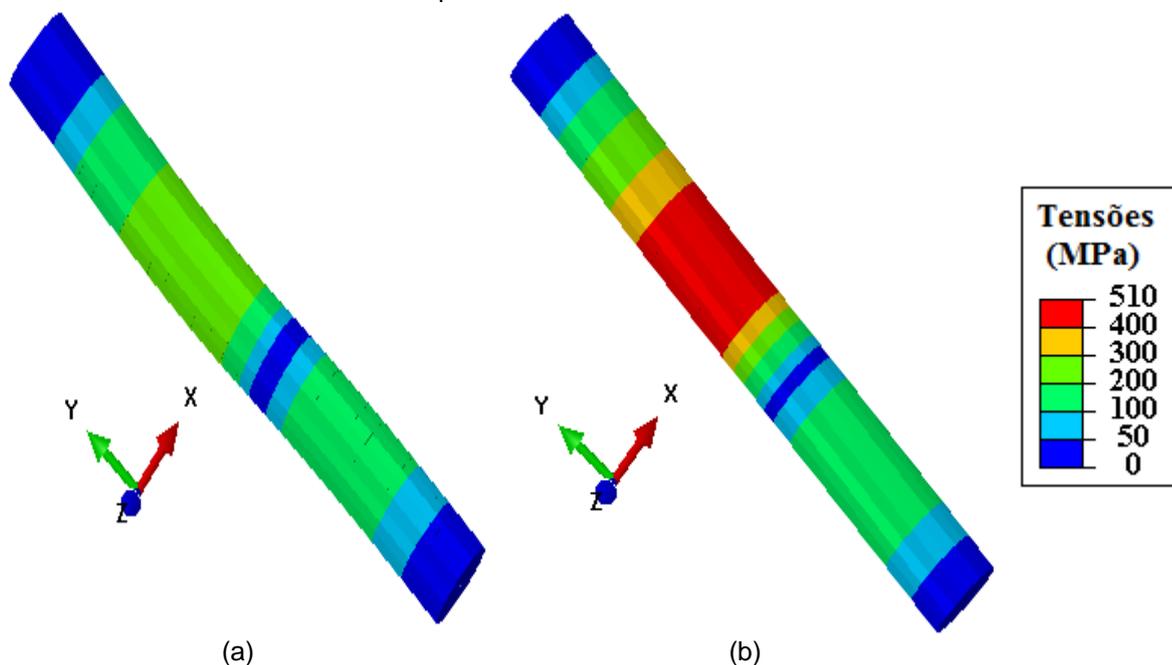


Fonte: o autor

Com a carbonização da madeira a área mais externa da seção transversal perde sua capacidade resistente (região interior à linha tracejada vermelha na Figura 4.28). Desta forma, foi verificado o crescimento dos valores das tensões na região mais interna da madeira, principalmente mais ao meio, onde a madeira ainda se encontra com temperaturas próximas a temperatura inicial. Na região central foram observadas tensões entre 20,0 e 25,0 MPa, sendo constatada, desta forma, a plastificação da madeira.

Na Figura 4.29 são apresentadas as tensões no conector de cisalhamento mais próximo ao apoio, antes do início do incêndio e após 55 minutos de incêndio. É possível observar que antes do incêndio a máxima tensão alcançada pelo pino metálico foi igual a 300 MPa. Após a simulação de 55 minutos de incêndio foi constatado o aumento das tensões no pino metálico, atingindo valores superiores a 500 MPa, indicando, desta forma, o início da plastificação do conector de cisalhamento.

Figura 4.29 – Tensões de von Mises no conector de cisalhamento (a) Antes do início do incêndio; (b) Após 55 minutos de incêndio



Fonte: o autor

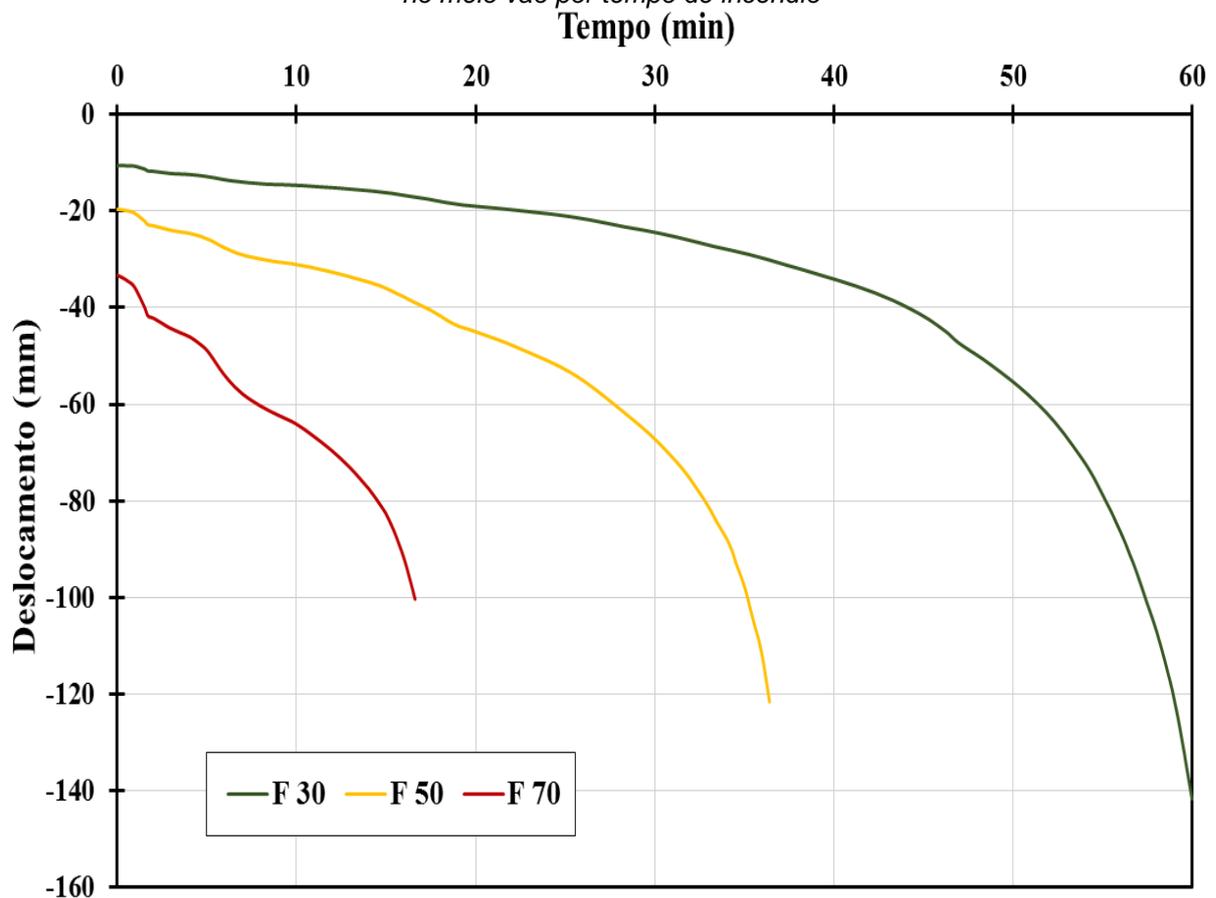
#### 4.4.3.3 Análise da influência do carregamento aplicado

Aproveitou-se do modelo numérico construído no ABAQUS para se analisar a influência do carregamento no comportamento termoestrutural da viga mista de madeira e concreto conectada por pinos metálicos posicionados na vertical. Para isto, foi realizada a simulação de 60 minutos de incêndio com carregamento aplicado no

meio do vão correspondente a 50% e a 70% da força de ruptura da viga mista em temperatura ambiente. A adoção desses níveis de carregamento no modelo numérico foi feita através da aplicação na placa de carregamento de uma pressão com valores iguais a 640.000 N/m<sup>2</sup> e a 890.000 N/m<sup>2</sup> para os 50% e os 70% da força de ruptura, respectivamente.

As curvas de deslocamento vertical no meio do vão em função do tempo de incêndio obtidas através da modelagem numérica são apresentadas na Figura 4.30, onde **F 30**, **F 50** e **F 70** indicam, respectivamente, as referidas curvas para os níveis de carregamento correspondentes a 30%, 50% e 70% da força de ruptura em temperatura ambiente.

Figura 4.30 – Análise da influência do carregamento nas curvas numéricas de *deslocamento vertical no meio vão por tempo de incêndio*



Fonte: o autor

O modelo numérico **F 50** apresentou convergência até os 36,41 minutos de incêndio, apresentando neste momento um deslocamento vertical no meio do vão igual a 121,57 mm. A deflexão vertical limite de 117 mm estabelecida pelo ISO 834 (1999) é alcançada após 36,22 minutos de incêndio, enquanto que o critério da taxa de deflexão limite recomendado pela mesma norma foi atingido após 32 minutos de

incêndio, ao ser constatada uma taxa de deflexão igual a 5,36 mm/min. Desta forma, o tempo de resistência ao fogo adotado nesta situação foi igual a 32 minutos.

O modelo numérico **F 70**, por sua vez, apresentou convergência até os 16,62 minutos de incêndio, apresentando neste momento um deslocamento vertical no meio do vão igual a 100,32 mm. Nesta situação foi possível constatar um crescimento mais rápido dos valores dos deslocamentos verticais no meio do vão, sendo que entre 1 e 2 minutos de incêndio foi observado um aumento de 6,40 mm no deslocamento vertical, o que representa um crescimento na deflexão mais rápido que o valor limite estabelecido pela ISO 834 (1999).

Desta forma, o comportamento termoestrutural da viga mista de madeira e concreto em análise não foi satisfatório para o caso em que é aplicado um carregamento correspondente a 70% da carga de ruptura do elemento estrutural em temperatura ambiente.

Em contrapartida, o elemento estrutural analisado ultrapassa os 30 minutos de resistência ao fogo quando submetido a um carregamento correspondente a 30% ou a 50% da força de ruptura em temperatura ambiente. Este tempo de incêndio é o requerido pela ABNT NBR 14432:2001 para, por exemplo, ocupações residenciais com até 12 metros de altura, serviços de hospedagem com até 6 metros de altura e para alguns casos de ocupação industrial com até 12 metros de altura.

#### **4.4.3.4 Análise da influência da proteção térmica da laje de concreto**

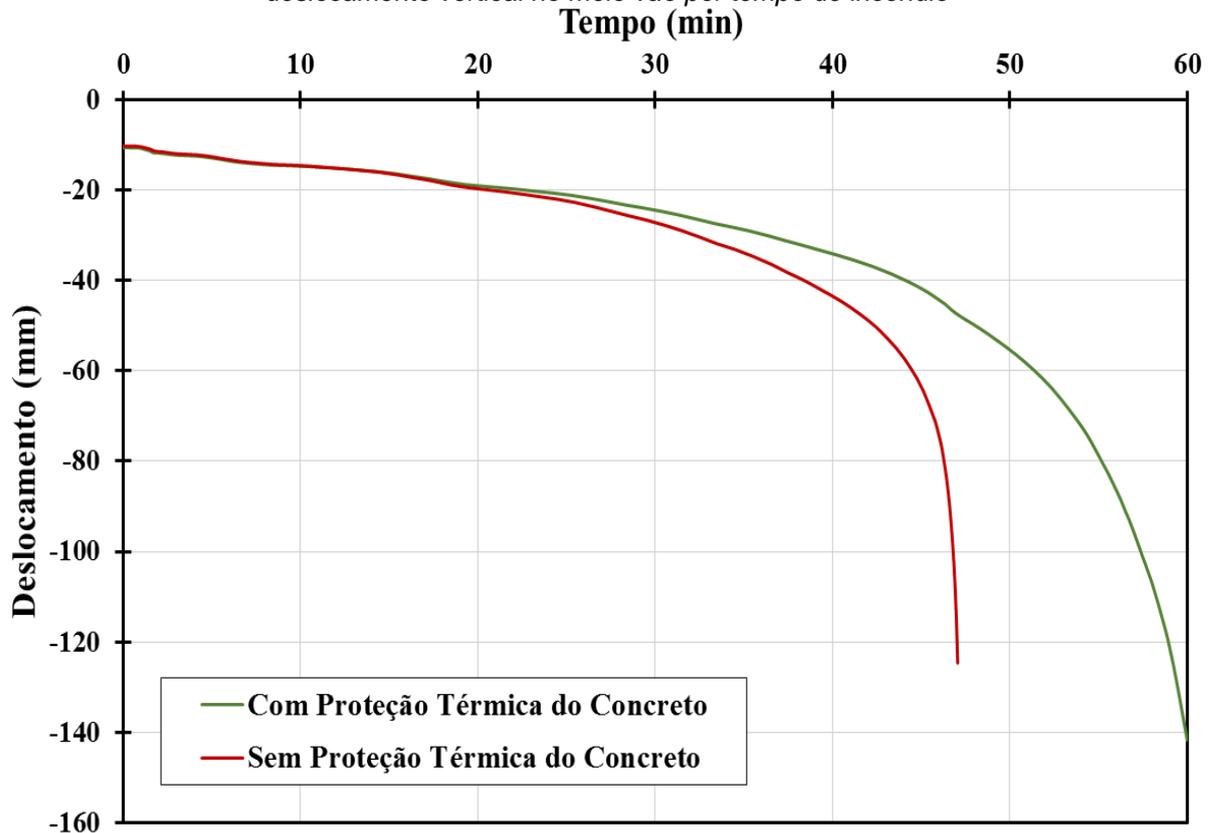
Uma última análise realizada neste trabalho foi referente a influência da proteção térmica do concreto no desempenho do elemento estrutural em situação de incêndio. Para isto foi feita uma simulação numérica termoestrutural sem a presença do compensado de madeira e com um nível de carregamento correspondente a 30% da força de ruptura da viga mista de madeira e concreto em temperatura ambiente. A curva de deslocamento vertical em função do tempo de incêndio obtida na modelagem numérica é representada pela linha em vermelho na Figura 4.31.

O modelo numérico sem proteção térmica do concreto apresentou convergência até o passo correspondente a 47,06 minutos de incêndio, obtendo-se neste ponto um deslocamento vertical no meio do vão igual a 124,61 mm. O deslocamento vertical limite de 117 mm é atingido aos 47 minutos de incêndio, enquanto a taxa de deflexão limite de 5,23 mm/min é ultrapassada após os 44 minutos

de incêndio. Portanto, foi assumido um tempo de resistência à ação da curva de incêndio-padrão da ISO 834 (1999) igual a 44 minutos.

Por meio da Figura 4.31 é possível observar que os deslocamentos verticais para os casos com e sem proteção térmica do concreto são bem semelhantes até os 30 minutos de incêndio. Depois deste ponto, os deslocamentos verticais no meio do vão para a viga mista de madeira e concreto sem proteção térmica crescem mais rapidamente, principalmente a partir dos 40 minutos de incêndio. O crescimento mais acelerado dos deslocamentos verticais governa a falha do elemento estrutural, sendo observada uma redução de 11 minutos no tempo de ruptura da viga em estudo quando comparada à situação em que é considerada a proteção térmica do concreto.

Figura 4.31 – Análise da influência da proteção térmica da laje de concreto nas curvas numéricas de deslocamento vertical no meio vão por tempo de incêndio



Fonte: o autor

## Capítulo 5

### Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

---

#### 5.1 Conclusões

Na presente pesquisa foi proposto o desenvolvimento de uma estratégia de modelagem numérica para o estudo de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Para tanto foi utilizado o programa computacional ABAQUS, o qual é baseado no método dos elementos finitos.

Em uma primeira etapa do estudo foram realizadas simulações estruturais em temperatura ambiente para uma viga de madeira e para uma viga mista de madeira e concreto conectada por pinos metálicos posicionados na vertical. Foi observado, considerando um modelo de material elastoplástico ortotrópico para a madeira, que a simulação numérica permitiu garantir boa previsão do comportamento do elemento estrutural, sendo constatada boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais no que diz respeito à estrutura em situação de serviço, bem como em estado limite último.

Na simulação estrutural da viga mista de madeira e concreto foram elaborados dois métodos de modelagem, diferindo um do outro pelo tipo de elemento finito utilizado na representação dos conectores de cisalhamento. A primeira técnica de modelagem, na qual foram empregados elementos finitos do tipo sólido, apresentou como vantagem a melhor representação das tensões no conector de cisalhamento. Por outro lado, a segunda modelagem, na qual foram empregados elementos finitos do tipo viga para a representação dos pinos metálicos, apresentou como vantagem tempo de processamento bem inferior ao da primeira modelagem.

Os comportamentos em serviço e em estado limite último apresentados pelas duas estratégias de modelagem foram bem próximos aos resultados experimentais. Desta forma, em função dos resultados satisfatórios em ambas as modelagens e pelo reduzido esforço computacional apresentado pela segunda simulação, optou-se, nas simulações das vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, pela representação dos conectores de cisalhamento por elementos finitos do tipo viga.

Após as calibrações dos parâmetros necessários à representação do comportamento estrutural dos elementos mistos de madeira e concreto, sucederam-se os estudos referentes ao desempenho dos elementos estruturais em situação de

incêndio. Para isto, foram realizadas simulações térmicas bidimensionais de seções transversais e simulações termoestruturais tridimensionais de elementos estruturais.

Na simulação térmica bidimensional de uma seção transversal mista de madeira e concreto foi encontrada boa correlação entre os resultados obtidos numericamente nesta pesquisa com resultados numéricos e experimentais obtidos por outros pesquisadores. Com isso, foi verificada a aplicabilidade do programa computacional ABAQUS nas análises térmicas de elementos estruturais mistos de madeira e concreto.

Outra modelagem térmica bidimensional foi realizada visando a calibração das propriedades térmicas da madeira, tendo como base as propriedades apresentadas pela norma europeia EN 1995-1-2:2004. A calibração da condutividade térmica forneceu boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, sendo observada diferença de temperatura entre as medições numéricas e experimentais da ordem de até 100°C e diferença relativa entre as medidas de carbonização inferiores a 10%. Essas diferenças foram julgadas satisfatórias, principalmente em consequência das simplificações empregadas no modelo térmico, de forma que é possível proceder a aplicação das propriedades térmicas calibradas nas simulações termoestruturais.

Houve a necessidade também de calibração da variação das propriedades mecânicas da madeira em função da variação da temperatura, sendo isto feito através da modelagem termoestrutural tridimensional de uma viga de madeira submetida à curva de incêndio-padrão. Assim como feito para os elementos de madeira em temperatura ambiente, adotou-se um modelo de material elastoplástico ortotrópico para a madeira submetida à ação térmica.

Através da calibração dos fatores de redução das propriedades mecânicas da madeira, a curva de deslocamentos verticais no meio do vão em função do tempo de incêndio obtida numericamente apresentou valores bem próximos aos da análise experimental utilizada como base. Foram encontradas diferenças relativas de até 21,5%, que foram julgadas satisfatórias. Destacou-se também que a máxima diferença absoluta medida foi de 8,5 mm, que representa uma pequena variação quando se considera a análise de uma viga com comprimento do vão igual a 5,10 m.

A simulação numérica da viga de madeira também permitiu analisar a distribuição de tensões ao longo do elemento estrutural. Observou-se que em uma seção transversal o avanço do incêndio provocou o aumento das tensões nas regiões

mais ao interior da seção. Esse comportamento foi consequência da redução da seção transversal da madeira devido ao avanço da carbonização.

Na sequência da pesquisa foram utilizadas as propriedades térmicas e mecânicas calibradas para a madeira da espécie *Pinus oocarpa* no estudo do comportamento termoestructural das vigas mistas de madeira e concreto conectadas por pinos metálicos posicionados na vertical.

A validação do modelo numérico elaborado no ABAQUS foi feita a partir da comparação da curva de deslocamentos verticais no meio do vão em função do tempo de incêndio obtida da simulação termoestructural e do modelo analítico presente na literatura. Foi constatada boa concordância entre as referidas curvas, obtendo-se pequenas diferenças absolutas quanto ao aumento da flecha no meio do vão, assim como foi possível prever com boa aproximação o tempo de ruptura do elemento estrutural.

A análise das tensões no modelo numérico elaborado permitiu observar a mudança da posição da linha neutra com o avanço do incêndio, como também a elevação dos valores de tensões na região mais interna da madeira. Esses fatos foram atribuídos à redução da seção transversal resistente da madeira devido a sua carbonização. Foi verificado também através do modelo numérico o aumento das tensões nos conectores de cisalhamento.

A partir do modelo numérico elaborado foi possível analisar a influência do nível de carregamento aplicado à viga no seu comportamento termoestructural. Para isso, foram efetuadas simulações numéricas com carregamentos correspondentes a 30%, 50% e 70% da força de ruptura em temperatura ambiente obtida numericamente.

Percebeu-se que a elevação do carregamento aplicado provocou a redução do tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural, e que a ruptura dos elementos simulados ocorreu pelo rápido aumento dos deslocamentos verticais no meio do vão. Para o nível de carregamento de 30% foi encontrado um tempo de resistência ao fogo igual a 55 minutos, sendo este valor reduzido para 32 minutos quando aplicado o nível de carregamento de 50%. O desempenho do elemento estrutural estudado não foi considerado satisfatório para o nível de carregamento igual a 70%, visto que a taxa de deflexão se mostrou elevada nos momentos iniciais do incêndio.

Por meio das simulações numéricas também foi possível analisar a influência da proteção térmica do concreto, mediante a utilização da placa de compensado de madeira, no comportamento termoestructural da viga mista de madeira e concreto. Foi

constatado um comportamento semelhante da curva de deslocamentos verticais em função do tempo até os 30 minutos de incêndio. Após este ponto, os deslocamentos verticais cresceram mais rapidamente no modelo sem proteção térmica. Para o caso em estudo constatou-se que a ausência da proteção térmica provocou uma redução de 11 minutos no tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Foi constatada a escassez de dados referentes às espécies de madeira brasileira em situação de incêndio, havendo poucos dados com relação as variações das suas propriedades mecânicas com a temperatura, como também, principalmente, relacionadas à variação das propriedades térmicas da madeira em função da temperatura e da taxa de carbonização. Desta forma, recomenda-se uma maior investigação experimental quanto a estes temas para as diferentes espécies de madeira cultivadas no solo brasileiro.

Propõe-se também investigações experimentais em elementos estruturais mistos de madeira e concreto, sejam essas vigas ou lajes. Por meio das investigações experimentais pode se constatar na prática alguns aspectos observados no modelo numérico, como também suceder a uma nova validação do modelo numérico, reparando-se na necessidade de incorporação de novos fatores que ainda não foram considerados.

Para o caso da análise dos pisos mistos de madeira e concreto pode-se avaliar de que forma a disposição das vigas de madeira interferem no comportamento termoestrutural do elemento estrutural. Isso pode ser feito por meio da variação do espaçamento das vigas de madeira, adotando-se, por exemplo, vigas justapostas lateralmente ou fazendo a disposição em viga "T", com as vigas de madeira respeitando um determinado espaçamento entre elas.

Por fim, recomenda-se também a avaliação da influência dos conectores de cisalhamento no comportamento termoestrutural dos pisos mistos de madeira e concreto. Pode ser feito um estudo tanto numérico quanto experimental avaliando-se o espaçamento dos conectores de cisalhamento e o tipo de ligação, empregando-se, por exemplo, pinos metálicos inclinados, entalhes, placas metálicas.

## Referências

- ABAQUS. Software Documentation. Version 6.14 by Simulia. 2014.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E 119**: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. Washington, 2000.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice n. 78 – Structural Fire Protection**. New York, 1972.
- Anderberg, Y. Armeringsståls mekaniska egenskaper vid höga temperaturer. (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 61; Vol. Bulletin 61). Lund Institute of Technology, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Revisão NBR 7190**: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 2013.
- AUSTRALIAN STANDARD. **AS 1720.4**: Timber structures - Part 4: Fire-resistance of structural timber members. Sidney, 1990.
- BALLARIN, A. W.; NOGUEIRA, M. Caracterização elástica da madeira de *Eucalyptus citriodora*. **Cerne**, Lavras, v. 9, n. 1, p.66-80, 2003.
- BRANCO, J. M. G. **Comportamento das ligações tipo cavilha em estruturas mistas madeira-betão**. 2003. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, 2003.
- BUCHANAN, A. H. Mechanical Properties of Wood Exposed to Fires. In: CONFERENCE IN TIMBER ENGINEERING, 5., 1998, Montreux. **Proceedings...** Montreux: [S. n.], 1998. P. 238-245.
- BUCHANAN, A. H. **Structural design for fire safety**. New York: Wiley, 2002.
- CACHIM, P. B.; FRANSSSEN, J. M. Comparison between the charring rate model and the conductive model of Eurocode 5. **Fire and Materials**, v. 33, n. 3, p.129-143, 2009.

- CALIL JUNIOR, C.; DIAS, A. A.; GÓES, J. L. N. de; CHEUNG, A. B.; STAMATO, G. C.; PIGOZZO, J. C.; OKIMOTO, F. S.; LOGSDON, N. B.; BRAZOLIN, S.; LANA, E. L. **Manual de projeto e construção de pontes de madeira**. São Carlos: Suprema, 2006.
- CECCOTTI, A. T. **Timber-concrete composite structure**. In Timber Engineering, STEP 2, Almere, Centrum Hout, E13, p. E13/1-E13/12, 1995.
- CHAN, Y. N.; PENG, G. F.; ANSON, M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures. **Cement and Concrete Composites**, v. 21, n. 1, p.23-27, 1999.
- CHANG, Y. F.; CHEN, Y. H.; SHEU, M. S.; YAO, G. C. Residual stress–strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 36, n. 10, p.1999-2005, 2006.
- DAGENAIS, C.; Ranger (OSBORNE), L.; CUERRIER-AUCLAIR, S. Understanding fire performance of wood-concrete composite floor systems. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 14., 2016, Viena. **Proceedings...** Viena: WCTE, 2016. p. 1 - 9.
- DEAM, B. L.; FRAGIACOMO, M.; BUCHANAN, A. H. Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. **Materials and Structures**, v. 41, n. 3, p.495-507, 2007.
- DIAS, A.; SKINNER, J.; CREWS, K.; TANNERT, T. Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction. **European Journal of Wood and Wood Products**, v. 74, n. 3, p. 443-451, 2015.
- DIAS, A. M. P. G.; VAN DE KUILEN, J. W.; LOPES, S.; CRUZ, H. A non-linear 3D FEM model to simulate timber–concrete joints. **Advances in Engineering Software**, v. 38, n. 8-9, p.522-530, 2007.
- DIAS, A.M.P.G. **Mechanical behaviour of timber-concrete joints**. 2005. 303 f. Tese (Doutorado) – Course of Civil Engineering, Delf University Of Technology, Tu Delf, 2005.
- DU, H.; HU, X.; ZHANG, B.; MINLI, Y. Numerical simulation on behaviour of timber-concrete composite beams in fire. **IOP Conference Series: Earth and Environmental Science**, v. 81, p.012148-012152, 2017.
- ELGHAZOULI, A. Y.; CASHELL, K. A.; IZZUDDIN, B. A. Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 6, p.909-919, 2009.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN-1991-1-2**: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. Bruxelas, 2002.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Bruxelas, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN-1995-1-1**: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1995-1-2**: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 338**: Structural timber - Strength classes. Bruxelas, 2009.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Code-type models for concrete behaviour**: Background of MC2010. Bulletin 70. Lausanne, 2013.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Fire design of concrete structures**: materials, structures and modelling. Bulletin 46. Lausanne, 2007.

FERNANDES, F. P. D.; FÉLIX, E. F.; MUNAIAR NETO, J.; CARRAZEDO, R. ANALYSIS OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAMS THROUGH FEM MODEL. **Proceedings of The XXXVIII Iberian Latin American Congress on Computational Methods In Engineering**, Florianópolis, p.1-16, 2017. ABMEC Brazilian Association of Computational Methods in Engineering.

FIGUEROA, M. J. M. **Coeficientes de modificação das propriedades mecânicas da madeira devidos à temperatura**. 2012. 259 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.

FIGUEROA, M. J. **Influência da temperatura sobre a resistência mecânica do Paricá**. 2008. 112 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

FIGUEROA, M. J. M.; MORAES, P. D. de. Comportamento de Madeira a Temperaturas Elevadas. **Ambiente Construído**, v. 9, n. 4, p.157-74174, 2009.

FIGUEROA, M. J. M.; MORAES, P. D. de. Temperature reduction factor for compressive strength parallel to the grain. **Fire Safety Journal**, v. 83, p.99-104, 2016.

FIGUEROA, M. J. M.; MORAES, P. D. de; MAESTRI, F. A. Temperature and moisture content effects on compressive strength parallel to the grain of paricá. **Ambiente Construído**, v. 15, n. 1, p.17-27, 2015.

FLORES, E. S.; RIOSECO, C. A.; MATAMAL, A. V. Calibración del modelo de Hill modificado para el Pino Radiata cileno en conexiones de cizalle doble sometidas a compresión paralela. In: JORNADAS CHILENAS DE ESTRUCTURAS DE MADERA, 2., 2007, Santiago. **Proceedings...** Santiago: [s.n.], 2007. p. 1 - 5. CD-ROM.

FONTANA, M.; FRANGI, A. Fire Behaviour of Timber-Concrete Composite Slabs. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FIRE SAFETY SCIENCE, 6., 1999, Marne-la-vallée. **Proceedings...** Marne-la-vallée: [s.n.], 1999. p. 891 - 902.

- FRANGI, A.; FONTANA, M. Charring rates and temperature profiles of wood sections. **Fire and Materials**, v. 27, n. 2, p.91-102, 2003.
- FRANGI, A.; KNOBLOCH, M.; FONTANA, M. Fire Design of Timber-Concrete Composite Slabs with Screwed Connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 136, n. 2, p. 219-228, 2010.
- GERHARDS, C. C. Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of wood: an analysis of immediate effects. **Wood and Fiber Science**, Monona, v. 14, n. 1, p.4-36, 1982.
- HOLSCHEMACHER, K.; KLOTZ, S.; WEIBE, D. Application of steel fibre reinforced concrete for timber-concrete composite constructions. *Lacer*, n. 7, pp. 161-170, 2002.
- HUSEM, M. The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete. **Fire Safety Journal**, v. 41, n. 2, p.155-163, 2006.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION OF STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements. Genebra: ISO, 1999.
- JANSSENS, M. L. Modeling of the thermal degradation of structural wood members exposed to fire. **Fire and Materials**, v. 28, n. 24, p.199-207, 2004.
- KHORSANDNIA, N.; VALIPOUR, H. R.; CREWS, K. Finite element modelling of timber-concrete composite beams under short-term loading. In: EUROPEAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN APPLIED SCIENCES AND ENGINEERING, 6., 2012, Viena. **Proceedings...** Viena: Eccomas, 2012. p. 1 - 9.
- KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in Structural Engineering And Materials**, v. 2, n. 4, p.429-447, 2000.
- KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas**. 2010. 237 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- KLIPPEL, M.; BOCCADORO, L; KLINGSCH, E.; FRANGI, A. Fire tests on timber-concrete composite slabs using beech laminated veneer lumber. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 14., 2016, Viena. **Proceedings...** Viena: WCTE, 2016. p. 1 - 8.
- KNAACK, A.; KURAMA, Y.; KIRKNER, D. Stress-strain relationships for concrete at elevated temperatures. In: STRUCTURES CONGRESS 2009: DON'T MESS WITH STRUCTURAL ENGINEERS: EXPANDING OUR ROLE, 1., 2009, Austin. **Proceedings...** Austin: ASCE, 2009. p. 660 - 669.
- KODUR, V. Properties of Concrete at Elevated Temperatures. **ISRN Civil Engineering**, v. 2014, p.1-15, 2014.

- LI, M.; QIAN, C.; SUN, W. Mechanical properties of high-strength concrete after fire. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 6, p.1001-1005, 2004.
- LIMA, R. C. A. de. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 241 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- MA, Q.; GUO, R.; ZHAO, Z.; LIN, Z.; HE, K. Mechanical properties of concrete at high temperature—A review. **Construction and Building Materials**, v. 93, p.371-383, 2015.
- MANRÍQUEZ, M. J.; MORAES, P. de. Influence of the temperature on the compression strength parallel to grain of Paricá. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 1, p.99-104, 2010.
- MARTINS, G. C. A.; MUNAIAR NETO, J.; CALIL JUNIOR, C. The charring rate of glulam beams of Brazilian wood species. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 14., 2016, Viena. **Proceedings...** Viena: WCTE, 2016. p. 1 - 8.
- MARTINS, G. C. A. **Análise Numérica e Experimental de vigas de Madeira Laminada Colada em Situação de Incêndio**. 2016. 177 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- MINDESS, S.; YOUNG, J. F.; DARWIN, D. **Concrete**. [S.l.]: Pearson Prentice Hall, 2003.
- MIOTTO, J. L. **Estruturas mistas de madeira-concreto: avaliação das vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro**. 2009. 357 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- MOLINA, J. C.; MARTINS, G. C. A.; ROCHA, F. M.; ALMEIDA, S. J. C.; KIMURA, É. F. A.; MUNAIAR NETO, J.; CALIL JUNIOR, C. Avaliação numérico-experimental de um elemento misto de madeira e concreto em situação de incêndio. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 14., 2014, Natal. **Anais...** Natal: EBRAMEM, 2014. p. 1 - 11.
- MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Avaliação do comportamento vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 15., 2016, Curitiba. **Anais...** Curitiba: EBRAMEM, 2016. p. 1 - 14.
- MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C.; KIMURA, É. F. A.; PINTO, E. M.; REGOBELLO, R. Análise Numérica do Comportamento de Elementos de Madeira em Situação de Incêndio. **Floresta e Ambiente**, vol. 19, n. 2, p.162-170, 2012.
- MOLINA, J. C. **Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes**. 2008. 270 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Estratégia para modelagem numérica de sistemas mistos considerando diferentes modelos de ruptura para os materiais. **Ingeniare: Revista chilena de ingeniería**, v. 17, n. 2, p.256-266, 2009.

MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Numerical simulation of the temperature field in a timber-concrete composite cross section in fire. **Journal of Civil Engineering And Architecture Research**, v. 2, n. 3, p.523-533, 2015.

MOLINA, J. C.; SILVA, M. A. de A. A. da; VASCONCELOS, R. P. de. Verificação da eficiência do modelo de Mohler na resposta do comportamento de vigas mistas de madeira e concreto. **Ambiente Construído**, v. 15, n. 1, p.29-40, 2015.

MUNDHADA, A. R.; POFALE, A. D. Effect of high temperature on compressive strength of concrete. **Journal of Mechanical and Civil Engineering**, v. 12, n. 1, p.66-70, 2015.

O'NEIL, J. W. **The Fire Performance of Timber-Concrete Composite Floors**. 2009. 90 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Incêndio, University Of Canterbury, Christchurch, 2009.

O'NEILL, J. W.; CARRADINE, D.; MOSS, P. J.; FRAGIACOMO, M.; DHAKAL, R.; BUCHANAN, A. H. Design of Timber-Concrete Composite Floors for Fire Resistance. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 2, n. 3, p.231-242, 2011.

O'NEILL, J. W.; ABU, A. K.; CARRADINE, D. M.; MOSS, P. J.; BUCHANAN, A. H. Modelling the Fire Performance of Structural Timber-Concrete Composite Floors. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 5, n. 2, p.113-124, 2014.

OLIVEIRA, A. L. C. **Contribuição para a análise de vigas mistas de madeira laminada colada e concreto (MLC/concreto)**. 2002. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

OSBORNE, L. **Fire Resistance of Long Span Composite Wood-Concrete Floor Systems**. Vancouver: FPIInnovations, 2015.

OUDJENE, M.; MEGHLAT, E.-M.; AIT-AIDER, H.; BATOZ, J.-L. Non-linear finite element modelling of the structural behaviour of screwed timber-to-concrete composite connections. **Composite Structures**, v. 102, p.20-28, 2013.

PIGOZZO, J. C. **Estudos e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em placas mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes**. 2004. 386 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

PINTO, E. M. **Determinação de um modelo de taxa de carbonização transversal a grã para o *Eucalyptus citriodora* e *E. grandis***. 2005. 119 f. Tese (Doutorado) - Curso de Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PURKISS, J. A. **Fire Safety Engineering: Design of Structures**. Boston: Oxford, 1996.

RANGER, L.; DAGENAIS, C.; CUERRIER-AUCLAIR, S. **Fire-Resistance of Timber-Concrete Composite Floor using Laminated Veneer Lumber**. Vancouver: FPIInnovations, 2016.

RAO, C. B. K.; KUMAR, R. A study on behaviour of normal strength concrete and high strength concrete subjected to elevated temperatures. **World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil and Environmental Engineering**, v. 9, n. 3, p.283-287, 2015.

REGOBELLO, R. **Análise Numérica de Seções Transversais e de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. 2007. 254 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

SCHMID, J.; JUST, A.; KLIPPEL, M.; FRAGIACOMO, M. The Reduced Cross-Section Method for Evaluation of the Fire Resistance of Timber Members: Discussion and Determination of the Zero-Strength Layer. **Fire Technology**, v. 51, n. 6, p.1285-1309, 2014.

SEGUNDINHO, P. G. de A. **Análise teórico-experimental de um tabuleiro misto madeira-concreto composto por vigas circulares**. 2005. 145 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil (ênfase em Estruturas), Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, 2005.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: Conforme ABNT NBR 15200:2012**. São Paulo: Blucher, 2012.

SORIANO, J. **Estruturas mistas em concreto e em madeira: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil**. 2001. 288 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 100.

T. T. LIE (Editor). American Society of Civil Engineers (ASCE). **Structural Fire Protection**. New York: ASCE, 1992.

WHITE, R. H.; DIETENBERGER, M. A. Fire Safety of Wood Construction. In: FOREST PRODUCTS LABORATORY. **Wood Handbook: Wood as an Engineering Material**. Madison: USDA, 2010. p. 22.

YEOH, D.; FRAGIACOMO, M.; FRANCESCHI, M. de; BOON, K. H. State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review. **Journal of Structural Engineering**, v. 137, n. 10, p.1085-1095, 2011.

YOUNG, S. A.; CLANCY, P. Compression mechanical properties of wood at temperatures simulating fire conditions. **Fire and Materials**, v. 25, n. 3, p.83-93, 2001.

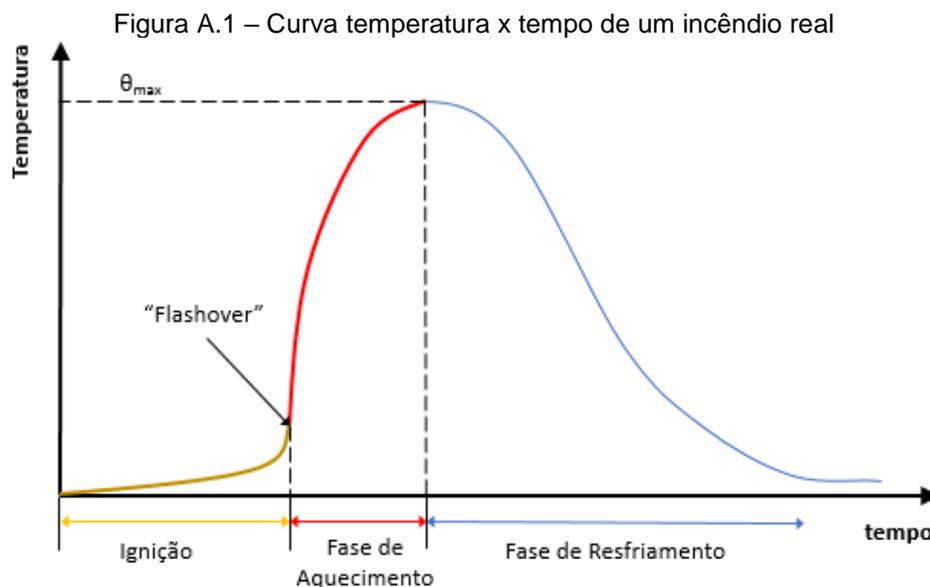
ÖSTMAN, B. A.-I. Wood tensile strength at temperatures and moisture contents simulating fire conditions. **Wood Science and Technology**, v. 19, n. 2, p.103-116, 1985.

## ANEXO A – MODELOS DE INCÊNDIO

Para que ocorra um incêndio são necessários três elementos básicos: fonte de calor, material combustível e comburente (oxigênio). Após o surgimento do incêndio, as chamas podem provocar o aumento da temperatura dos elementos estruturais, ocasionando a redução da sua resistência e rigidez, e o aparecimento de esforços de origem térmica nas estruturas hiperestáticas, (SILVA, 2012).

Um aspecto importante no estudo da *Engenharia de Segurança contra o Incêndio* é o modo como a temperatura dos gases aumenta com o tempo, visto que terá influência na temperatura máxima atingida pela estrutura e, conseqüentemente, nas suas características térmicas e mecânicas. Desta forma, no presente anexo discute-se sobre os modelos de curvas de incêndio, ou seja, considerações voltadas à evolução da temperatura em função do tempo

A Figura A.1 apresenta a curva de temperatura-tempo de um incêndio real, podendo se observar três etapas: ramo inicial (ou fase de ignição), fase de aquecimento e fase de resfriamento. De acordo com Silva (2012), na fase de ignição as temperaturas ainda são baixas e não há perigo a estrutura, podendo haver riscos a vida humana em decorrência dos gases tóxicos liberados pelo combustível.

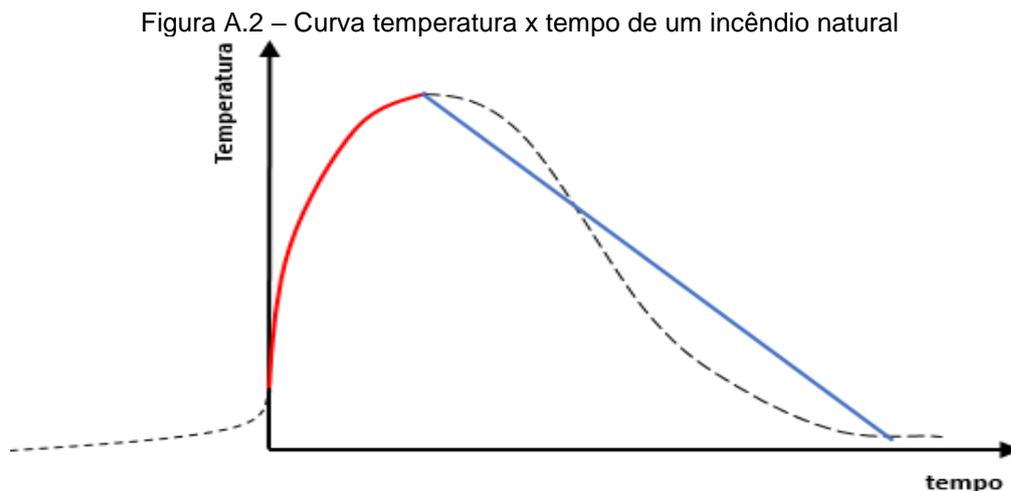


Fonte: Adaptado de Silva (2012)

Caso o incêndio não seja extinto ocorrerá a elevação brusca da temperatura em virtude da ignição de toda a carga combustível do incêndio, momento denominado *flashover* ou instante de inflamação generalizada, marcando o início da fase de forte

aquecimento, etapa em que o incêndio atinge grandes proporções. Quando ocorre a intervenção humana, a extinção do combustível ou do oxigênio, a temperatura diminui gradativamente, caracterizando a então denominada fase de resfriamento, (SILVA, 2012).

Outro modelo de incêndio, apresentado na Figura A.2, é denominado incêndio natural, correspondendo a uma simplificação das condições do incêndio real através da desconsideração da fase de ignição e do ajustamento da fase de resfriamento por uma reta. As curvas de incêndio natural dependem de parâmetros como: *carga de incêndio, grau de ventilação, características físico-térmicas dos materiais componentes da vedação*, dentre outras. O EN 1991-1-2:2002 apresenta modelos de incêndios naturais, os quais não serão aqui apresentados por extrapolarem ao escopo do presente texto.



Fonte: adaptado de Silva (2001)

Nas análises de estruturas em situação de incêndio convencionou-se o uso de modelos de incêndio-padrão, em que a temperatura dos gases é sempre considerada crescente com o tempo, independentemente das características do ambiente e da carga de incêndio, (SILVA, 2012). Um dos modelos de incêndio-padrão é o especificado pela ISO 834 (1999), e que é seguido pela ABNT NBR 14432:2001, representado na equação A.1.

$$\theta_g = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) + \theta_{g,0} \quad (\text{Eq. A.1})$$

Na equação A.1,  $\theta_g$  é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante  $t$ , em minutos e  $\theta_{g,0}$  é temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, geralmente tomada igual a 20°C.

O EN 1991-1-2:2002 recomenda três modelos de curvas de incêndio-padrão: o primeiro é baseado na ISO 834 (1999), e segue a equação A.1, outra expressão (equação A.2) é apresentada para elementos externos, e uma terceira curva (equação A.3) é para incêndio de hidrocarbonetos.

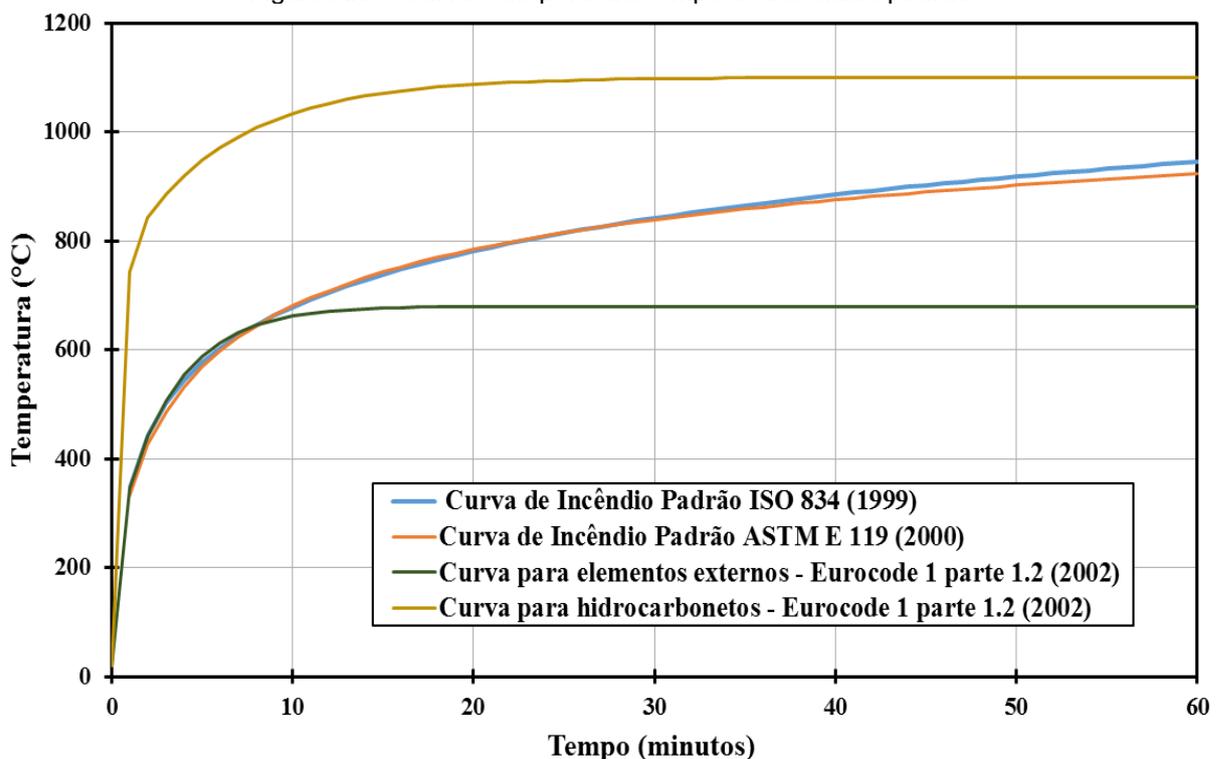
$$\theta_g = 660.(1 - 0,687.e^{-0,32.t} - 0,313.e^{-3,8.t}) + 20 \quad (\text{Eq. A.2})$$

$$\theta_g = 1080.(1 - 0,325.e^{-0,167.t} - 0,675.e^{-2,5.t}) + 20 \quad (\text{Eq. A.3})$$

Outro modelo de incêndio-padrão é o dado pela ASTM E 119 (2000), cujos valores de temperatura em função do tempo são tabelados e que, de acordo com Buchanan (2002), pode ser representado pela equação A.4, com o tempo  $t$  em horas. A Figura A.3 apresenta uma comparação entre as curvas de temperatura-tempo dos modelos de incêndio-padrão apresentadas neste texto.

$$\theta_g = \theta_0 + 750.[1 - e^{-3,76533.\sqrt{t}}] + 170,41.\sqrt{t} \quad (\text{Eq. A.4})$$

Figura A.3 – Curvas temperatura-tempo de incêndios padrão



Fonte: o autor

## ANEXO B – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nas simulações numéricas em contexto de incêndio é indispensável o conhecimento das variações sofridas pelas propriedades térmicas e mecânicas dos materiais componentes dos elementos estruturais com a elevação da temperatura. Desta forma, neste anexo são apresentadas as variações das propriedades térmicas (densidade, calor específico e condutividade térmica) e das propriedades mecânicas (rigidez e resistência) recomendadas por documentos normativos para a madeira, para o concreto e para o aço, as quais serviram de base para as modelagens termoestruturais efetuadas na presente pesquisa.

### B.1 Madeira

No presente item são apresentadas as variações sofridas pelas propriedades térmicas e mecânicas da madeira com a temperatura de acordo com o EN 1995-1-2:2004. A variação do calor específico e a razão entre a densidade da madeira em temperatura elevada com a densidade da madeira em temperatura ambiente são apresentadas Tabela B.1, sendo  $w$  a umidade da madeira, enquanto a variação da condutividade térmica com a temperatura é apresentada na Tabela B.2.

Tabela B.1 – Variações do calor específico e da densidade da madeira com a temperatura

Temperatura (°C)	Calor Específico (kJ/kg.K)	Razão entre a densidade e a densidade seca
20	1,53	1+w
99	1,77	1+w
120	13,60	1,00
200	13,50	1,00
250	2,12	0,93
300	2,00	0,76
350	1,62	0,52
400	0,71	0,38
600	1,40	0,28
800	1,65	0,26
1200	1,65	0,00

Fonte: CEN, 2004

Tabela B.2 – Variação da Condutividade Térmica da madeira com a temperatura

Temperatura (°C)	Condutividade Térmica (W/m.K)
20	0,12
200	0,15
350	0,07
500	0,09
800	0,35
1200	1,50

Fonte: CEN, 2004

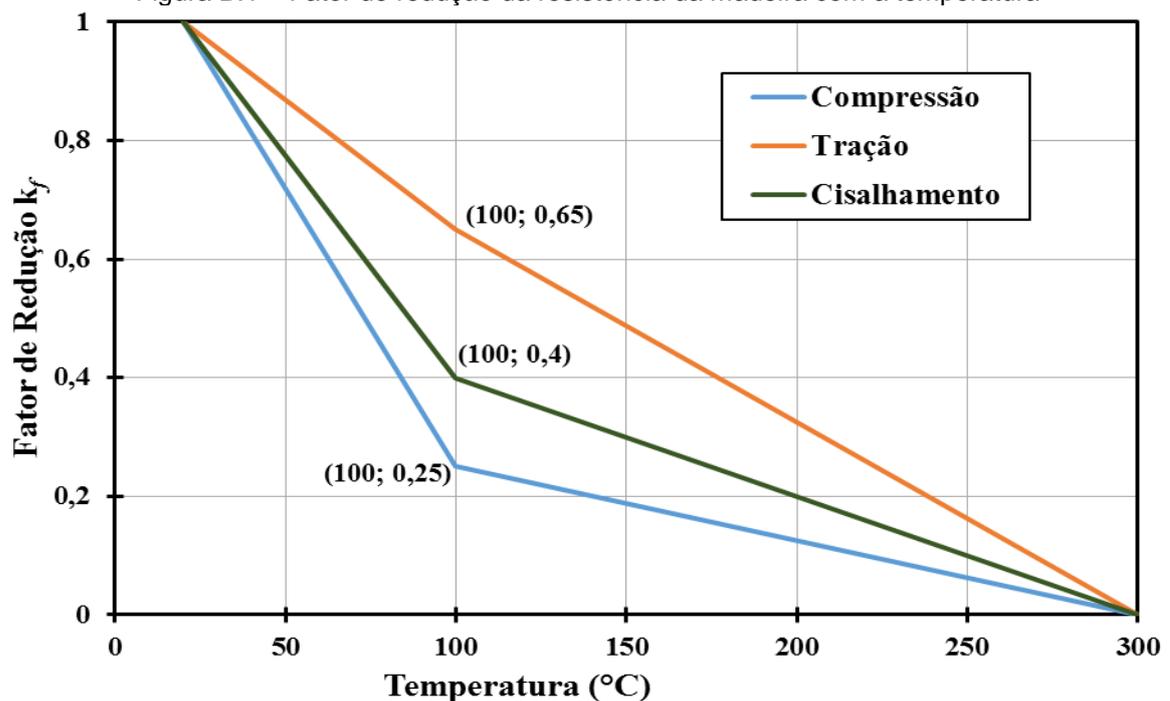
Os valores de resistência e módulo de elasticidade da madeira devem ser multiplicados por um fator de redução dependente da temperatura. Neste caso, a resistência ( $f_t$ ) e o módulo de elasticidade ( $E_t$ ), para um determinado nível de temperatura, são dados pelas equações B.1 e B.2, respectivamente.

$$f_{\bar{t}} = k_f \cdot f_{20} \quad (\text{Eq. B.1})$$

$$E_t = k_E \cdot E_{20} \quad (\text{Eq. B.2})$$

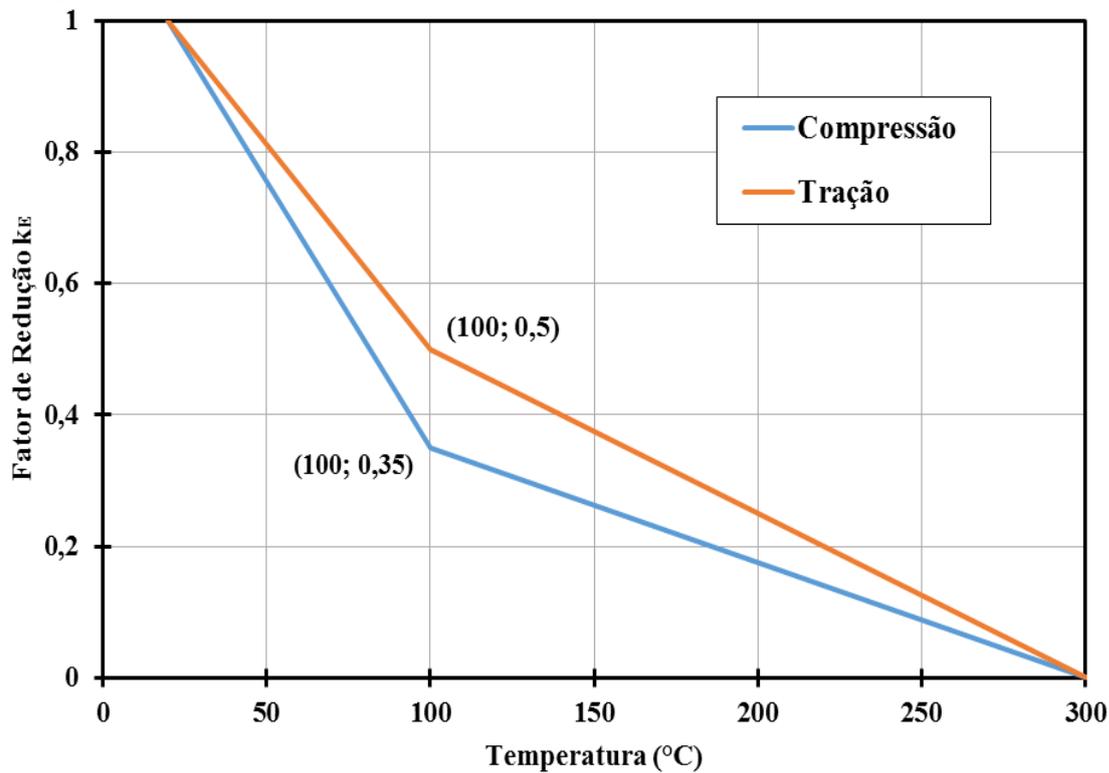
Nas equações acima,  $f_{20}$  é a resistência característica da madeira a 20°C;  $E_{20}$  é o módulo de elasticidade da madeira a 20°C,  $k_f$  é o fator de redução de resistência (Figura B.1) e  $k_E$  é o fator de redução do módulo de elasticidade (Figura B.2).

Figura B.1 – Fator de redução da resistência da madeira com a temperatura



Fonte: CEN, 2004

Figura B.2 – Fator de redução do módulo de elasticidade da madeira com a temperatura



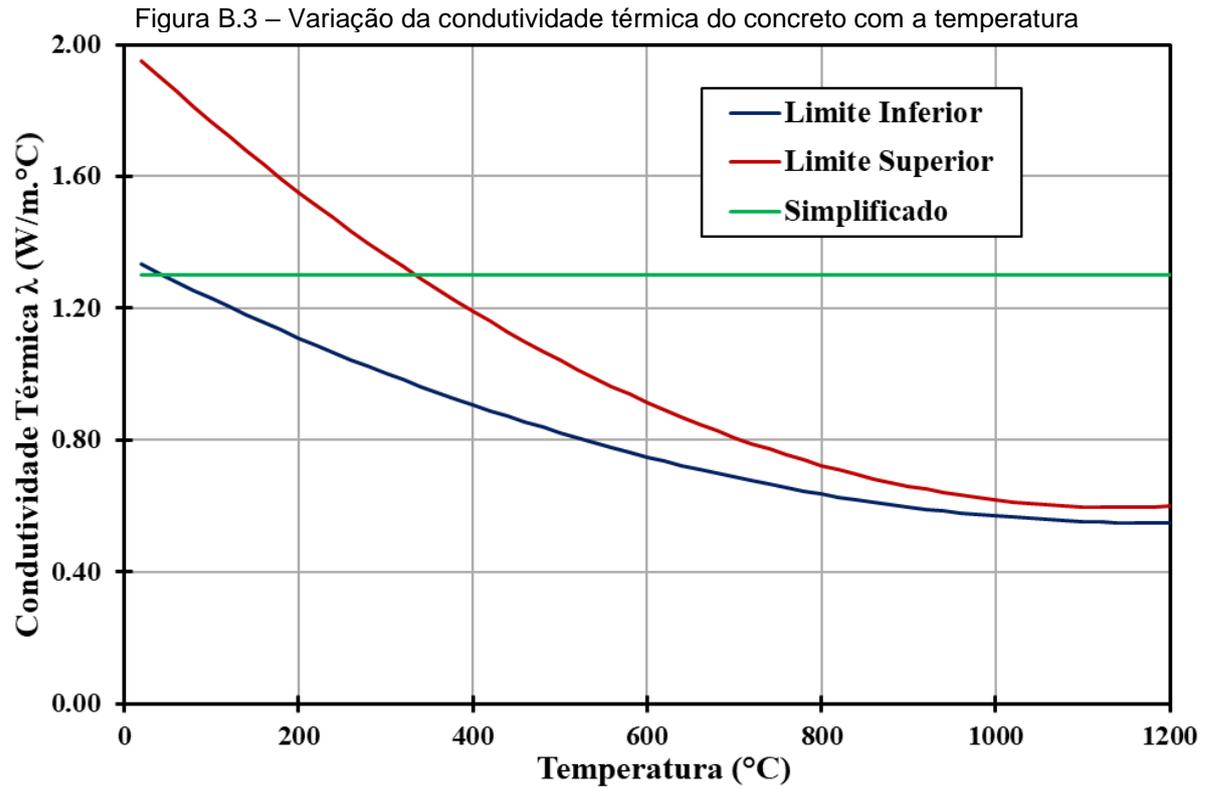
Fonte: CEN, 2004

## B.2 Concreto

As propriedades de interesse do concreto aqui apresentadas têm como base o EN 1992-1-2:2004. A condutividade térmica do concreto de densidade normal ( $\lambda$ ) em função da temperatura ( $\theta_c$ ) deve obedecer a um limite inferior, representado na equação B.3, e a um limite superior, representado na equação B.4. A ABNT NBR 15200:2012 apresenta apenas a equação B.3 para o cálculo da condutividade térmica do concreto. Alternativamente, a norma brasileira permite a simplificação da condutividade térmica do concreto em um valor constante de 1,3 W/m.°C. Na Figura B.3 estão representadas as curvas de condutividade térmica do concreto em função da temperatura.

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \cdot \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{Eq. B.3})$$

$$\lambda = 2 - 0,2451 \cdot \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \cdot \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{Eq. B.4})$$



O calor específico ( $C_p(\theta)$ ) do concreto seco ( $u = 0\%$ ), com agregado silicoso ou calcário, em função da temperatura ( $\theta_c$ ) é determinado a partir das equações B.5.

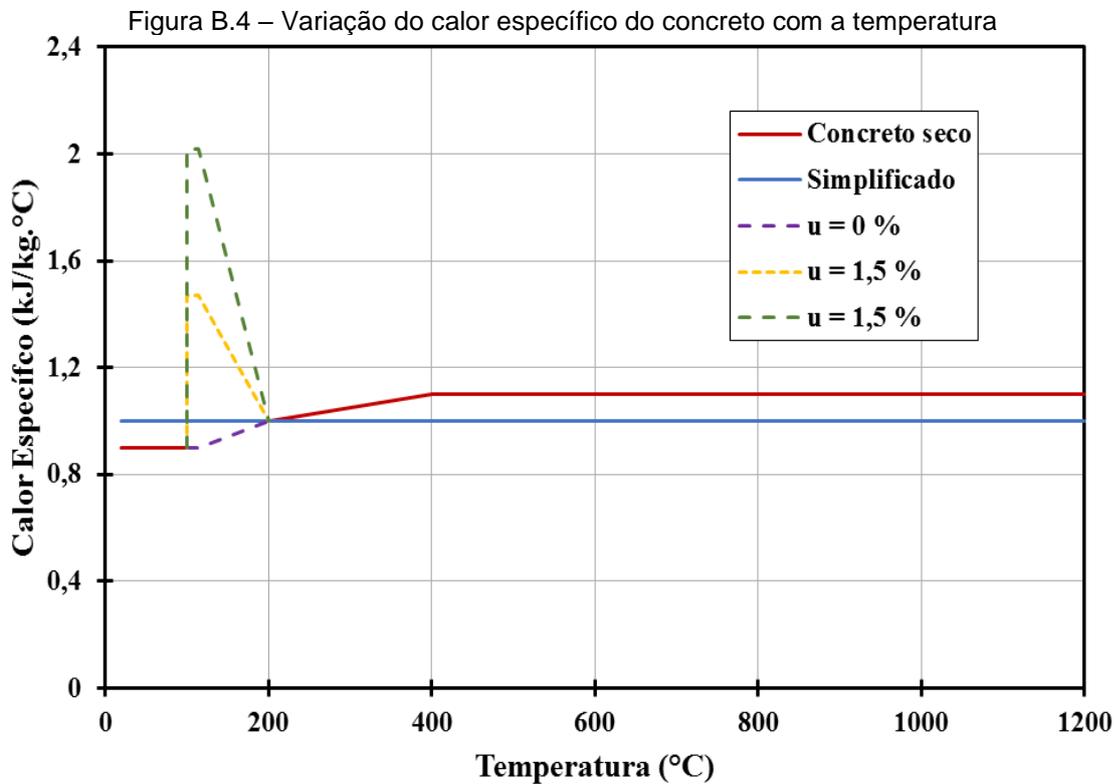
$$\begin{aligned}
 C_p(\theta) &= 900(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para } 20^{\circ}C \leq \theta \leq 100^{\circ}C \\
 C_p(\theta) &= 900 + (\theta_c - 100)(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para } 100^{\circ}C \leq \theta \leq 200^{\circ}C \\
 C_p(\theta) &= 1000 + \frac{\theta_c - 200}{2}(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para } 200^{\circ}C \leq \theta \leq 400^{\circ}C \\
 C_p(\theta) &= 1100(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para } 400^{\circ}C \leq \theta \leq 1200^{\circ}C
 \end{aligned}
 \tag{Eq. B.5}$$

Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, o calor específico pode ser modelado por um calor constante  $C_{p,tot}$  entre 100 e 115°C (equações B.5), com decréscimo linear entre 115 e 200 °C.

$$\begin{aligned}
 C_{p,tot} &= 900(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para umidade de } 0\% \text{ em peso} \\
 C_{p,tot} &= 1470(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para umidade de } 1,5\% \text{ em peso} \\
 C_{p,tot} &= 2020(J/kg.^{\circ}C) \quad \text{para umidade de } 3,0\% \text{ em peso}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. B.6}$$

A ABNT NBR 15200:2012 admite o mesmo equacionamento proposto pela norma europeia, aceitando ainda, como simplificação, um valor de calor específico

constante igual a 1.000J/kg.°C. O calor específico em função da temperatura está representado na Figura B.4.



Fonte: o autor

A variação da densidade com a temperatura é apresentada nas equações B.7, sendo que  $\rho(\theta)$  representa a densidade do concreto em temperatura elevada ( $\text{kg/m}^3$ ) e  $\rho(20^\circ\text{C})$  representa a densidade do concreto a  $20^\circ\text{C}$  ( $\text{kg/m}^3$ ).

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot \left( 1 - 0,02 \cdot \frac{\theta_c - 115}{85} \right) \quad \text{para } 115^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot \left( 0,98 - 0,03 \cdot \frac{\theta_c - 200}{200} \right) \quad \text{para } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (\text{Eq. B.7})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot \left( 0,95 - 0,07 \cdot \frac{\theta_c - 400}{800} \right) \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

A resistência à compressão do concreto a uma determinada temperatura ( $f_{c,\theta}$ ) é dada pela equação B.8, sendo  $f_{ck}$  a resistência à compressão característica do concreto e  $k_{c,\theta}$  um fator de redução da resistência dependente da temperatura, fornecido no Quadro B.1.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (\text{Eq. B.8})$$

Quadro B.1 – Parâmetros para o cálculo da resistência do concreto em função temperatura e para a determinação da curva de *tensão versus deformação* do concreto em função da temperatura

Temperatura (°C)	Agregado Silicoso			Agregado Calcário		
	$k_{c,\theta}$	$\varepsilon_{c1,T}$	$\varepsilon_{\max,T}$	$k_{c,\theta}$	$\varepsilon_{c1,T}$	$\varepsilon_{\max,T}$
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Fonte: CEN, 2004

No Quadro B.1 também se encontram definidas a deformação de pico após o aquecimento ( $\varepsilon_{c1,T}$ ) e a deformação última após o aquecimento ( $\varepsilon_{\max,T}$ ), tanto para agregados silicosos quanto para agregados calcários. Estes parâmetros são necessários para a determinação das curvas de tensão versus deformação do concreto em função da temperatura, dadas pela equação 2.36 apresentada no item 2.3.2 deste texto. A Norma brasileira apresenta apenas os dados dos agregados silicosos para o cálculo das propriedades mecânicas do concreto em função da temperatura.

A resistência à tração do concreto em determinada temperatura ( $f_{t,\theta}$ ), a partir da resistência à tração do concreto em temperatura ambiente ( $f_{ck,t}$ ), é dada pela equação B.9, com o coeficiente de redução da resistência à tração ( $k_{t,\theta}$ ) para uma determinada temperatura ( $\theta$ ) dado pelas equações B.10.

$$f_{t,\theta} = k_{t,\theta} \cdot f_{ck,t} \quad (\text{Eq. B.9})$$

$$k_{c,\theta} = 1,0 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

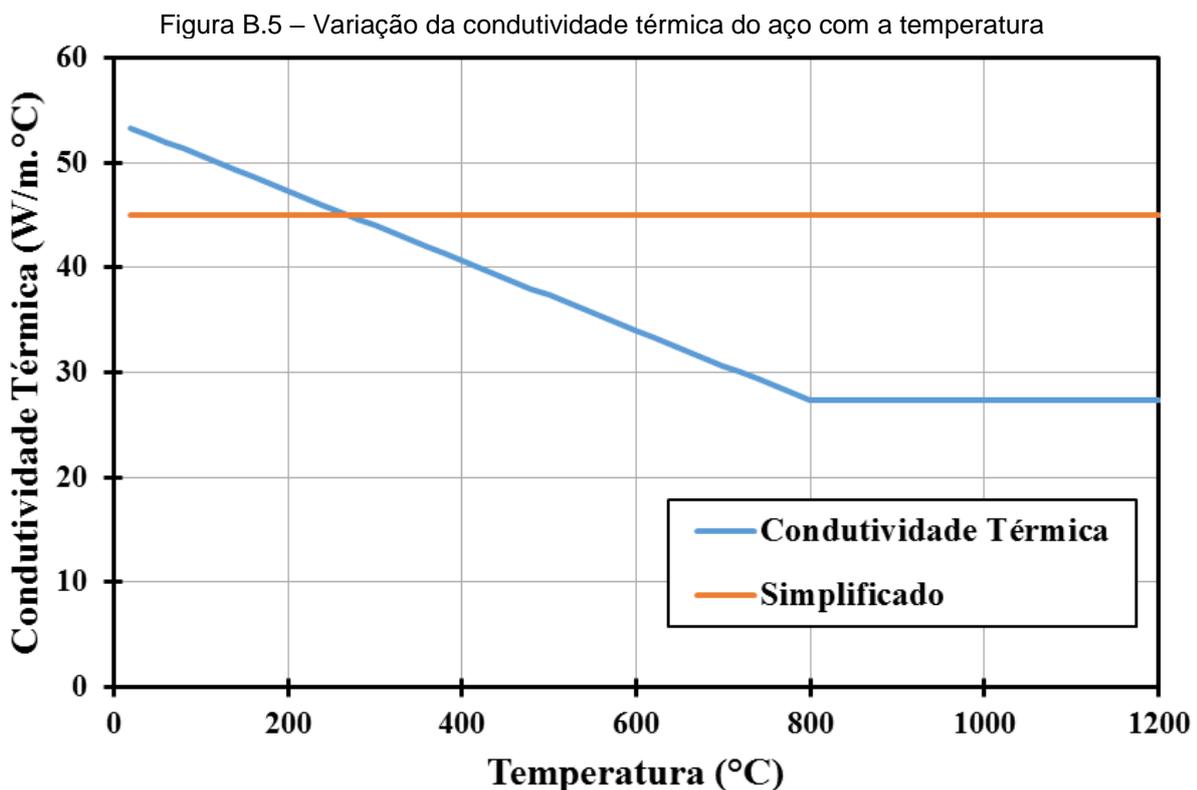
$$k_{c,\theta} = 1,0 - 1,0 \cdot \frac{(\theta - 100)}{500} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (\text{Eq. B.10})$$

### B.3 Aço

As propriedades do aço aqui apresentadas são baseadas no EN 1992-1-2:2004 e no EN 1994-1-2:2005, das quais as normas brasileiras ABNT NBR 14323:2013 e ABNT NBR 15200:2012 são baseadas. A densidade do aço pode ser considerada constante e igual a  $7850 \text{ kg/m}^3$ , independentemente da temperatura. A condutividade térmica é dada pelas equações B.11, sendo  $\theta$  a temperatura do aço. Alternativamente, em modelos de cálculo simplificados é permitido considerar a condutividade térmica do aço constante e igual a  $45 \text{ W/m}\cdot^\circ\text{C}$ . A Figura B.5 apresenta o gráfico da condutividade térmica em função da temperatura para o aço.

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{para } 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$
(Eq. B.11)



Fonte: adaptado da ABNT NBR 14323:2013

O calor específico do aço deve ser determinado pelo conjunto de equações B.12. Em modelos de cálculo simplificado o calor específico do aço pode ser considerado independente da temperatura e constante com valor igual a  $600 \text{ J/kg}\cdot^\circ\text{C}$ . A Figura B.6 apresenta o gráfico de calor específico em função da temperatura para o aço.

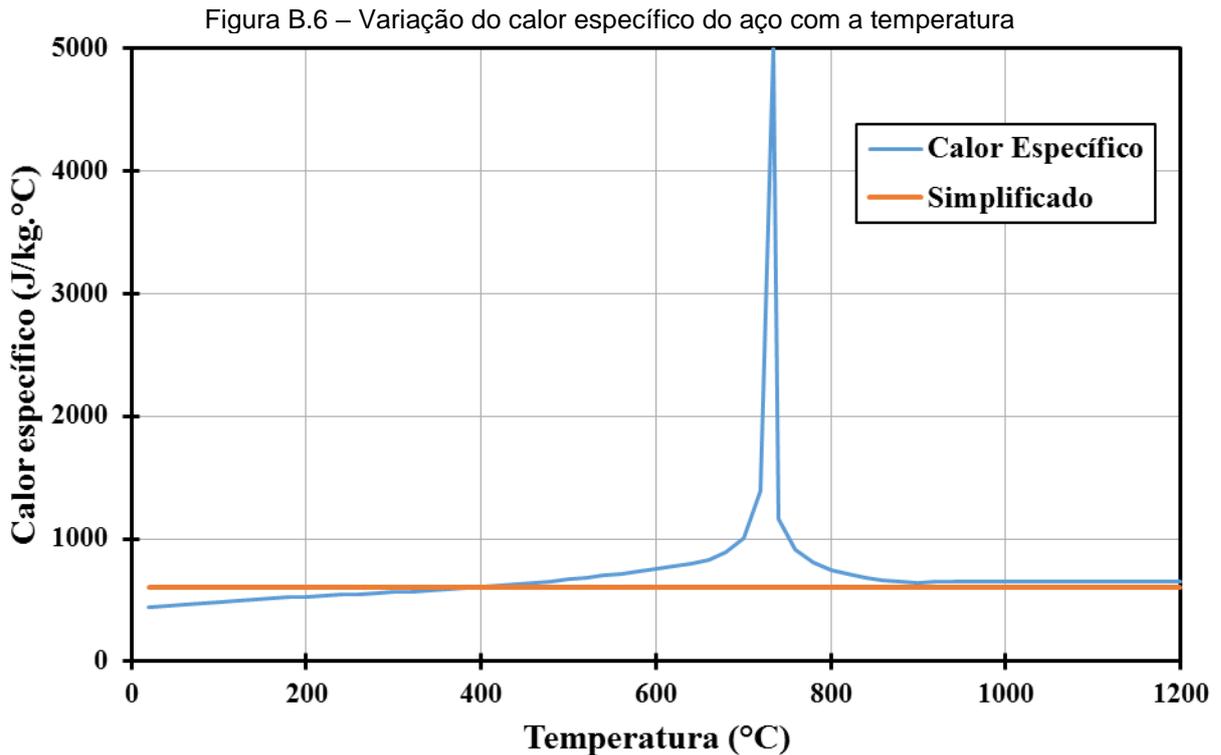
$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3 \quad \text{para } 20^\circ C \leq \theta_a \leq 600^\circ C$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{para } 600^\circ C \leq \theta_a \leq 735^\circ C$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{para } 735^\circ C \leq \theta_a \leq 900^\circ C$$

$$c_a = 650 \quad \text{para } 900^\circ C \leq \theta_a \leq 1200^\circ C$$

(Eq. B.12)



Fonte: adaptado da ABNT NBR 14323:2013

A resistência do aço ( $f_{sy,\theta}$ ) e o seu módulo de elasticidade ( $E_{s,\theta}$ ) a uma determinada temperatura são fornecidos, respectivamente, pelas equações B.13 e B.14.

$$f_{sy,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_y \quad \text{(Eq. B.13)}$$

$$E_{s,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E \quad \text{(Eq. B.14)}$$

Nas equações B.13 e B.14,  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço a 20°C;  $E$  é o módulo de elasticidade do aço a 20°C,  $k_{y,\theta}$  e  $k_{E,\theta}$  são os fatores de redução, relativos aos valores de 20°C, da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço em temperaturas elevadas, respectivamente, sendo seus valores indicados no Quadro B.2.

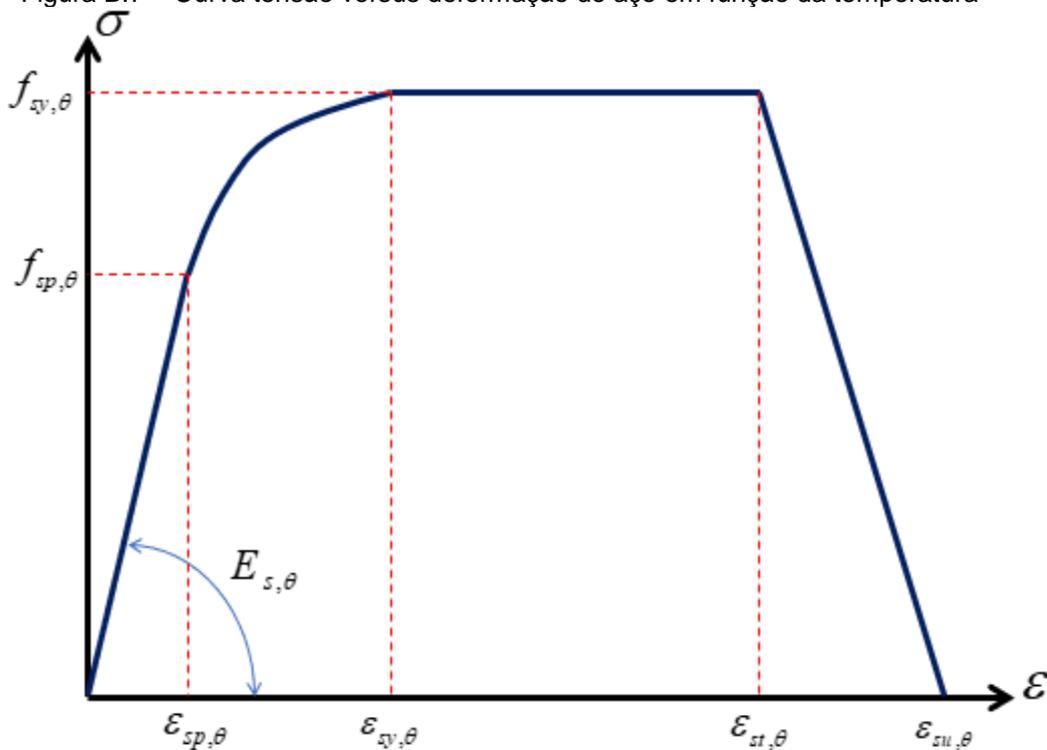
Quadro B.2 – Parâmetros para a determinação da curva de *tensão versus deformação* do aço em função da temperatura

Temperatura (°C)	$k_{y,\theta} = f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$k_{s,\theta} = f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$k_{E,\theta} = E_{s,\theta} / E_s$	
	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: CEN, 2004

O comportamento da curva de tensão versus deformação do aço em função da temperatura está esquematizado na Figura B.7. Para a determinação desta curva é necessário empregar as equações apresentadas no Quadro B.3 em conjunto com os parâmetros do Quadro B.2

Figura B.7 – Curva tensão versus deformação do aço em função da temperatura



Fonte: CEN, 2004

Quadro B.3 – Equações para a determinação da curva de *tensão versus deformação* do aço em função da temperatura

Intervalo de Validade	Tensão $\sigma(\theta)$	Módulo Tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon \cdot E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \left[ a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \cdot \left[ a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0,00
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \cdot \left[ 1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parâmetros	$\varepsilon_{sp,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{E_{s,\theta}}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot \left( \varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)$ $b^2 = c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

Fonte: CEN, 2004