

**ELISSON BILHEIRO FERREIRA FILHO**

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE LAJES MISTAS DE  
AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro

Coorientadores: José Luiz Rangel Paes  
Gustavo de Souza Veríssimo

**VIÇOSA – MINAS GERAIS**

**2019**

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

F383s  
2019  
Ferreira Filho, Elisson Bilheiro, 1993-  
Simulação numérica do comportamento de lajes mistas de  
aço e concreto em situação de incêndio / Elisson Bilheiro  
Ferreira Filho. – Viçosa, MG, 2019.  
124 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui anexo.

Orientador: Jose Carlos Lopes Ribeiro.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 105-111.

1. Lajes mistas. 2. Incêndios. 3. Análise numérica -  
Simulação por computador. 4. Dinâmica estrutural - Análise.  
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia  
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
II. Título.

CDD 22. ed. 624.18341

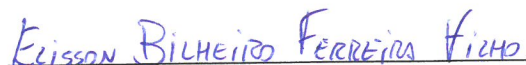
**ELISSON BILHEIRO FERREIRA FILHO**

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE LAJES MISTAS DE  
AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

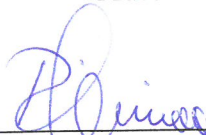
APROVADA: 07 de outubro de 2019.

Assentimento:



Elisson Bilheiro Ferreira Filho

Autor



José Carlos Lopes Ribeiro

Orientador

*Dedicado a todos*

*que acreditaram em mim...*

*Mesmo quando*

*nem eu mesmo acreditava...*

## AGRADECIMENTOS

---

Agradeço a Deus por ter me concedido a oportunidade de ingressar no mestrado e possibilitado concluí-lo da melhor forma possível, e por ter me proporcionado conviver com tantas pessoas especiais que estiveram comigo durante esse tempo.

Aos meus pais, por toda a minha criação, auxílio, compreensão e apoio das minhas decisões durante todos esses anos de estudo.

Agradeço ao professor José Carlos Lopes Ribeiro, uma pessoa excepcional que possui uma mente brilhante, pela oportunidade de trabalho e pela orientação, sem a qual jamais conseguiria concluir meu trabalho.

Aos professores José Luiz Rangel Paes e Gustavo de Souza Veríssimo, meus coorientadores, grandes mestres que também me inspiraram a seguir no caminho acadêmico.

Ao Departamento de Engenharia Civil, à UFV e aos demais professores e funcionários por toda a infraestrutura oferecida para realização do meu trabalho.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

Ao meu irmão João Pedro, meu grande parceiro, por todo o amor e carinho e à minha tia Madalena (tia Manem), que desde sempre foi como uma avó para mim.

Ao meu amigo Rodrigo, primeiro parceiro de laboratório, com o qual compartilhei momentos de “sofrimento e desespero” em nosso tempo juntos.

Aos demais amigos de laboratório, Mateus, Tiago, João Vitor e Luís Felipe, também conhecidos como os “*felizardos da sala 120*”, por toda a ajuda e momentos divertidos.

À minha namorada Letícia, minha companheira, pela ajuda, carinho, amor e compreensão, que me ajudaram a vencer as dificuldades e amenizar meus dias.

Ao meu grande amigo Frajola, por todo o tempo que esteve comigo.

E a todos meus amigos que sempre acreditaram em mim e fizeram parte da minha vida até o presente momento.

*“Tudo que temos de decidir é o que fazer  
com o tempo que nos é dado.”  
(Gandalf, o Cinzento)*

## RESUMO

---

FERREIRA FILHO, Elisson Bilheiro, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, outubro de 2019. **Simulação numérica do comportamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio.** Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e Gustavo de Souza Veríssimo.

As lajes mistas de aço e concreto são elementos estruturais constituídos por uma fôrma de aço nervurada conformada a frio, sobre a qual se lança o concreto. Esse sistema estrutural oferece diversas vantagens construtivas como a possibilidade de dispensa do escoramento, e a utilização da fôrma de aço como armadura positiva da laje. Por outro lado, a utilização desse sistema demanda o uso de materiais de revestimento contra fogo, devido às exigências normativas. Diversos trabalhos realizados em todo o mundo, experimentais e numéricos, vêm demonstrando que essas exigências por parte das normas são conservadoras quanto à resistência desses elementos em condições de incêndio. Esse conservadorismo se baseia, de modo geral, na não consideração da ação de membrana, que é um efeito de segunda ordem que ocorre em lajes de concreto, mistas ou não, quando submetidas a grandes deslocamentos. Com a finalidade de avaliar a influência da ação de membrana no comportamento estrutural das lajes mistas em situação de incêndio, neste trabalho foram desenvolvidos modelos numéricos no *software* Abaqus. Foi utilizada a estratégia de modelagem termomecânica fracamente acoplada, na qual os efeitos térmicos influenciam no desenvolvimento das tensões e deformações, porém o inverso não se aplica. Para tanto, inicialmente foram desenvolvidos modelos térmicos, no Abaqus/Standard, pelos quais obteve-se a evolução das temperaturas nodais ao longo do tempo. Esses modelos foram copiados e convertidos para a realização das análises termomecânicas no Abaqus/Explicit, onde importou-se a evolução das temperaturas no tempo, obtidas previamente. Foi considerada interação completa entre aço e concreto, o que mostrou resultados satisfatórios em trabalhos anteriores. Os resultados da simulação numérica foram comparados com resultados experimentais disponíveis na literatura. Com base nos resultados obtidos, constatou-se que, para as lajes mistas em altas temperaturas, a consideração da ação de membrana pode levar a uma resistência última superior à obtida pelos modelos de cálculo prescritos nas normas atuais, o que pode contribuir para um dimensionamento mais econômico desses elementos.

**Palavras-chave:** Lajes mistas. Incêndio. Ação de membrana. Simulação numérica. Análise explícita.

## ABSTRACT

---

FERREIRA FILHO, Elisson Bilheiro, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, October, 2019. **Numerical simulation of the behavior of steel-concrete composite slabs in fire situation.** Adviser: José Carlos Lopes Ribeiro. Co-advisers: José Luiz Rangel Paes and Gustavo de Souza Veríssimo.

Steel-concrete composite slabs are structural elements consisting of a cold-formed steel sheeting on which is cast the concrete. This structural system provides several constructive advantages such as no need of shoring, and the use of the steel sheeting as positive slab reinforcement. On the other hand, the use of this system requires the use of fire coating materials, due to standards requirements. Several studies carried out around the world, numerical and experimental, have shown that these standard requirements are very conservative. Generally, this conservatism is based on non-consideration of membrane action, which is a second-order effect that occurs on concrete slabs, composite or not, subjected to large deflections. In order to evaluate the membrane action influence on the structural performance of the composite slabs in fire situation, numerical models were developed in software Abaqus. The weakly coupled thermal-stress analysis modeling technique was used, where the thermal effects influence the stresses and strains development, but the reverse does not apply. Therefore, initially thermal models were developed in Abaqus/Standard to obtain the evolution of nodal temperatures in time. These models were copied and converted to perform mechanical analyzes in Abaqus/Explicit, where the evolution of previously obtained temperatures was imported. It was considered complete interaction between steel and concrete, which showed satisfactory results in previous works. The numerical simulation results were compared with experimental results available in the literature. Based on the obtained results, it was found that the consideration of the membrane action can lead to a higher ultimate resistance to composite slabs in high temperatures than the calculation models prescribed in the current standards, which may contribute to a more economical design of these elements.

**Keyword:** Composite slabs. Fire. Membrane action. Numerical simulation. Explicit analysis.

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 2.1 – Sistema típico de lajes mistas de aço e concreto.....	19
Figura 2.2 – Formas típicas de ligação por atrito.....	20
Figura 2.3 – Formas típicas de ligações mecânicas.....	20
Figura 2.4 – Desenhos das patentes de Lockus e Gillet.....	21
Figura 2.5 – Desenhos da patente do sistema <i>HiBond</i> .....	22
Figura 2.6 – Perfis das fôrmas de aço mais comuns.....	24
Figura 2.7 – Incêndios nos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974).....	25
Figura 2.8 – Triângulo do fogo.....	26
Figura 2.9 – Evolução das temperaturas dos gases em um incêndio.....	26
Figura 2.10 – Curva de incêndio-padrão prescrita na ISO 834-1 (1999).....	27
Figura 2.11 – Incêndio ocorrido no edifício <i>Broadgate Phase 8</i> .....	30
Figura 2.12 – Edifício de 8 pavimentos em Cardington.....	31
Figura 2.13 – Comparação entre as lajes ensaiadas em temperatura ambiente e em altas temperaturas.....	32
Figura 2.14 – Ensaio para estudo da ação de membrana em lajes de concreto.....	33
Figura 2.15 – Esquema de montagem e padrão de fissuras do sistema de piso misto após o ensaio....	34
Figura 2.16 – Comportamento típico das lajes mistas em situação de incêndio.....	35
Figura 2.17 – Exemplo de ensaio e modelo numérico desenvolvido.....	36
Figura 2.18 – Padrão de fissuras residuais nas lajes.....	37
Figura 2.19 – Deslocamentos verticais no meio do vão ao longo do tempo.....	38
Figura 2.20 – Membrana de compressão em uma laje restringida horizontalmente.....	39
Figura 2.21 – Esforços da membrana de tração suportados pelo anel de compressão.....	40
Figura 2.22 – Comportamento carga-deslocamento completo de uma laje de acordo com as condições de restrição no plano.....	41
Figura 3.1 – Planta baixa das lajes ensaiadas (dimensões em mm).....	43
Figura 3.2 – Seções transversais da laje e das vigas.....	43
Figura 3.3 – Detalhe das ligações entre as vigas.....	44
Figura 3.4 – Esquema do sistema de aplicação de carga.....	45
Figura 3.5 – Sistema de aplicação de cargas utilizado.....	45
Figura 3.6 – Pontos de instalação dos sensores.....	46
Figura 3.7 – Instâncias dos modelos de lajes mistas desenvolvidos.....	48
Figura 3.8 – Tipos de elementos finitos utilizados.....	48
Figura 3.9 – Malhas de elementos finitos adotadas para os modelos.....	49
Figura 3.10 – Superfície de falha de Drucker-Prager.....	50
Figura 3.11 – Superfície de escoamento no plano de tensões.....	52

Figura 3.12 – Influência do valor do parâmetro $K_c$ sobre a superfície de falha por escoamento. ....	53
Figura 3.13 – Superfície hiperbólica do potencial plástico no plano meridional. ....	54
Figura 3.14 – Relação tensão $\times$ deformação para um concreto de 20,62 MPa. ....	55
Figura 3.15 – Degradação da rigidez no concreto. ....	56
Figura 3.16 – Superfície de escoamento de von Mises. ....	57
Figura 3.17 – Curvas tensão $\times$ deformação para um aço de 235 MPa. ....	58
Figura 3.18 – Procedimento de análise termomecânico fracamente acoplado. ....	59
Figura 3.19 – Calor específico e definição de calor latente. ....	60
Figura 3.20 – Cálculo de $\varepsilon_{res}$ para a viga secundária dos modelos S-1 e S-2. ....	62
Figura 3.21 – Temperaturas medidas no forno durante a etapa de aquecimento. ....	63
Figura 3.22 – Condições de contorno para as análises térmicas. ....	64
Figura 3.23 – Condições de contorno para análise mecânica. ....	69
Figura 3.24 – Restrições do tipo $Tie$ . ....	70
Figura 3.25 – Aplicação do carregamento nos modelos (S-1 e S-2). ....	71
Figura 4.1 – Densidades de malhas testadas. ....	73
Figura 4.2 – Temperaturas experimentais e numéricas de acordo com a malha. ....	74
Figura 4.3 – Temperaturas na superfície de concreto em contato com a fôrma de aço. ....	75
Figura 4.4 – Temperaturas na face superior do concreto variando o calor específico de pico. ....	75
Figura 4.5 – Distribuição final de temperatura (em $^{\circ}C$ ) no modelo da Laje S-1 (4500 s). ....	76
Figura 4.6 – Distribuição final de temperatura (em $^{\circ}C$ ) no modelo da Laje S-3 (6000 s). ....	77
Figura 4.7 – Pontos de comparação entre as temperaturas calculadas pelos modelos numéricos e medidas experimentalmente. ....	78
Figura 4.8 – Evolução das temperaturas na face inferior do concreto no meio do vão. ....	79
Figura 4.9 – Evolução das temperaturas nas armaduras no meio do vão. ....	80
Figura 4.10 – Evolução das temperaturas na face superior da laje no meio do vão. ....	81
Figura 4.11 – Resultados das variáveis PE (Max Principal) e DAMAGET no modelo S-1. ....	83
Figura 4.12 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-1. ....	84
Figura 4.13 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-2. ....	85
Figura 4.14 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-3. ....	86
Figura 4.15 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-4. ....	87
Figura 4.16 – Fissuras próximas aos apoios paralelas às nervuras (laje S-1). ....	88
Figura 4.17 – Danos na borda na menor direção (laje S-1). ....	88
Figura 4.18 – Deformações nas armaduras na direção $x$ . ....	89
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras na direção $y$ . ....	90
Figura 4.20 – Deformações na face superior do concreto próximo aos apoios. ....	92
Figura 4.21 – Deslocamentos iniciais nos modelos numéricos. ....	93
Figura 4.22 – Deslocamentos no meio do vão. ....	94

Figura 4.23 – Deformadas finais dos modelos numéricos em perspectiva e em visão frontal.....	95
Figura 4.24 – Deformações nas armaduras durante toda a análise numérica.....	96
Figura 4.25 – Tensões nas armaduras ao término da análise. ....	98
Figura 4.26 – Relação percentual entre energia cinética e energia interna no primeiro passo da análise. ....	99
Figura 4.27 – Relação percentual entre energia cinética e energia interna no segundo passo da análise. ....	100

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 3.1 – Propriedades dos concretos e das armaduras utilizadas em cada laje. ....	44
Tabela 3.2 – Resumo dos detalhes dos ensaios. ....	47
Tabela 3.3 – Carregamento das lajes. ....	71
Tabela 3.4 – Parâmetros das análises mecânicas. ....	72
Tabela 4.1 – Deslocamentos iniciais antes do incêndio. ....	93

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

---

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISI	American Iron and Steel Institute
ANSI	American National Standards Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ECSC	European Coal and Steel Community
EN	Europäische Norm (European Standard)
ISO	International Organization for Standardization
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
TNO	The Netherlands Organization for applied scientific research
SCI	Steel Construction Institute

# SUMÁRIO

---

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
1.1. Generalidades .....	15
1.2. Objetivos .....	16
1.2.1. Objetivo geral.....	16
1.2.2. Objetivos específicos .....	16
1.3. Justificativa.....	17
1.4. Organização do trabalho.....	17
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>19</b>
2.1. Lajes mistas .....	19
2.1.1. Generalidades .....	19
2.1.2. Aspectos históricos .....	21
2.1.3. Fôrmas de aço .....	24
2.2. Incêndio .....	25
2.2.1. Generalidades .....	25
2.2.2. Características dos incêndios .....	26
2.2.2.1. Curva de incêndio natural.....	26
2.2.2.2. Curvas de incêndio nominais.....	27
2.2.2.3. Curvas de incêndio paramétricas .....	28
2.2.3. Tempo requerido de resistência ao fogo .....	29
2.3. Lajes mistas em situação de incêndio.....	29
2.3.1. Trabalhos relevantes relativos às lajes mistas em situação de incêndio .....	29
2.3.2. Desenvolvimento da ação de membrana.....	39
<b>3 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>42</b>
3.1. Características gerais dos modelos de referência .....	42
3.1.1. Geometria e montagem das lajes mistas ensaiadas .....	42
3.1.2. Propriedades dos materiais utilizados .....	44
3.1.3. Sistema de aplicação de carga.....	44
3.1.4. Instrumentação dos experimentos .....	45
3.1.5. Procedimento de ensaio.....	46
3.2. Características gerais do modelo de elementos finitos.....	47
3.2.1. Geometria e malha de elementos finitos .....	47
3.2.2. Modelos constitutivos dos materiais em altas temperaturas .....	50
3.2.2.1. Propriedades térmicas dos materiais dependentes da temperatura .....	50
3.2.2.2. Propriedades mecânicas do concreto dependentes da temperatura .....	50

3.2.2.3. Propriedades mecânicas do aço dependentes da temperatura.....	56
3.3. Estratégia de análise .....	58
3.3.1. Análise de transferência de calor .....	59
3.3.1.1. Balanço energético e definição do modelo constitutivo no Abaqus.....	59
3.3.1.2. Mecanismos de transferência de calor e condições de contorno .....	60
3.3.1.3. Condutância na interface aço-concreto.....	62
3.3.1.4. Resumo dos parâmetros e condições de contorno utilizados .....	63
3.3.2. Análise mecânica .....	65
3.3.2.1. Procedimento de modelagem dinâmico explícito.....	65
3.3.2.2. Redução do custo computacional .....	66
3.3.2.3. Condições de contorno .....	68
3.3.2.4. Aplicação do carregamento (1° Passo).....	71
3.3.2.5. Desenvolvimento das temperaturas nodais (2° Passo) .....	72
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>73</b>
4.1. Análise de sensibilidade .....	73
4.1.1. Dimensão característica dos elementos finitos .....	73
4.1.2. Condutância na interface.....	74
4.1.3. Estimativa da umidade do concreto .....	75
4.2. Resultados das análises térmicas .....	76
4.2.1. Temperaturas na face inferior do concreto.....	79
4.2.2. Temperaturas nas armaduras.....	80
4.2.3. Temperaturas na face superior da laje.....	81
4.3. Resultados das análises termomecânicas .....	82
4.3.1. Padrão de trincas e fissuras .....	82
4.3.2. Deformações nas armaduras .....	89
4.3.3. Deformações no concreto.....	91
4.3.4. Deslocamentos verticais e influência da viga secundária .....	93
4.3.5. Análise do desenvolvimento da ação de membrana .....	96
4.3.6. Controle da energia cinética.....	99
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>101</b>
5.1. Conclusões gerais .....	101
5.2. Sugestões para trabalhos futuros .....	104
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>105</b>
<b>ANEXO A – Modelos constitutivos dos materiais.....</b>	<b>112</b>

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1. Generalidades

As lajes mistas de aço e concreto, também chamadas de lajes com fôrma de aço incorporada, são elementos estruturais constituídos por uma fôrma de aço nervurada conformada a frio, sobre a qual se lança o concreto. Essas lajes podem ser simplesmente apoiadas sobre vigas ou podem ser conectadas às mesmas por meio de conectores de cisalhamento, formando nesse caso um sistema de piso misto.

O concreto e a fôrma de aço devem interagir de tal maneira que possibilitem a transferência de esforços cisalhantes horizontais na interface entre os dois materiais e impedir que ocorram grandes deslizamentos relativos entre os mesmos.

De acordo com Crisinel e O'Leary (1996), os primeiros sistemas de lajes mistas de aço e concreto surgiram em meados de 1930, para uso em edifícios altos. Esse tipo de sistema trouxe uma diminuição considerável nas ações permanentes devidas ao peso próprio da estrutura, sendo considerado como um sistema de lajes substituto aos de lajes tradicionais de concreto armado, trazendo vantagens tanto estruturais quanto econômicas.

Por outro lado, esse sistema também apresenta algumas desvantagens, como a necessidade de utilização de forros suspensos por razões estéticas e acústicas e, quando não se utiliza escoramento para a concretagem, é necessária a utilização de uma maior quantidade de vigas secundárias devido à limitação do vão da fôrma antes do ganho de resistência e rigidez do concreto, necessários para garantir o comportamento misto.

Somado a isso, a economia gerada pela utilização desse sistema vem sendo fortemente desafiada pelas prescrições e exigências das normas técnicas atuais, como a EN 1994-1-2:2005 e a ABNT NBR 14323:2013, quanto à resistência em situação de incêndio. De uma forma geral, essas exigências normalmente levam à necessidade da aplicação de revestimento contra fogo nas vigas principais e secundárias e, até mesmo na fôrma de aço, aumentando o custo do sistema.

Embora as normas atuais visem garantir a segurança estrutural e potencialmente salvar vidas em situações de incêndio, segundo Rigobello (2007), os projetos realizados de acordo com essas normas são em muitos casos antieconômicos, devido ao fato de que as normas, de modo geral, se baseiam em ensaios em fornos com elementos isolados e, portanto, não consideram o comportamento global da estrutura.

No que concerne às lajes mistas, experimentos realizados em escala real, têm mostrado que esse sistema é capaz de suportar as ações permanentes e variáveis durante o incêndio com auxílio da "ação de membrana", em que, conforme Bailey *et al.* (2000), campos de tração se formam no centro da laje e são suportados por anéis de compressão que se formam nas regiões de apoio. O ganho de resistência gerado por esse efeito pode ser tal que, por exemplo, dispense o revestimento contra fogo nas vigas principais e secundárias.

Como os mecanismos resistentes que determinam o comportamento das lajes mistas em altas temperaturas ainda são fenômenos que precisam ser estudados, propõe-se, no presente trabalho, simular numericamente esses elementos em situação de incêndio por meio de análises térmicas e termomecânicas utilizando o *software* Abaqus (SIMULIA, 2012a). No escopo deste trabalho, são utilizados os resultados experimentais obtidos por Li, Zhang e Jiang (2017) para validar o modelo numérico desenvolvido e avaliar o comportamento das lajes mistas em diferentes situações de projeto.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é a avaliação do comportamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio por meio de simulação numérica.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

Por meio do estudo de lajes mistas em situação de incêndio, têm-se como objetivos específicos:

- obtenção de um modelo numérico via Método dos Elementos Finitos (MEF) capaz de reproduzir o comportamento de lajes mistas em situação de incêndio;
- determinação da condutância térmica para simulação da interface entre a fôrma de aço e o concreto em análises térmicas de lajes mistas.

- avaliação da influência de vigas secundárias sem revestimento contra fogo na capacidade portante de lajes mistas expostas a incêndio;
- obtenção de evidências da ação de membrana nas lajes mistas em altas temperaturas, como tração crescente das armaduras ao longo do tempo e formação de um anel de compressão no concreto.

### **1.3. Justificativa**

As exigências de diversas normas atuais, dentre elas a EN 1994-1-2:2005 e a ABNT NBR 14323:2013, quanto ao dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio, têm conduzido a projetos de engenharia conservadores, o que, muitas vezes, leva o projetista a utilizar material de revestimento contra fogo para aumentar o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) e atender aos critérios das normas.

De modo geral, isto se deve à não consideração da ação de membrana, que é um dos principais fatores que determinam a resistência das lajes mistas em situação de incêndio. Esse mecanismo vem sendo observado e verificado há muitos anos em diversos estudos experimentais e numéricos, que indicam, por exemplo, que o revestimento contra fogo nas vigas secundárias pode não ser necessário, o que resulta em uma economia considerável no projeto de estruturas mistas.

Dessa forma, a simulação numérica do mecanismo resistente do comportamento das lajes mistas em diversas situações de projeto, variando o *layout* de montagem das lajes, posição das nervuras, dimensões das lajes e a presença ou não de vigas secundárias é de grande importância para a determinação das variáveis que influenciam no surgimento da ação de membrana e, por consequência, na resistência última das lajes mistas em condições de incêndio.

### **1.4. Organização do trabalho**

A apresentação desta dissertação está dividida em cinco capítulos conforme se segue.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre aspectos relevantes em relação ao tema deste trabalho. Inicialmente abordam-se conceitos básicos para o entendimento do comportamento estrutural das lajes mistas relacionados à interação entre o concreto e a fôrma de aço. Em seguida, é apresentado um breve histórico do desenvolvimento das lajes mistas e da

aplicação desse tipo de sistema ao longo do tempo. Posteriormente abordam-se os temas relativos à incêndio, novamente iniciando-se em aspectos históricos que incentivaram o estudo de estruturas em situação de incêndio, partindo-se em seguida para descrição das características relativas ao desenvolvimento do incêndio no tempo. Por fim, nesse capítulo são apresentados diversos estudos relativos ao comportamento de lajes mistas em situação de incêndio, encerrando com a conceituação sobre a ação de membrana que é um dos focos deste trabalho.

No capítulo 3, inicialmente, são apresentadas as características dos modelos experimentais utilizados como base para o desenvolvimento dos modelos numéricos. Em seguida são abordadas as características gerais dos modelos numéricos, como geometria e malha de elementos finitos e as propriedades dos materiais dependentes da temperatura. Por fim é descrita a estratégia de análise fracamente acoplada utilizada para a representação do comportamento termomecânico das lajes mistas.

No capítulo 4 são apresentadas as respostas obtidas com o modelo numérico desenvolvido, sendo comparadas com os resultados dos modelos experimentais utilizados como base neste trabalho para fins de validação. Inicialmente apresenta-se o estudo de sensibilidade onde se avaliam as dimensões da malha de elementos finitos utilizadas e a interação entre o concreto e a fôrma para as análises térmicas. Posteriormente, avalia-se a resposta térmica dos modelos numéricos, comparando-se as curvas de desenvolvimento das temperaturas dos modelos nos pontos coincidentes com a instalação dos termopares nos experimentos. Por fim, avalia-se a resposta termomecânica dos modelos numéricos com os resultados experimentais em relação aos deslocamentos, deformações e formação de fissuras nas lajes.

Finalmente, no capítulo 5, são apresentadas as conclusões acerca da metodologia utilizada para a modelagem das lajes mistas em situação de incêndio e dos resultados obtidos. Ao final são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

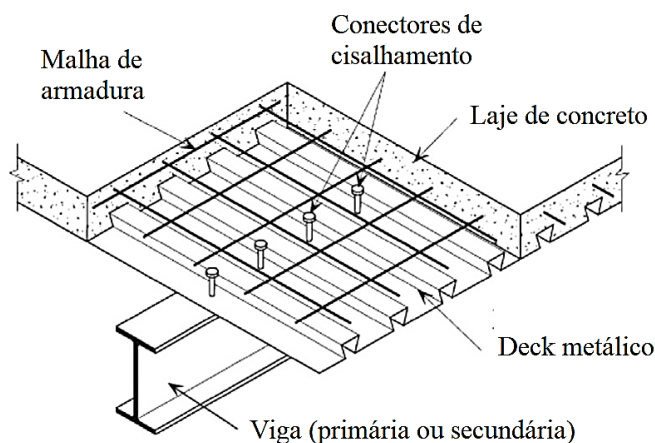
---

### 2.1. Lajes mistas

#### 2.1.1. Generalidades

As lajes mistas de aço e concreto são definidas como lajes com fôrma de aço incorporada na qual, o concreto endurecido atua em conjunto com a fôrma de aço, e essa, por sua vez, funciona como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Um esquema típico desse tipo de laje é apresentado na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Sistema típico de lajes mistas de aço e concreto.



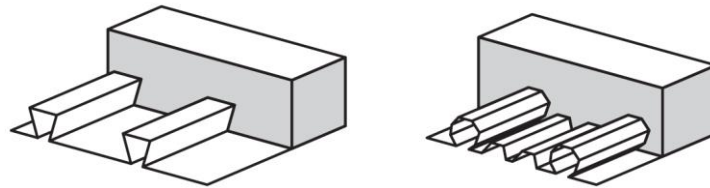
Fonte: Adaptado de Bailey (2003).

O comportamento estrutural desse sistema depende da interação entre o aço e o concreto, de modo que a resistência na interface deve ser capaz de transmitir os esforços devido ao cisalhamento longitudinal. Segundo Rondal e Moutafidou (1997), essa ligação na interface dos materiais pode se dar por três fatores:

- 1) **Ligação por adesão:** aderência gerada pelas ligações físico químicas entre o aço e o concreto. Esse tipo de ligação possui característica frágil, cuja resistência é vencida devido ao impacto ou carregamentos cíclicos, culminando no deslizamento entre a fôrma e o concreto, sendo sua contribuição de resistência usualmente desconsiderada no cálculo de capacidade resistente do sistema.

- 2) **Ligação por atrito:** ligação desenvolvida pela existência de micro rugosidades na superfície da fôrma de aço. Manifesta-se quando há tendência ao deslizamento relativo entre a fôrma e o concreto (Figura 2.2). É o tipo de ligação mobilizada quando existem reentrâncias nas fôrmas, ou devido à reação vertical nos apoios.

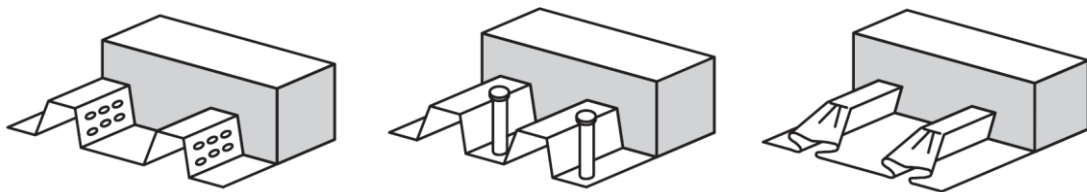
Figura 2.2 – Formas típicas de ligação por atrito.



Fonte: EN 1994-1-1:2004.

- 3) **Ligação mecânica:** ocorre pela conformação superficial da fôrma de aço, como a presença de mossas, ou de elementos soldados a ela (como conectores de cisalhamento), proporcionando uma mudança abrupta na geometria (Figura 2.3). Essas saliências promovem o mesmo fenômeno que na ligação por atrito, porém em escala macro, mobilizando forças localizadas que restringem o deslocamento relativo entre os materiais.

Figura 2.3 – Formas típicas de ligações mecânicas.



Fonte: EN 1994-1-1:2004.

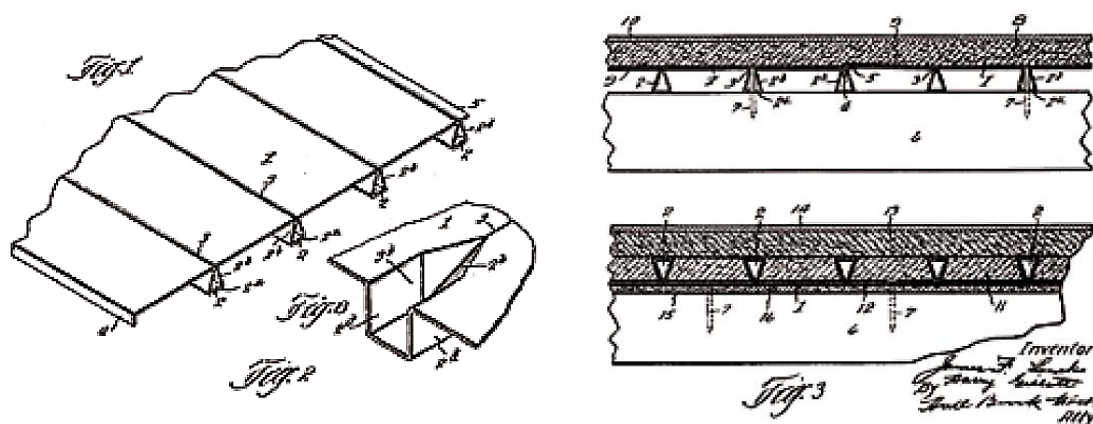
A utilização das lajes mistas se difundiu devido a diversos aspectos positivos que esse sistema proporciona, como: vantagens construtivas pela não necessidade da utilização de escoramento das fôrmas; vantagem estrutural, pois as próprias fôrmas funcionam como armadura positiva da laje e proporcionam uma diminuição do peso próprio da laje, quando comparadas com lajes maciças de concreto; e vantagens econômicas, devido à grande produtividade e industrialização no canteiro de obras propiciadas por esse sistema.

Quanto às limitações, pode-se citar a necessidade de mão de obra com maior nível de capacitação e, portanto, com custo superior, além das exigências das normas nacionais e internacionais quanto à aplicação de material de revestimento contra fogo, que encarece o custo de implantação desse sistema. Outro aspecto importante, já mencionado anteriormente, são os requisitos estéticos e acústicos que podem demandar a instalação de forros suspensos.

### 2.1.2. Aspectos históricos

A primeira referência histórica do uso de fôrmas metálicas com utilidade estrutural data da década de 1920. Segundo Sputo (2012), em 1926, James Lockus e Harry Gillet patentearam um sistema de fôrmas de aço que era responsável por toda a resistência estrutural, enquanto o concreto era adicionado apenas para pavimentação e para promover resistência ao fogo (Figura 2.4). A partir daí, o uso de fôrmas de aço se tornou atrativo às construtoras pois servia como fôrma permanente e plataforma de trabalho.

Figura 2.4 – Desenhos das patentes de Lockus e Gillet.



Fonte: Sputo (2012).

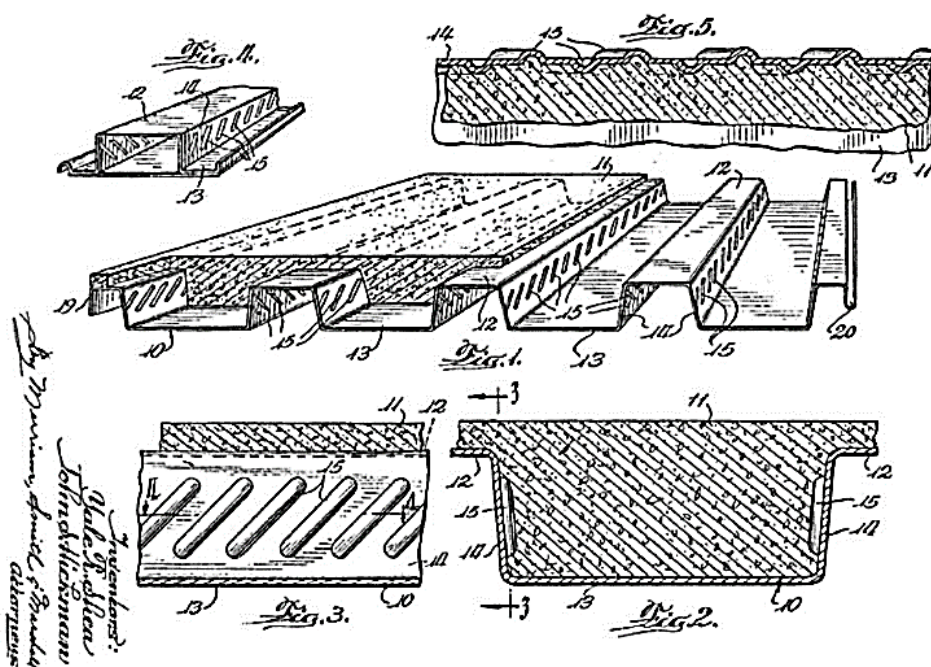
As primeiras lajes mistas, que realmente possuíam comportamento misto, surgiram durante a década de 1950. O primeiro foi um produto chamado de *Cofar*, produzido pela empresa *Granco Steel Products Company*, que era composto por fôrmas de aço de alta resistência com vergalhões transversais soldados no topo e por uma capa de concreto completando o sistema misto (DALLAIRE, 1971).

Segundo Alva (2000), as lajes mistas apareceram na Europa no final da década de 1950, com a utilização de fôrmas de aço corrugadas apoiadas em vigas de aço. A interação entre o aço e o

concreto se dava apenas pelo atrito. Na metade da década de 1960 foram introduzidas as fôrmas de aço perfiladas, levadas dos Estados Unidos para a Europa.

Em 1961, a *Inland-Ryerson Company* produziu uma fôrma de aço trapezoidal com entalhes longitudinais para melhorar a transferência de esforços cisalhantes horizontais entre o concreto e o aço. Esse sistema era chamado de *HiBond* (Figura 2.5) e foi o precursor dos modelos de fôrma mais modernos com mostras para promover a conexão entre o concreto e aço (SPUTO, 2012).

Figura 2.5 – Desenhos da patente do sistema *HiBond*.



Fonte: Sputo (2012).

Ainda na década de 1960, Bryl (1967) apresentou recomendações de dimensionamento com base em aproximadamente 150 experimentos conduzidos na Suíça, França, Alemanha, Inglaterra, Estados Unidos e Holanda. Esse autor concluiu que um critério seguro poderia se basear na tensão admissível devido às tensões normais de flexão na seção não fissurada. Esse critério é conservador, porém era um primeiro passo no dimensionamento de lajes mistas. Bryl definiu ainda três fases de comportamento:

- i. **Fase 1:** o concreto e o aço trabalham em conjunto como uma seção mista totalmente efetiva;

- ii. **Fase 2:** a resistência ao cisalhamento na interface entre concreto e aço diminui à medida que as tensões aumentam na seção crítica, formando uma "onda" de tensões críticas na interface que se espalha até atingir a borda da laje gerando o deslizamento. Quando existem conectores de cisalhamento, existe resistência após o deslizamento.
- iii. **Fase 3:** fase acompanhada por deformações permanentes e aumentos consideráveis de carregamento até a formação de rótulas plásticas. A falha geralmente ocorre pelo rompimento à compressão do concreto ou pela falha dos conectores.

No mesmo ano, o AISI (*American Iron and Steel Institute*) iniciou um projeto de pesquisa na *Iowa State University* (ISU), sob direção do Professor Carl Ekberg, para desenvolver as bases e critérios relacionados ao dimensionamento das lajes mistas. Esse projeto contou com participações de diversas universidades e é documentado em diversos trabalhos (EKBERG e SCHUSTER, 1968; PORTER e EKBERG, 1977; SCHUSTER, 1972).

Um dos resultados mais expressivos desses estudos foi a identificação dos modos de colapso das lajes mistas, sendo esses: o colapso por cisalhamento longitudinal, quando ocorre a primeira fissura gerando a perda de aderência entre aço e concreto; o colapso devido escoamento do aço da fôrma; e o colapso devido ao esmagamento do concreto antes do escoamento do aço. Porter e Ekberg (1978) reportam que dentre os três modos, o que geralmente governa o colapso é o cisalhamento longitudinal.

Schuster (1970) desenvolveu um dos métodos mais famosos de dimensionamento de lajes mistas, o método "*m-k*". Esse método pressupõe a realização de experimentos para determinação da resistência ao cisalhamento longitudinal e fornece bons resultados. As equações que compõem esse método estão presentes na ABNT NBR 8800:2008, no EN 1994-1-1:2004 e no ANSI/ASCE 3-91:1992.

A EN 1994-1-1:2004, como alternativa ao método "*m-k*", apresenta também o Método da Interação Parcial (MIP), que segundo Johnson (1994), explora melhor o comportamento dúctil das fôrmas com boa ligação mecânica. Esse método permite a consideração teórica da contribuição da ancoragem de extremidade na resistência ao cisalhamento longitudinal, a influência do atrito na região dos apoios e a contribuição das armaduras adicionais.

No Brasil, as primeiras construções mistas foram realizadas nas décadas de 1950 e 1960, devido ao crescente desenvolvimento dos sistemas de vigas e lajes mistas (CORDEIRO, 2014). A primeira norma nacional a abordar o tema foi a ABNT NBR 8800:1986 - "Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios", abordando o dimensionamento de vigas mistas. Posteriormente, a ABNT NBR 14323:1999 - "Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio" trouxe o dimensionamento de lajes e pilares mistos.

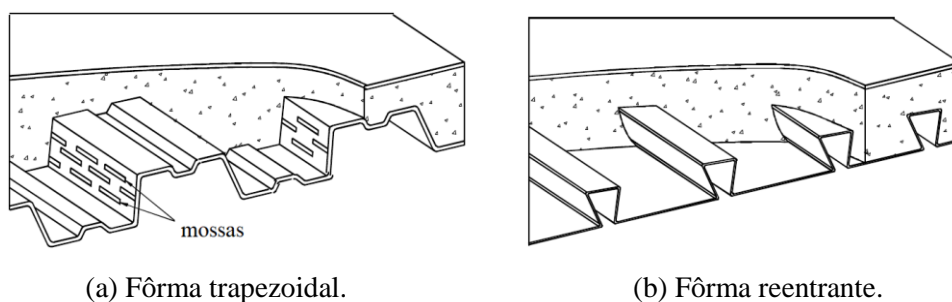
Ambas as normas foram atualizadas. A ABNT NBR 8800:2008 incorporou o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto, enquanto que a ABNT NBR 14323:2013 ateu-se apenas a parte referente ao incêndio. Tais publicações ajudaram na disseminação do uso de lajes mistas de aço e concreto no mercado brasileiro.

### 2.1.3. Fôrmas de aço

As fôrmas de aço comumente empregadas ao redor do mundo possuem dois formatos típicos, fôrmas trapezoidais ou fôrmas reentrantes (Figura 2.6). No caso de fôrmas trapezoidais, a ligação é mecânica e ocorre por meio das *mossas*, que são uma espécie de ranhuras impressas ao longo da peça (Figura 2.6-a). Já nas fôrmas reentrantes (Figura 2.6-b), a ligação ocorre devido ao atrito gerado pelo concreto confinado nos cantos reentrantes da fôrma.

Embora a ABNT NBR 8800:2008 aborde os dois tipos de fôrma, nenhum fabricante brasileiro produz fôrma reentrante, sendo todo o mercado composto por fôrmas trapezoidais. As fôrmas brasileiras possuem alturas que variam de 50 a 75 mm, espessuras de chapa de 0,80, 0,95 e 1,25 mm e resistências ao escoamento de 280 MPa a 380 MPa.

Figura 2.6 – Perfis das fôrmas de aço mais comuns.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800:2008.

## 2.2. Incêndio

### 2.2.1. Generalidades

Cada vez mais, cresce a preocupação com a segurança de edificações em condições de incêndio devido à necessidade de minimizar o risco à vida e reduzir as perdas patrimoniais. Isso se deve a diversas tragédias ocorridas ao redor do mundo que, devido à grande urbanização, têm se tornado cada vez mais catastróficas.

Assim como no resto do mundo, o Brasil enfrentou situações trágicas, principalmente no estado de São Paulo, como no caso do incêndio do Edifício Andraus (1972) que culminou na morte de 16 pessoas e 326 feridos, e no incêndio do Edifício Joelma que teve 179 vítimas fatais e 320 pessoas feridas (Figura 2.7). A população brasileira em geral foi afetada por esses incêndios, pois ambos foram transmitidos pela televisão (SEITO *et al.*, 2008).

Figura 2.7 – Incêndios nos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974).



(a) Edifício Andraus.



(b) Edifício Joelma.

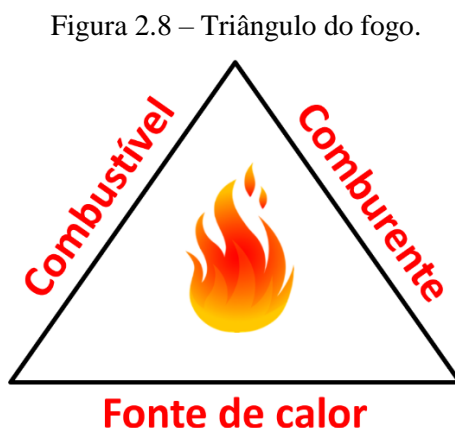
Fonte: [www.google.com](http://www.google.com)

Diversos outros casos de incêndio aconteceram no país, como nos casos das Lojas Americanas (1973) e Renner (1976) em Porto Alegre, do Edifício Grande Avenida (1981) em São Paulo e do Edifício Andorinhas (1986) no Rio de Janeiro. Todos esses episódios impulsionaram modificações nas legislações e nas corporações de bombeiros e incentivaram o desenvolvimento de normas técnicas como a ABNT NBR 14323:1999, posteriormente revisada dando origem a ABNT NBR 14323:2013.

## 2.2.2. Características dos incêndios

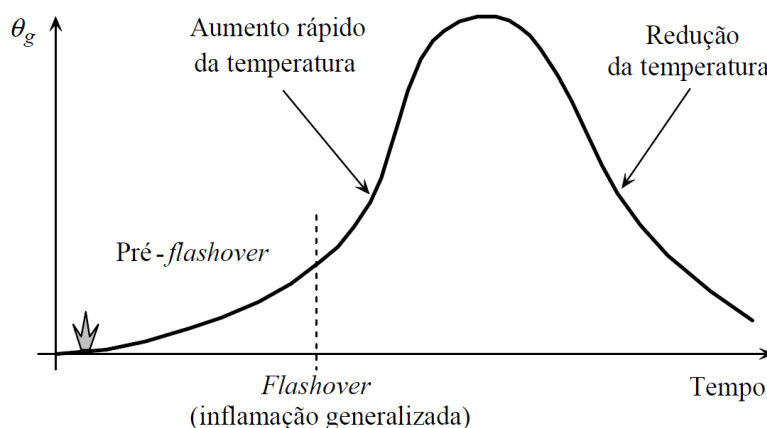
### 2.2.2.1. Curva de incêndio natural

Para que ocorra um incêndio é necessária a ocorrência simultânea de três fatores: uma fonte de calor, um combustível e um comburente (oxigênio). Esses três fatores são conhecidos como o triângulo do fogo (Figura 2.8). O incêndio só ocorre quando o combustível e o oxigênio atingem um certo nível de temperatura suficiente para desencadear e manter a reação da combustão.



Em edificações, a característica mais relevante em um incêndio é a curva de evolução da temperatura dos gases ( $\theta_g$ ) em função do tempo ( $t$ ), conforme mostrado na Figura 2.9.

Figura 2.9 – Evolução das temperaturas dos gases em um incêndio.



A evolução da temperatura dos gases apresenta três fases: uma fase inicial após a ignição na qual as temperaturas ainda encontram-se baixas e o incêndio é considerado de pequenas

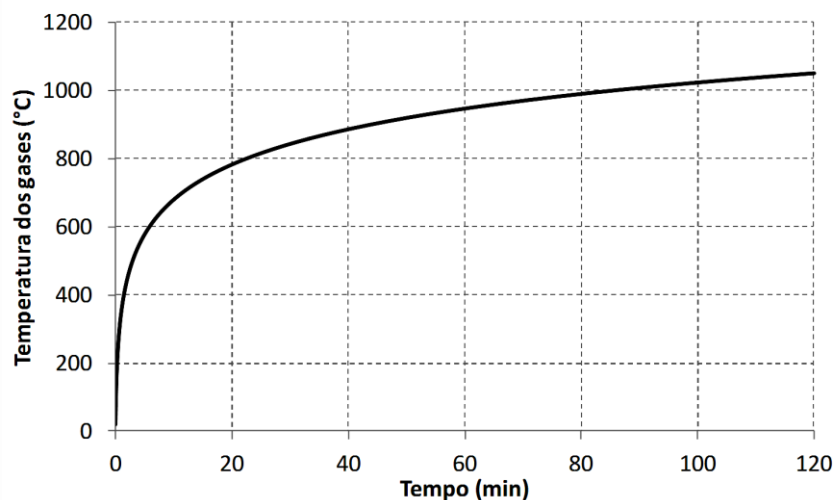
proporções, sem riscos à vida ou à segurança da estrutura; uma segunda fase na qual toda a carga combustível entra em ignição, instante denominado de *flashover*, a partir do qual as temperaturas dos gases aumentam rapidamente, caracterizando um incêndio de grandes proporções; e a fase final de resfriamento, após a queima de todo material combustível ou a extinção do oxigênio no ambiente.

#### 2.2.2.2. Curvas de incêndio nominais

A consideração da curva real de incêndio é complexa e demanda modelos computacionais que simulem o comportamento real de um incêndio dentro de um compartimento, porém o comportamento dessa curva depende de diversas características como: carga de incêndio, grau de ventilação do ambiente, características físico-térmicas dos materiais de vedação, dentre outras. Devido a essa dificuldade, simplificada as normas apresentam várias maneiras de modelar a temperatura dos gases em um compartimento incendiado por meio de curvas de incêndio nominais e paramétricas.

As curvas nominais são curvas do tipo Temperatura  $\times$  Tempo, definidas por fórmulas simples que independem das dimensões ou do tipo do compartimento. A curva mais comumente empregada é a curva do incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) mostrada na Figura 2.10, que é indicada pela ABNT NBR 14432:2001 e pela EN-1991-1-2:2002 para incêndio de materiais celulósicos.

Figura 2.10 – Curva de incêndio-padrão prescrita na ISO 834-1 (1999).



Fonte: o autor.

A equação que descreve a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1 (1999) é dada por:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

onde:

- $\theta_g$  é a temperatura dos gases no tempo  $t$  (em °C);
- $\theta_0$  é a temperatura inicial do ambiente, normalmente tomada como 20 °C;
- $t$  é o tempo decorrido desde a ignição do fogo, em minutos.

Além da equação (2.1), a EN 1991-1-2:2002 também fornece outras duas curvas, sendo essas:

a) Curva de incêndio para elementos exteriores:

$$\theta_g = \theta_0 + 660 (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) \quad (2.2)$$

b) Curva de incêndio para hidrocarbonetos:

$$\theta_g = \theta_0 + 1080 (1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) \quad (2.3)$$

### 2.2.2.3. Curvas de incêndio paramétricas

No anexo A da EN 1991-1-2:2002, são apresentadas curvas paramétricas de evolução de temperatura visando modelagens mais refinadas de elementos estruturais em situação de incêndio. Essas curvas podem ser aplicadas em compartimentos de até 500 m<sup>2</sup> e dependem de certos parâmetros físicos como:

- densidade de carga de incêndio, pois quanto maior for a carga de incêndio maior a duração do tempo de incêndio;
- condições de circulação de ar, que depende da geometria, dimensões e distribuições das aberturas do compartimento, de modo que, compartimentos com aberturas maiores implicam em incêndios mais rápidos, porém mais severos;
- propriedades das paredes que envolvem o compartimento, quanto à absorção de energia térmica, que limita a temperatura do incêndio.

As curvas paramétricas apresentam, diferentemente das curvas nominais, a fase de arrefecimento. Segundo Ribeiro (2009), essas curvas buscam caracterizar de modo mais apropriado os incêndios reais, considerando os principais parâmetros que os influenciam com relação à extensão e quanto ao desenvolvimento.

### **2.2.3. Tempo requerido de resistência ao fogo**

De acordo com a ABNT NBR 14432:2001, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. Vale ressaltar que o TRRF não tem relação com o tempo de duração do incêndio ou o tempo de resposta para a ação de combate ao fogo por parte do corpo de bombeiros, ou seja, o que determina o colapso de um elemento estrutural é a temperatura à qual ele está submetido e não o tempo gasto para que essa temperatura seja atingida.

Pensando em uma avaliação estrutural, o TRRF pode ser interpretado como uma ação que deve ser levada em conta no dimensionamento em situação de incêndio, que além de aumentar diretamente as solicitações, age deteriorando as propriedades físicas, como a resistência e o módulo de elasticidade dos materiais (RIBEIRO, 2009).

## **2.3. Lajes mistas em situação de incêndio**

Nos itens subsequentes estão apresentados os trabalhos mais relevantes em relação às lajes mistas em situação de incêndio, acentuando os objetivos, resultados e conclusões obtidas e, posteriormente, apresenta-se uma breve conceituação sobre a ação de membrana.

### **2.3.1. Trabalhos relevantes relativos às lajes mistas em situação de incêndio**

Devido aos diversos casos de incêndio que ocorreram em estruturas de aço e mistas, muitos trabalhos de pesquisa, tanto experimentais quanto numéricos, vêm sendo desenvolvidos ao longo dos anos para investigar a performance das lajes mistas em altas temperaturas e os fatores que influenciam no seu comportamento.

Na década de 1980 um projeto de pesquisa da ECSC (*European Coal and Steel Community*) foi iniciado na Holanda no TNO *Building and Construction Research*, no qual 25 experimentos foram realizados para avaliar o comportamento térmico e estrutural de lajes mistas (BOTH, 1998). Doze desses experimentos buscavam avaliar o fluxo de calor nas lajes mistas expostas ao incêndio-padrão (ISO 834-1, 1999) variando o perfil da fôrma de aço. Os resultados mostraram que a geometria da fôrma tem grande influência na distribuição de temperaturas nas lajes mistas. O restante dos experimentos buscou investigar o comportamento termomecânico das lajes mistas variando os perfis das fôrmas, as taxas de armaduras e as condições de vinculação (simplesmente apoiadas, em balanço e contínuas com vãos iguais de 3,20 m). Os

resultados mostraram que o colapso depende principalmente das condições de contorno, uma vez que as lajes contínuas apresentaram uma maior capacidade portante que as demais.

Alguns incêndios ocorridos em edifícios com estruturas de aço e sistemas de piso misto, indicaram que a performance global das estruturas mistas em altas temperaturas era muito superior ao que as normas indicavam (FOSTER *et al.*, 2007). Um exemplo foi o incêndio do edifício *Broadgate Phase 8* (Figura 2.11) no ano de 1990, em Londres. De acordo com o relatório “P113: *Investigation of Broadgate Phase 8 Fire*” da SCI (1991), o incêndio ocorreu em um átrio do edifício e durou mais de 4 h e 30 min, com no mínimo 2 h apresentando temperaturas acima de 1000 °C. Esse relatório concluiu que quando um incêndio afeta somente uma parte da estrutura, mas a mesma se comporta como uma entidade única, caso de edifícios de múltiplos andares, a estabilidade estrutural é significativamente melhorada.

Figura 2.11 – Incêndio ocorrido no edifício *Broadgate Phase 8*.



(a) Ação do corpo de bombeiros.



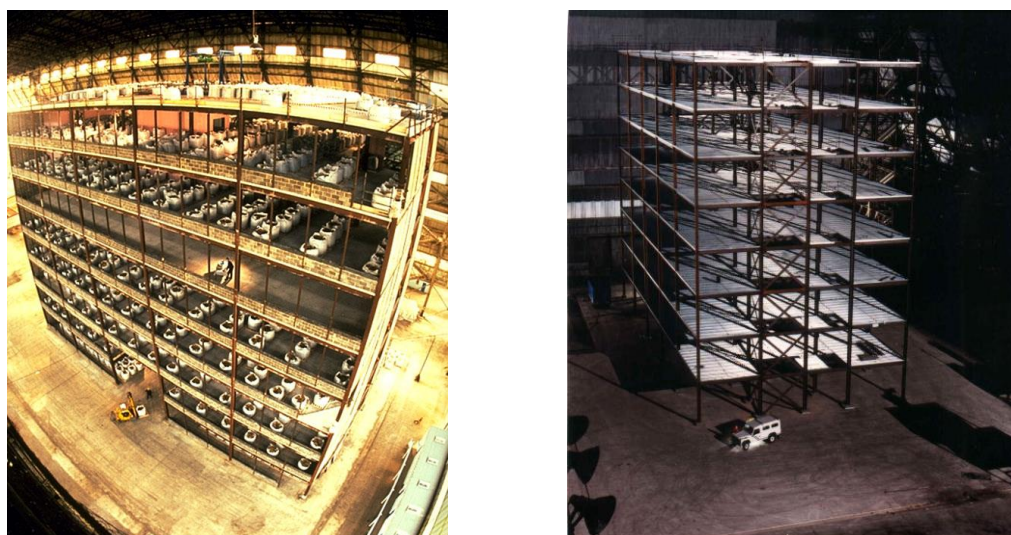
(b) Interior da edificação após o incêndio.

Fonte: Steel Construction Institute (1991).

Dessa forma, a fim de compreender o comportamento global de estruturas de aço e mistas sob ações térmicas, entre 1995 e 2003, o *Building Research Establishment* (BRE) em conjunto com a *British Steel* (BS), realizaram uma série de 7 experimentos em escala real em um edifício de 8 pavimentos (Figura 2.12), no laboratório de Cardington na Inglaterra (FOSTER *et al.*, 2007). Mesmo para temperaturas bem mais altas que as estimadas, em nenhum dos casos houve colapso estrutural. Com base nesses ensaios, diversos trabalhos foram desenvolvidos para investigar estruturas de aço e mistas de aço e concreto em situação de incêndio (LENNON, 1997; BAILEY; LENNON; MOORE, 1999; FOSTER *et al.*, 2007).

Nos ensaios de Cardington, as lajes mistas suportaram as cargas gravitacionais mesmo durante o incêndio, com deslocamentos bem superiores aos observados em ensaios isolados, sem ruptura. Diversos modelos numéricos foram desenvolvidos para avaliar esse comportamento e mostraram que essa resiliência inesperada decorria da combinação dos efeitos de continuidade das lajes, efeito das tensões de catenárias, desenvolvidas nas lajes e vigas principalmente sob curvatura uniaxial, e à ação de membrana das lajes em grandes deformações, efeito auto equilibrado em uma laje onde se forma uma membrana tracionada suportada por um anel comprimido na região dos apoios (HUANG; BURGESS; PLANK, 2000; SANAD *et al.*, 2000 e FOSTER *et al.* 2007).

Figura 2.12 – Edifício de 8 pavimentos em Cardington.



Fonte: Foster *et al.* (2007).

Vale ressaltar que o desenvolvimento da ação de membrana é um fenômeno que já vem sendo estudado em lajes de concreto desde a década de 1950. Porém, as primeiras observações desse efeito em elevadas temperaturas foram feitas nos ensaios de Cardington, o que alavancou as pesquisas relativas a esse tema.

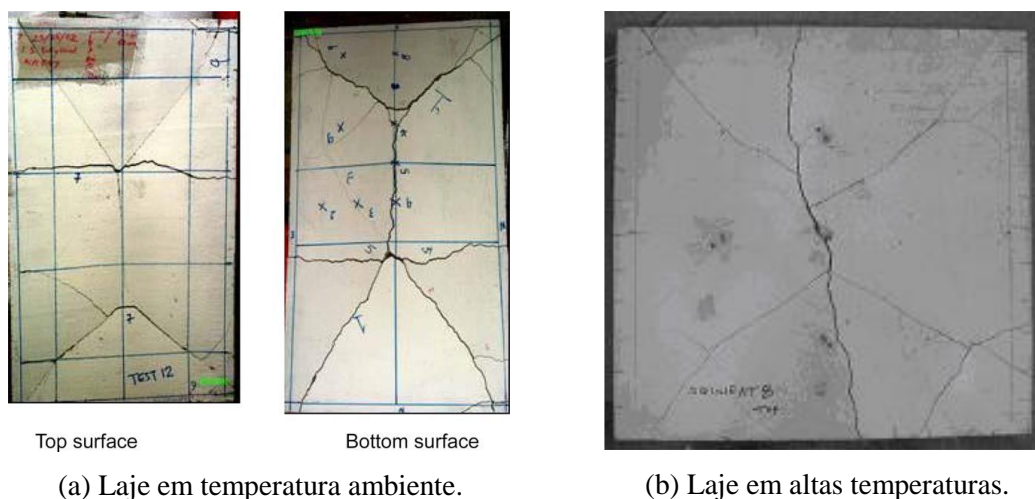
Testes realizados em edifícios também ocorreram na Austrália, Nova Zelândia e Alemanha. Os resultados evidenciaram que, mesmo com as vigas e lajes mistas sem revestimento contra fogo e em regime de grandes deslocamentos, os sistemas mistos mantiveram a integridade estrutural. Tanto na Austrália quanto na Nova Zelândia, foram desenvolvidos modelos analíticos de dimensionamento para as lajes mistas sem revestimento contra fogo para edifícios de múltiplos pavimentos (BRITISH STEEL, 1999).

Bailey, White e Moore (1999) ensaiaram uma laje mista retangular semelhante às lajes dos experimentos em Cardington. O ensaio foi realizado em temperatura ambiente devido à dificuldade de realização de ensaios termomecânicos. Para simular os efeitos relativos ao aumento das temperaturas, a fôrma de aço foi retirada antes da aplicação do carregamento, ou seja, desconsiderando a contribuição da fôrma sob altas temperaturas. Foi observado o desenvolvimento da ação de membrana e os resultados mostraram que a capacidade de carga da laje foi duas vezes superior à estimada pelas normas da época.

Um modelo analítico foi desenvolvido por Bailey e Moore (2000a, 2000b) para prever a ruptura das lajes mistas em situação de incêndio, chamado de "Método de Bailey". Esse método foi desenvolvido com base em ensaios realizados em temperatura ambiente e calcula a majoração das resistências devido à ação de membrana, considerando o efeito da redução das resistências do concreto e da armadura em diversas temperaturas. Porém, seus cálculos baseiam-se no mecanismo de charneira plástica, antes da ocorrência da ação de membrana.

Foster *et al.* (2004, 2005) coordenaram um programa experimental para examinar o comportamento de lajes de concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio por meio de ensaios em modelos reduzidos (Figura 2.13). O objetivo foi comparar o mecanismo de falha das lajes em temperatura ambiente e em situação de incêndio em regime de grandes deslocamentos. Os parâmetros mais investigados incluem o efeito da taxa de armadura e a resistência da ancoragem das barras em relação à perda de integridade da peça devido às fissuras formadas por tensões de tração.

Figura 2.13 – Comparação entre as lajes ensaiadas em temperatura ambiente e em altas temperaturas.

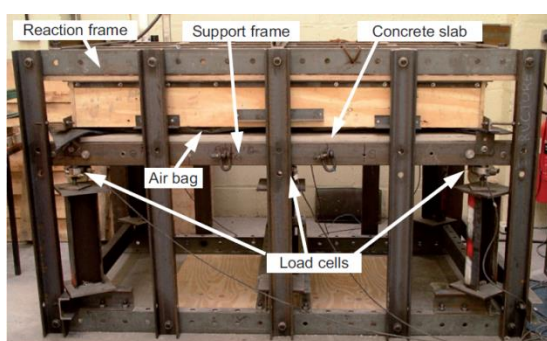


Fonte: Foster *et al.* (2004, 2005).

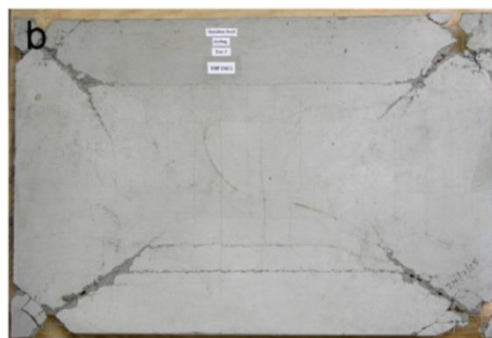
Os autores observaram que o mecanismo de ruptura difere de uma situação para outra. Em temperatura ambiente as superfícies na região dos apoios giram em direção ao centro e as charneiras plásticas se formam ainda em deslocamentos pequenos. A medida que os deslocamentos aumentam o comportamento das lajes evolui e se desenvolve a ação de membrana. Já em altas temperaturas, a laje inicialmente apresenta deslocamentos com curvatura dupla apresentando trincas que atravessam toda sua espessura na direção do menor vão, gerando charneiras plásticas menos perceptíveis.

Com o intuito de validar melhorias no “Método de Bailey”, Bailey e Toh (2007) conduziram 44 experimentos em modelos reduzidos de lajes de concreto simplesmente apoiadas. Foram ensaiadas 22 lajes em temperatura ambiente e 22 em situação de incêndio (Figura 2.14).

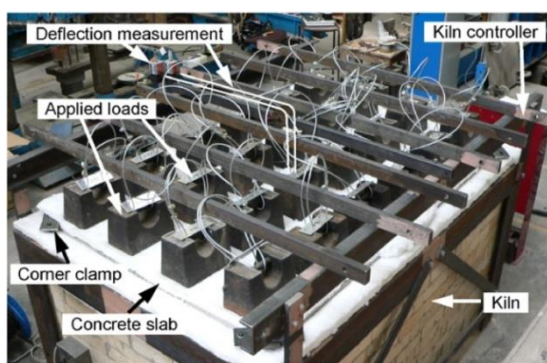
Figura 2.14 – Ensaio para estudo da ação de membrana em lajes de concreto.



(a) Montagem em temperatura ambiente.



(b) Ruptura típica próxima aos apoios.



(c) Montagem em situação de incêndio.



(d) Modo de colapso em situação de incêndio.

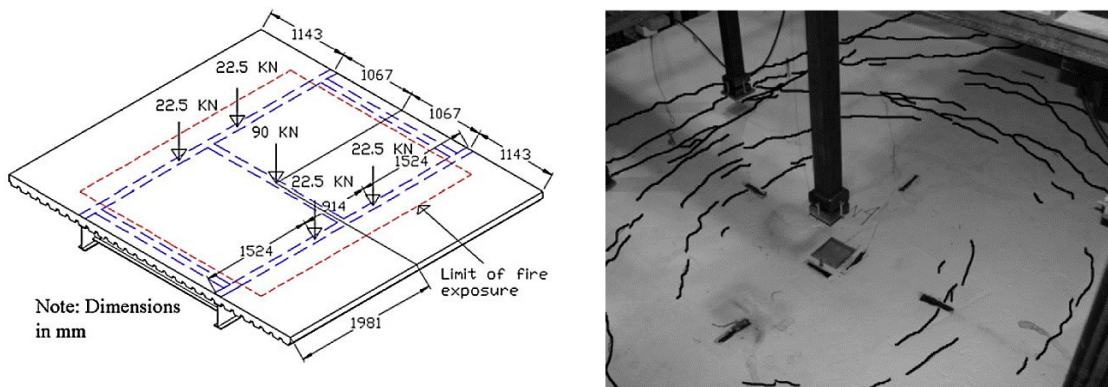
Fonte: Bailey e Toh (2007).

Os resultados experimentais de Bailey e Toh (2007) demonstraram que em temperatura ambiente a ruptura das armaduras ou o esmagamento do concreto próximo aos apoios eram os fatores determinantes. Já para os testes em altas temperaturas, em todos os casos a ruptura das

armaduras foi o fator determinante. O método proposto foi comparado com os resultados experimentais e apresentou boa correlação para ambos os casos em relação aos modos de ruptura. Por outro lado, apresentou previsões conservadoras em relação ao deslocamento das lajes em temperatura ambiente e das temperaturas de falha em condições de incêndio.

Fike e Kodur (2011) apresentaram um estudo experimental e numérico de um sistema de piso misto em situação de incêndio. O sistema era composto por cinco vigas de aço e uma laje mista de concreto reforçado com fibras de aço. Tanto as vigas quanto a fôrma da laje não possuíam proteção contra fogo. A ideia era melhorar a capacidade dúctil e a resistência dos sistemas de piso misto expostos ao fogo. Os resultados do ensaio mostraram que o comportamento misto aumenta a resistência significativamente em situação de incêndio. Além disso, observou-se que o desenvolvimento da ação de membrana facilita a transmissão dos esforços das vigas mais degradadas pelo fogo para regiões mais frias da laje, melhorando a resistência do sistema. Os resultados do modelo numérico, elaborado no *software* SAFIR, mostraram que a presença das fibras de aço melhorou sensivelmente a resistência à tração das lajes devido à ductilidade fornecida pelas fibras, o que favorece ainda mais o desenvolvimento da ação de membrana à tração. O esquema de montagem do sistema de piso misto ensaiado e o padrão de fissuras observadas após a realização do ensaio são apresentados na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Esquema de montagem e padrão de fissuras do sistema de piso misto após o ensaio.



(a) Esquema de montagem.

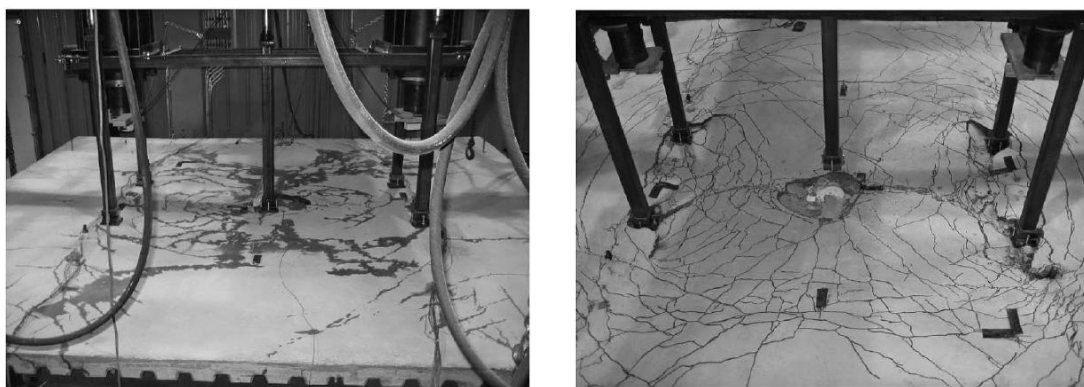
(b) Padrão de fissuras após o ensaio.

Fonte: Fike e Kodur (2011).

Nesse mesmo ano, Wellman *et al.* (2011) ensaiaram três lajes mistas de pequena espessura em situação de incêndio (Figura 2.16). O objetivo foi avaliar a influência das ligações entre vigas, o revestimento contra fogo nas vigas secundárias e a influência da curva temperatura-tempo no

comportamento das lajes mistas. Observou-se que, embora a contribuição das lajes mistas fosse bastante significativa na transferência das cargas gravitacionais para as vigas, uma vez que as vigas secundárias começavam a colapsar, a laje mista utilizada não era capaz de estabilizar o sistema e evitar o colapso global. Esse comportamento sugere que a não utilização do revestimento contra fogo causa uma elevação muito rápida das temperaturas na viga secundária, que tem suas propriedades degradadas muito rapidamente e, portanto, não é recomendado.

Figura 2.16 – Comportamento típico das lajes mistas em situação de incêndio.



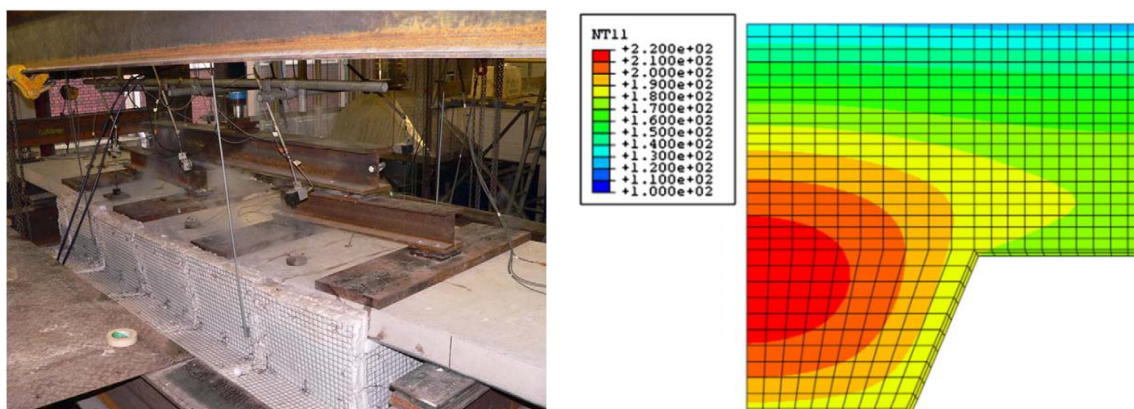
(a) Saída do vapor de água durante o ensaio. (b) Ruptura do concreto no centro da laje.

Fonte: Wellman *et al.* (2011).

Para avaliar a resposta das lajes mistas durante as fases de aquecimento e resfriamento, Guo e Bailey (2011) conduziram uma série de experimentos com diferentes cenários de incêndio. Foram ensaiados nove modelos idênticos (Figura 2.17-a), sendo dois em temperatura ambiente e o restante em situação de incêndio. Os parâmetros variados foram as taxas de aquecimento, duração do incêndio, temperaturas máximas do ensaio e taxas de resfriamento. Com base nos resultados, os autores concluíram que as temperaturas na superfície de concreto exposta ao ambiente e nas armaduras atingem o máximo na etapa de resfriamento do forno, podendo não atender ao critério de isolamento térmico. Além disso, observou-se que a malha de armaduras foi capaz de promover estabilidade estrutural por meio da ação de membrana, destacando o fato de que as lajes mistas podem ser capazes de resistir ao carregamento durante o aquecimento mas falhar em requisitos de isolamento e estanqueidade durante o resfriamento. Outro fato importante observado nesse programa experimental mostrou que um cenário de incêndio resultou em maiores deslocamentos, enquanto que outro cenário resultou em temperaturas mais elevadas na superfície ambiente do concreto.

Complementando esse trabalho, Guo (2012) desenvolveu um modelo numérico, representando apenas uma nervura das lajes mistas ensaiadas, para avaliar a influência da espessura da fôrma de aço, a resistência do concreto e a malha de armaduras no comportamento das lajes mistas com diferentes cenários de incêndio (Figura 2.17-b). As análises indicaram que os cenários de incêndio têm grande influência no comportamento das lajes mistas durante as fases de aquecimento e resfriamento. Também mostra-se que as forças de reação variam bastante durante as duas fases do experimento, o que influencia a distribuição de cargas em uma estrutura completa. Por fim, constatou-se que a espessura da fôrma tem um papel determinante na resistência do sistema, enquanto que a resistência do concreto e a malha de armaduras têm um papel secundário.

Figura 2.17 – Exemplo de ensaio e modelo numérico desenvolvido.



(a) Laje durante o ensaio térmico.

(b) Distribuição de temperaturas do modelo numérico para tempo de ensaio de 170 min.

Fonte: Guo (2012).

Li, Zhang e Jiang (2017) investigaram o comportamento térmico e mecânico de lajes mistas expostas ao incêndio-padrão (ISO 834-1, 1999), com objetivo de estudar o desenvolvimento da ação de membrana. Ressalta-se que os experimentos realizados por esses autores foram utilizados como referência para o desenvolvimento dos modelos numéricos desta dissertação.

Foram ensaiadas 4 lajes e consideradas diversas condições de projeto por meio da variação dos seguintes parâmetros: condições de contorno da laje, direção das nervuras da fôrma de aço, cobertura das armaduras antifissuração e a presença, ou não, de vigas secundárias. Os autores verificaram a temperatura em diversos pontos do sistema, a formação de trincas e fissuras no concreto, as deformações nos extensômetros e os deslocamentos da laje mista. Os resultados experimentais demonstraram que a capacidade resistente das lajes mistas ensaiadas foi superior

às encontradas pelas formulações do Eurocode 4 (EN 1994-1-2.2005), tanto em relação ao critério de isolamento térmico quanto ao colapso estrutural, sendo o último evidenciado pela confirmação da ação de membrana, que permitiu que a laje alcançasse grandes deslocamentos sem a ocorrência da falha.

Figura 2.18 – Padrão de fissuras residuais nas lajes.



(a) Laje S-1.

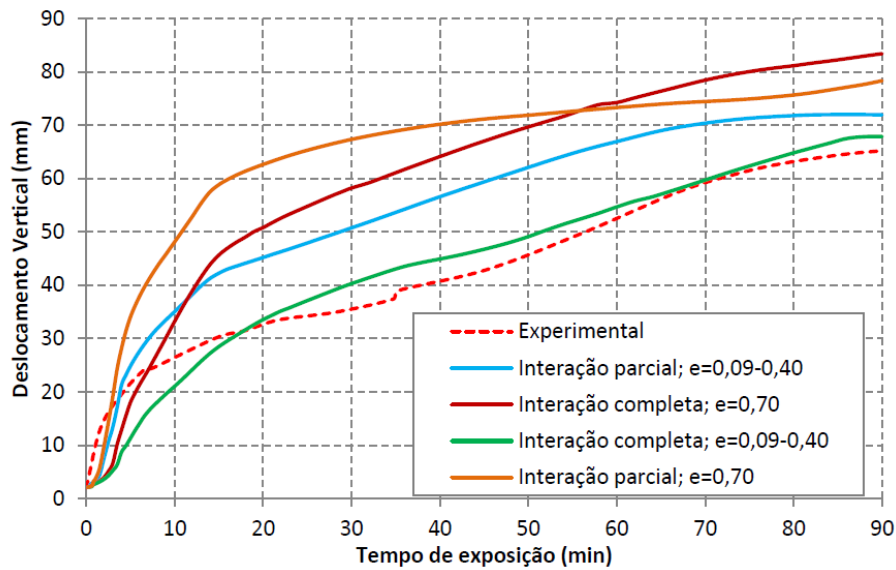
(b) Laje S-3.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

No Brasil, o estudo de lajes mistas em condições de incêndio ainda é pouco explorado, sendo a maioria dos trabalhos realizados na área de modelagem numérica. Dentre esses trabalhos, os principais na área são os de Santos (2014), Cordeiro (2014) e Sousa *et al.* (2017).

Santos (2014), desenvolveu modelos numéricos de lajes mistas com o software TNO DIANA com base nos experimentos de Guo e Bailey (2011). Foram realizadas análises térmicas e termomecânicas. Para as primeiras, os resultados experimentais e numéricos apresentaram boas correlações quando se utilizaram elementos de interface entre a forma de aço e o concreto. Já para as análises mecânicas, em temperatura ambiente, o comportamento carga  $\times$  deslocamento dos modelos só foram bem representados considerando-se interação parcial entre a fôrma e o concreto. No entanto, com o carregamento constante e em situação de incêndio, os deslocamentos ocorridos no tempo só foram compatíveis com uso da interação completa entre os materiais (Figura 2.19).

Figura 2.19 – Deslocamentos verticais no meio do vão ao longo do tempo.



Fonte: Santos (2014).

Cordeiro (2014) analisou alguns painéis de lajes mistas comparando os métodos de dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio: o método da ABNT NBR 14323:2013 (que não considera os efeitos da ação de membrana) e métodos que incluem o efeito de membrana (método de Bailey, programa MACS+ e programa de computador pelo método de elementos finitos Vulcan). O programa MACS+ foi desenvolvido tomando como base o método de Bailey, portanto os resultados obtidos pelo programa e pelo método analítico foram muito próximos. Já quando comparado com o Vulcan, o método de Bailey apresentava resultados ora conservadores ora contra a segurança dependendo da configuração da laje mista. Ambos os métodos, quando comparados com o procedimento de cálculo da norma brasileira, apresentam economia de materiais, principalmente os de revestimento contra fogo.

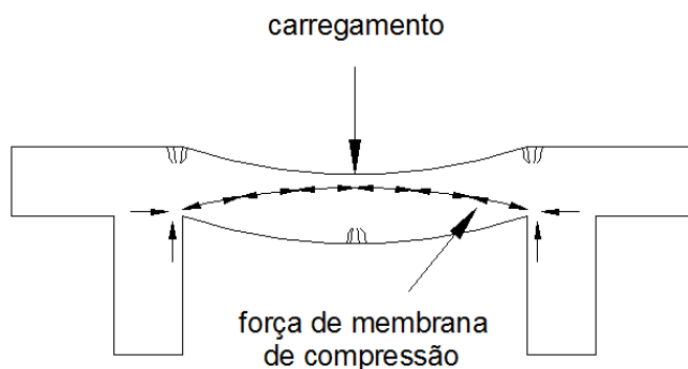
Por fim, o trabalho de Sousa *et al.* (2017) teve como objetivo ajustar um modelo numérico para representar o comportamento das lajes mistas ensaiadas por Guo e Bailey (2011), com uso do *software* Abaqus. Foram realizadas análises termomecânicas fracamente acopladas, nas quais os efeitos térmicos influenciam os efeitos mecânicos, mas o inverso não ocorre. Os autores utilizaram interação completa entre o concreto e o aço (conexão entre nós do tipo *Tie*). Os resultados das análises térmicas foram considerados coerentes, com exceção em relação às temperaturas na face do concreto exposta ao ambiente, na qual a temperatura calculada foi bem superior à experimental. Quanto ao comportamento carga-deslocamento, os resultados numéricos foram satisfatórios quando comparados com os experimentais.

### 2.3.2. Desenvolvimento da ação de membrana

A ação de membrana consiste em um mecanismo geometricamente não linear (efeito de segunda ordem) inerente de lajes de concreto fletidas, mistas ou não. Quando submetidas à flexão, as lajes se deformam verticalmente, e a face tracionada desenvolve fissuras. Segundo Wang (2001), essa fissuração tende a expandir lateralmente a laje para fora das regiões dos apoios, porém caso as condições de contorno restrinjam essa expansão, como a continuidade da laje, aparecem forças internas de compressão no plano da laje.

A ação da membrana de compressão decorre do arqueamento da laje (Figura 2.20) e depende das condições de restrição dos apoios. Se o centro da força de compressão nos apoios ocorrer na face inferior da laje, e o centro da força de compressão na laje ocorrer na face superior, a membrana de compressão pode ocorrer apenas para valores de deslocamentos menores que a espessura da laje. A dificuldade de determinação da restrição da laje é um dos fatores que dificultam a sua consideração por parte dos projetistas (CORDEIRO, 2014).

Figura 2.20 – Membrana de compressão em uma laje restringida horizontalmente.



Fonte: Cordeiro (2014).

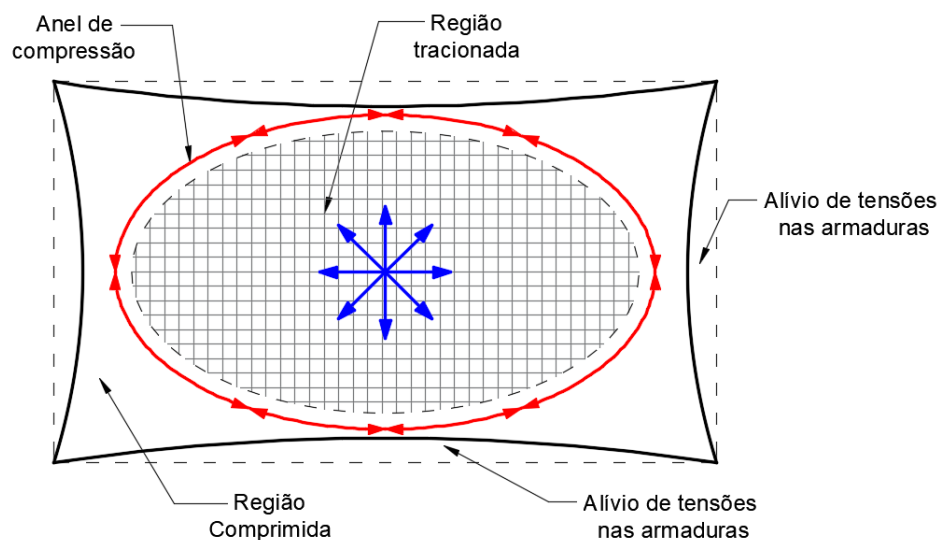
Portanto, para que a ação da membrana de compressão se desenvolva, a laje deve ser suficientemente espessa e possuir restrições laterais capazes de suportar as forças de compressão na laje. Se isso não ocorrer, como em lajes simplesmente apoiadas sem restrição lateral nos apoios, a ação da membrana compressiva não se desenvolverá (WANG, 2001).

De modo geral, lajes mistas usuais são finas e seus deslocamentos verticais, principalmente em situação de incêndio, são maiores que a espessura da laje. Logo, a ação da membrana de compressão representaria, na melhor das hipóteses, apenas uma fase transitória no

comportamento da laje. Em grandes deslocamentos, para que a laje continue a resistir ao acréscimo de esforços, a membrana de compressão começa a se transformar gradualmente em membrana de tração a partir do centro da laje. Desse ponto em diante, os esforços no centro da laje passam a ser resistidos pela malha de armaduras.

Segundo Wang (2001), a ancoragem das forças de tração depende das condições de restrição das lajes nos apoios. Caso a laje possua restrições laterais em seu plano, como em lajes contínuas, as forças da membrana de tração serão resistidas pelos apoios. Porém, em situações mais realistas, os suportes laterais não serão suficientemente resistentes para suportar os esforços de tração das armaduras. Nesse caso, ocorre a formação de anéis de compressão que suportam a tração nas barras. Esse mecanismo de transferência de esforços de tração da membrana para os anéis comprimidos é ilustrado na Figura 2.21.

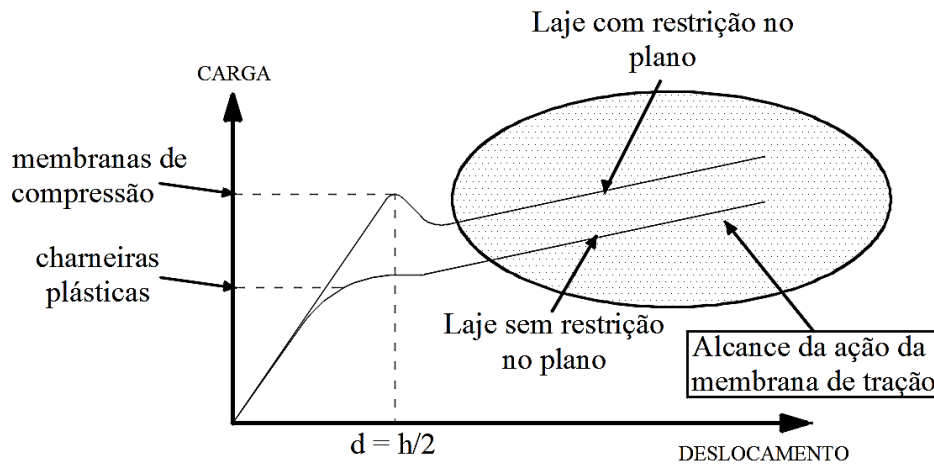
Figura 2.21 – Esforços da membrana de tração suportados pelo anel de compressão.



Fonte: Adaptado de Cordeiro (2014).

Considerando uma laje com espessura “ $h$ ”, submetida a um dado carregamento, seu comportamento carga  $\times$  deslocamento, dependendo das condições de contorno, é ilustrado na Figura 2.22.

Figura 2.22 – Comportamento carga-deslocamento completo de uma laje de acordo com as condições de restrição no plano.



Fonte: Adaptado de Wang (2001).

Com o aumento da carga, as charneiras plásticas começam a se desenvolver com o auxílio da ação da membrana de compressão. Para lajes com restrição no plano, esse comportamento ocorre até o ponto onde o deslocamento vertical alcança valores da ordem da metade da espessura das lajes ( $h/2$ ), o que não ocorre para lajes não restringidas.

As forças da membrana de compressão começam a diminuir após o início da fissuração no meio da laje. A partir desse ponto, com o aumento das flechas, as fissuras começam a se propagar na direção da espessura da laje e as forças de tração no meio do vão começam a ser resistidas pelas armaduras. Esse mecanismo continua até que praticamente toda a espessura da laje, nessa região, esteja submetida à esforços de tração, caracterizando a ação da membrana de tração.

Vale ressaltar, que a ação da membrana de compressão não ocorre em lajes sem restrições laterais em seu plano, o que acaba por minimizar os efeitos da membrana de tração quando comparadas com lajes restringidas no plano.

## 3 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO

---

Neste capítulo apresenta-se uma descrição detalhada dos modelos numéricos desenvolvidos para a investigação do comportamento de lajes mistas em situação de incêndio, com ênfase na avaliação da influência da ação de membrana tomando-se como base os modelos experimentais de Li, Zhang e Jiang (2017), conduzidos na Universidade de Tongji, na China.

### 3.1. Características gerais dos modelos de referência

#### 3.1.1. Geometria e montagem das lajes mistas ensaiadas

Li, Zhang e Jiang (2017) ensaiaram quatro lajes mistas, denominadas S-1, S-2, S-3 e S-4, cujas configurações são apresentadas na Figura 3.1. As lajes foram montadas sobre um forno, com dimensões horizontais de 4,5 m × 3,0 m e 2,2 m de altura. Tanto as fôrmas quanto as vigas secundárias não possuíam revestimento contra fogo. A seção da fôrma, cuja espessura é de 1 mm, e das vigas principais e secundárias são apresentadas na Figura 3.2.

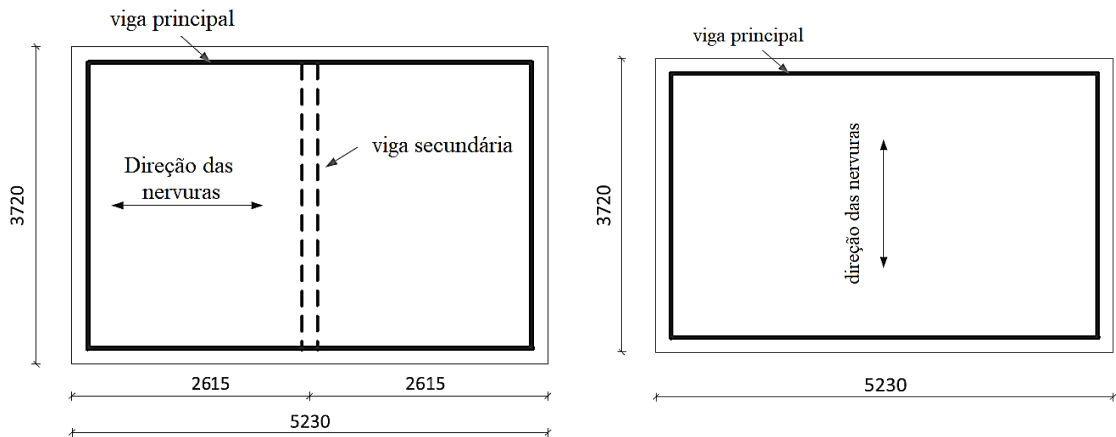
Foram utilizadas armaduras para combater a fissuração com barras de 8 mm de diâmetro espaçadas de 150 mm nas duas direções, dispostas na capa de concreto. O cobrimento foi de 21 mm na laje S-1 e 30 mm nas demais.

A ligação entre a laje e a viga secundária, quando aplicável, foi realizada com a solda de dois conectores do tipo *stud bolt* de 125 mm de altura por nervura da fôrma, conforme mostrado na Figura 3.2-c. Foram colocados dois conectores por nervura para garantir a interação completa entre os elementos e impedir ao máximo o deslizamento entre o perfil de aço e a laje mista.

As ligações entre as vigas são detalhadas na Figura 3.3, onde foram utilizados parafusos do tipo M16 grau 10.9 com diâmetro de 18 mm. Além disso, as vigas principais foram parafusadas às paredes do forno ao longo de todo seu comprimento, para garantir as restrições laterais para a laje.

Vale ressaltar que não foram disponibilizadas informações quanto à utilização ou não de escoramento durante a concretagem das lajes.

Figura 3.1 – Planta baixa das lajes ensaiadas (dimensões em mm).

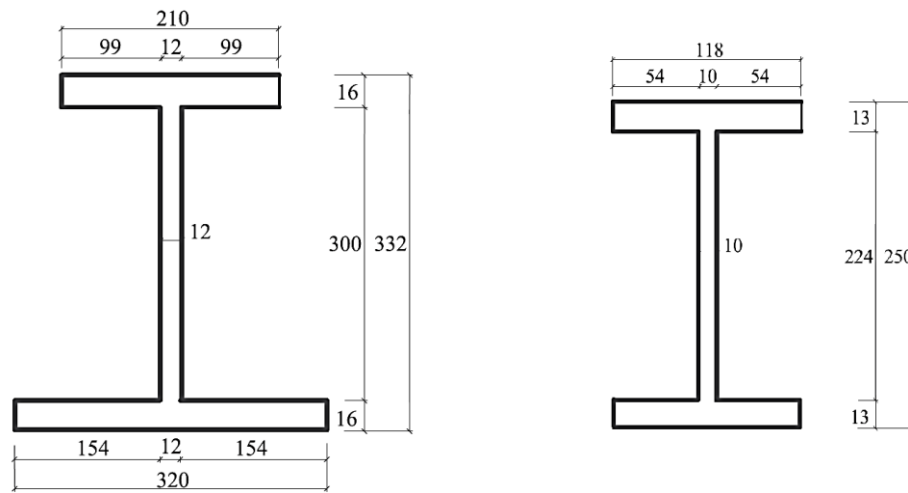


(a) Lajes S-1 e S-2.

(b) Lajes S-3 e S-4.

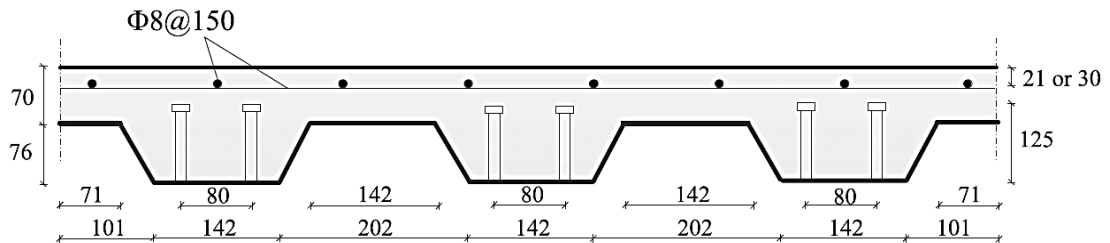
Fonte: Adaptado de Li, Zhang e Jiang (2017).

Figura 3.2 – Seções transversais da laje e das vigas.



(a) Seção transversal da viga principal

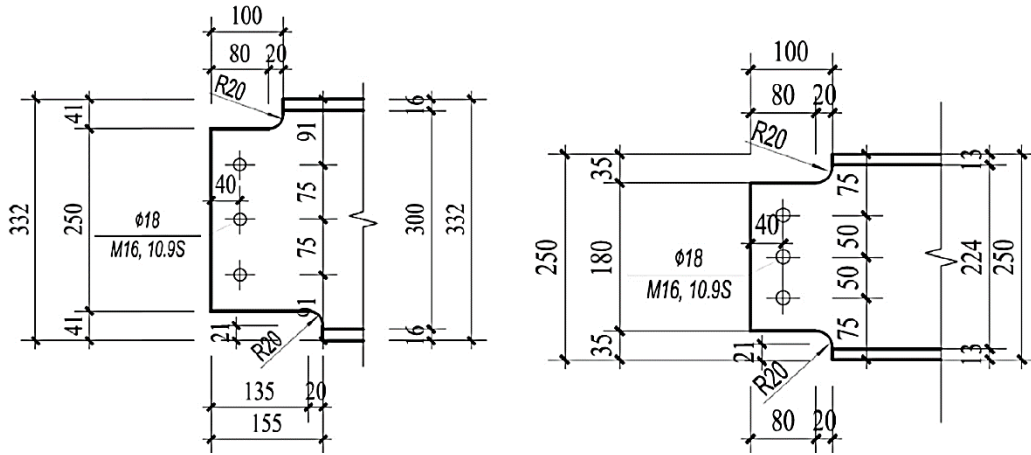
(b) Seção transversal da viga secundária.



(c) Detalhe da seção transversal da laje.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Figura 3.3 – Detalhe das ligações entre as vigas.



(a) Ligação entre vigas principais. (b) Ligação entre vigas secundárias e principais.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

### 3.1.2. Propriedades dos materiais utilizados

Foram ensaiados 5 corpos-de-prova cúbicos com aresta de 150 mm e três amostras de armaduras para cada laje, cujas propriedades são apresentadas na Tabela 3.1. A resistência à compressão cilíndrica ( $f_{c,cil}$ ) do concreto foi obtida com base nas expressões da EN 1992-1-1:2004. Com relação às vigas principais, secundárias e à fôrma de aço, foram utilizados aços com resistências de 345 MPa, 235 MPa e 270 MPa, respectivamente.

Tabela 3.1 – Propriedades dos concretos e das armaduras utilizadas em cada laje.

Amostra	$f_{c,cub.}$ (MPa)	$f_{c,cil.}$ (MPa)	Armadura			
			$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y/f_u$	$\epsilon_{máx}$ (%)
S-1	26,10	20,62	579,1	632,1	0,92	33,3
S-2	21,00	16,28	531,9	604,9	0,88	36,0
S-3	22,37	17,44	557,0	661,3	0,84	31,3
S-4	22,87	17,87	-	-	-	-

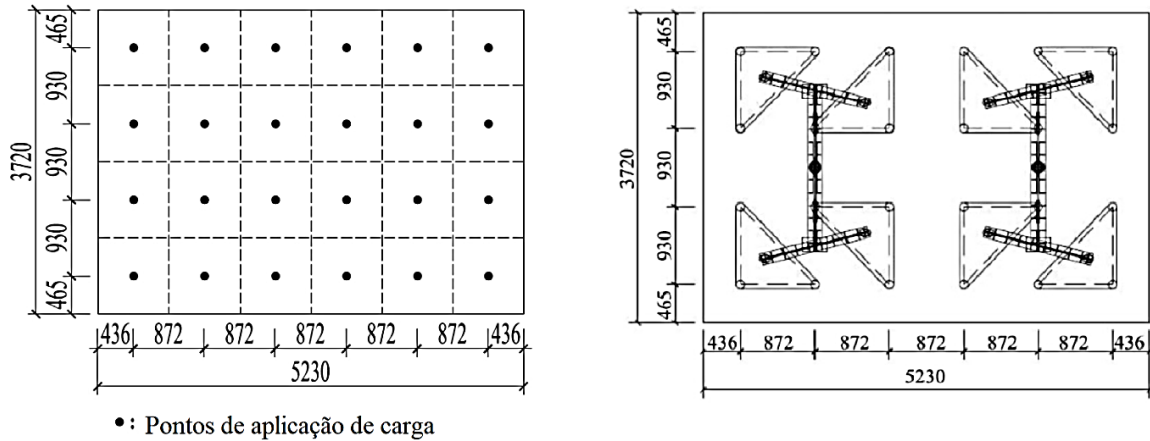
Fonte: Modificado de Li, Zhang e Jiang (2017).

### 3.1.3. Sistema de aplicação de carga

O sistema de aplicação de carga foi projetado para aplicar igualmente o carregamento em 24 pontos conforme mostrado na (Figura 3.4-a), simulando carregamento distribuído por área. As cargas eram aplicadas por dois pórticos de reação no centro do vão de vigas de transferência,

que por sua vez descarregam em vigas menores, até que essas se apoiem no centro de gravidade de placas triangulares. Em cada um dos vértices das placas existem apoios, capazes de transferir igualmente as ações do pórtico para a laje. O esquema em planta é mostrado na Figura 3.4-b.

Figura 3.4 – Esquema do sistema de aplicação de carga.



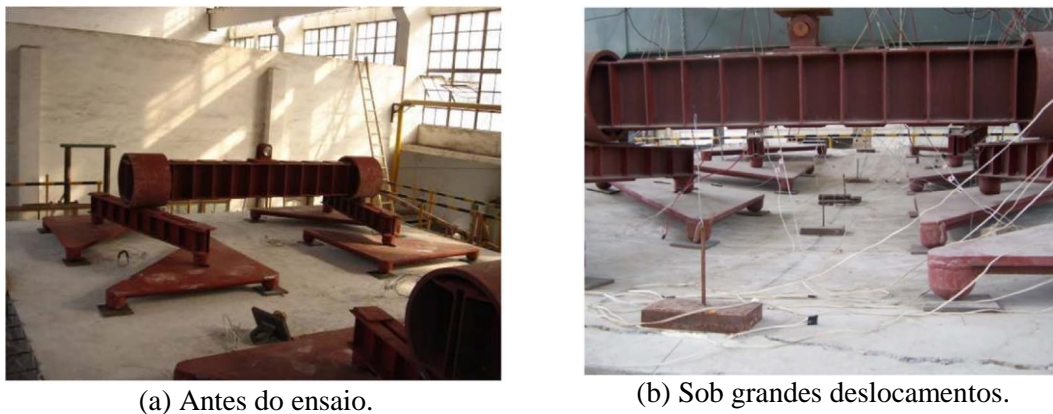
(a) Pontos de aplicação do carregamento

(b) Planta do sistema de carregamento.

Fonte: Adaptado de Li, Zhang e Jiang (2017).

Um aspecto importante desse sistema é a capacidade de manter o carregamento aplicado constante mesmo quando as lajes apresentam grandes deslocamentos (Figura 3.5).

Figura 3.5 – Sistema de aplicação de cargas utilizado.



(a) Antes do ensaio.

(b) Sob grandes deslocamentos.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

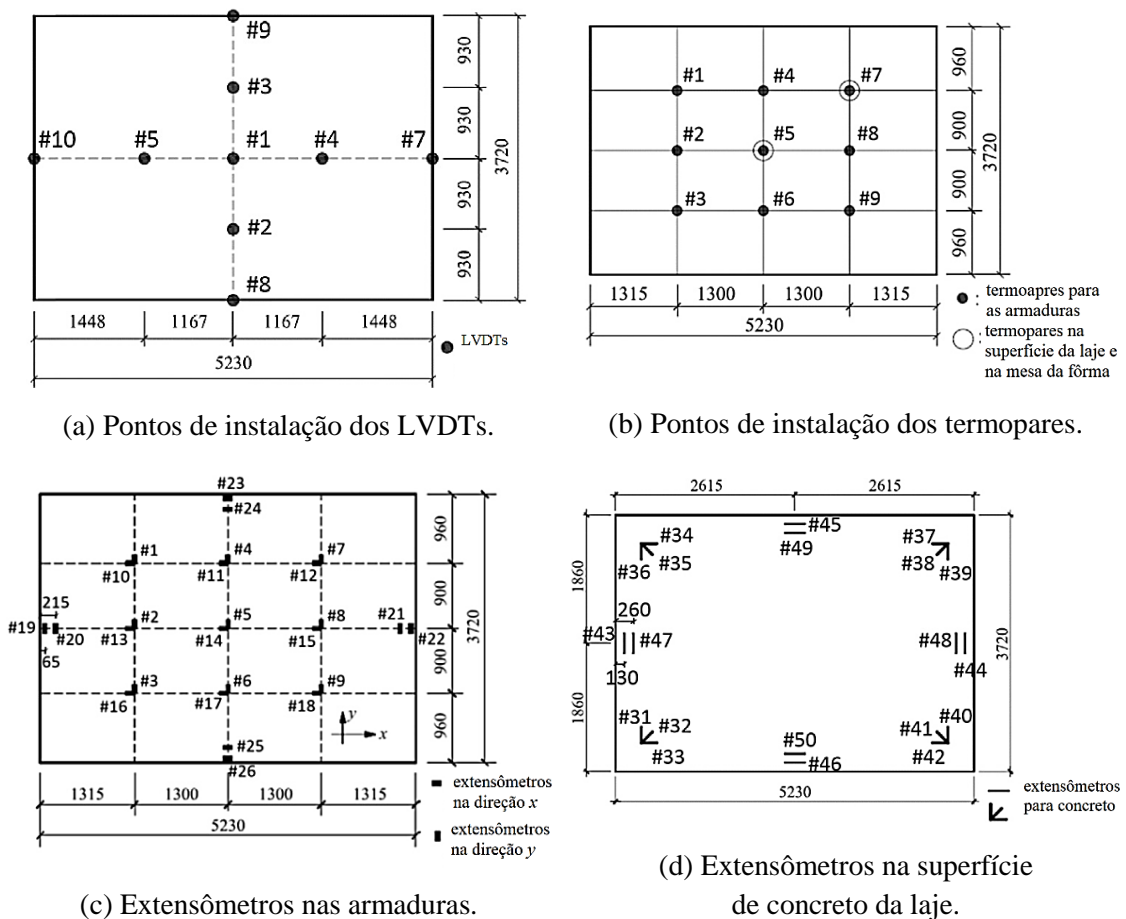
### 3.1.4. Instrumentação dos experimentos

O sistema de aquisição de dados foi conectado a vários sensores instalados em pontos estratégicos das lajes mistas:

- 9 transdutores de deslocamento (LVDTs) instalados sobre a superfície da laje no ponto central, em um quarto de vão e nos bordos;
- 13 termopares, sendo 9 instalados nas armaduras da laje, 2 instalados na mesa inferior da fôrma de aço e 2 instalados na superfície das lajes;
- 26 extensômetros de aço instalados nas armaduras das lajes; e
- 20 extensômetros de concreto instalados sobre a superfície da laje.

Os esquemas com o posicionamento dos sensores são apresentados na Figura 3.6.

Figura 3.6 – Pontos de instalação dos sensores.



Fonte: Adaptado de Li, Zhang e Jiang (2017).

### 3.1.5. Procedimento de ensaio

O procedimento para a realização dos ensaios foi dividido em quatro fases:

- **Fase I:** Aplicação de carregamento em temperatura ambiente. As lajes foram carregadas em 10 passos iguais de carregamento até se atingir a carga de projeto.

- **Fase II:** Aplicação de calor segundo a curva de incêndio da ISO 834-1 (1999) para tempos de ensaio de 75 min, 90 min, 100 min e 100 min para as lajes S-1, S-2, S-3 e S-4 respectivamente.
- **Fase III:** Resfriamento do forno por meio de circulação natural de ar até a estabilização das deformações das lajes.
- **Fase IV:** Descarregamento das lajes em 5 passos idênticos de retirada de carga.

Apresenta-se na Tabela 3.2 um resumo dos detalhes dos experimentos para cada uma das amostras. A razão de carregamento (em torno de 0,6) utilizada pelos autores indica que a carga última em situação de incêndio corresponde a aproximadamente 60 % da carga última em temperatura ambiente, em função das combinações de ações aplicáveis.

Tabela 3.2 – Resumo dos detalhes dos ensaios.

Modelo	Armaduras	Cobrimento (mm)	Direção das nervuras	Viga secundária	Carregamento (kN/m <sup>2</sup> )	Razão de carregamento	Duração (min)
S-1	φ8 c/150	21	paralelo ao maior	Desprotegida	18,4	0,6	75
S-2	φ8 c/150	30	lado		17,7	0,6	90
S-3	φ8 c/150	30	paralelo ao menor	N/A	8,8	0,6	100
S-4	φ8 c/150	30	lado		9,5	0,65	100

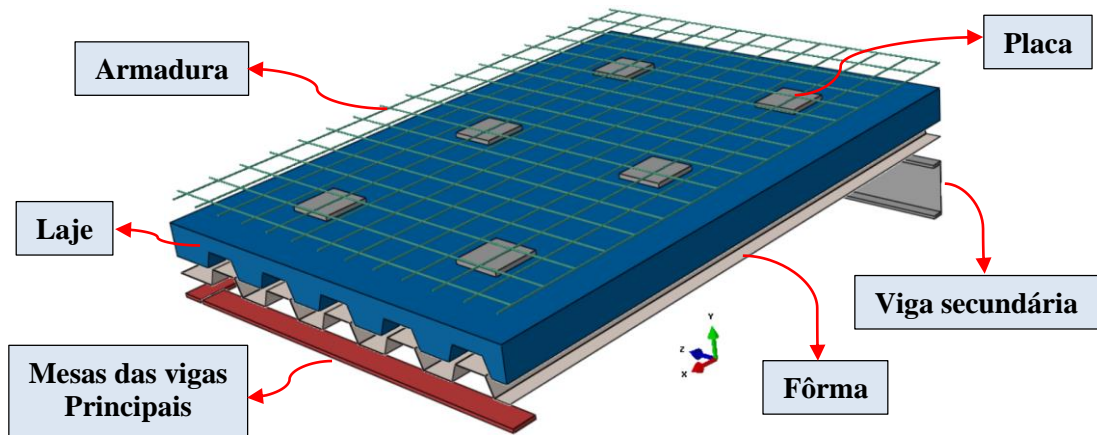
Fonte: Adaptado de Li, Zhang e Jiang (2017).

## 3.2. Características gerais do modelo de elementos finitos

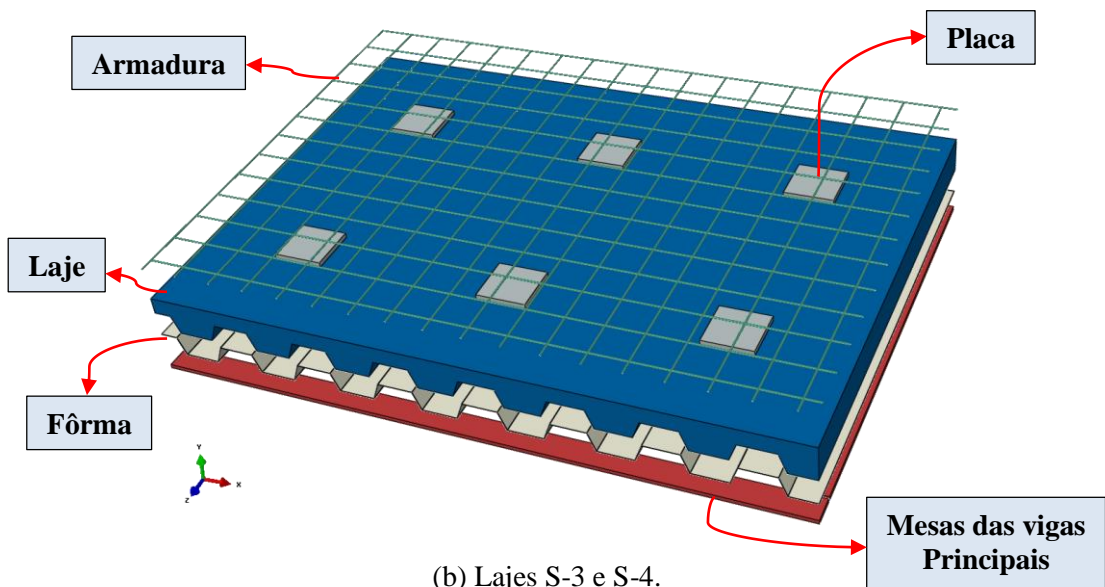
### 3.2.1. Geometria e malha de elementos finitos

Foram desenvolvidos modelos de elementos finitos tridimensionais para representar o comportamento de lajes mistas submetidas ao incêndio-padrão com o uso do *software* comercial Abaqus (SIMULIA, 2012a). A nomenclatura adotada (S-1, S-2, S-3 e S-4) foi a mesma definida pelos autores dos experimentos (LI; ZHANG; JIANG, 2017). Em função da dupla simetria dos experimentos e para reduzir o custo computacional, modelou-se apenas um quarto das lajes. As instâncias desses modelos são apresentadas na Figura 3.7.

Figura 3.7 – Instâncias dos modelos de lajes mistas desenvolvidos.



(a) Lajes S-1 e S-2

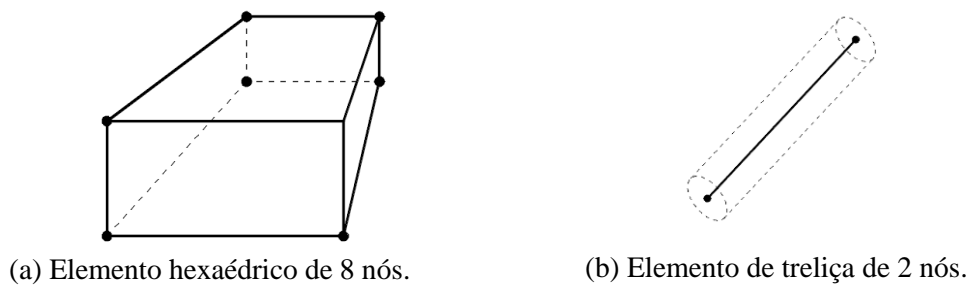


(b) Lajes S-3 e S-4.

Fonte: O autor.

Foram utilizados elementos hexaédricos de oito nós para a laje de concreto, fôrma e mesas das vigas principais e elementos de treliça de dois nós para as armaduras, conforme a Figura 3.8.

Figura 3.8 – Tipos de elementos finitos utilizados.



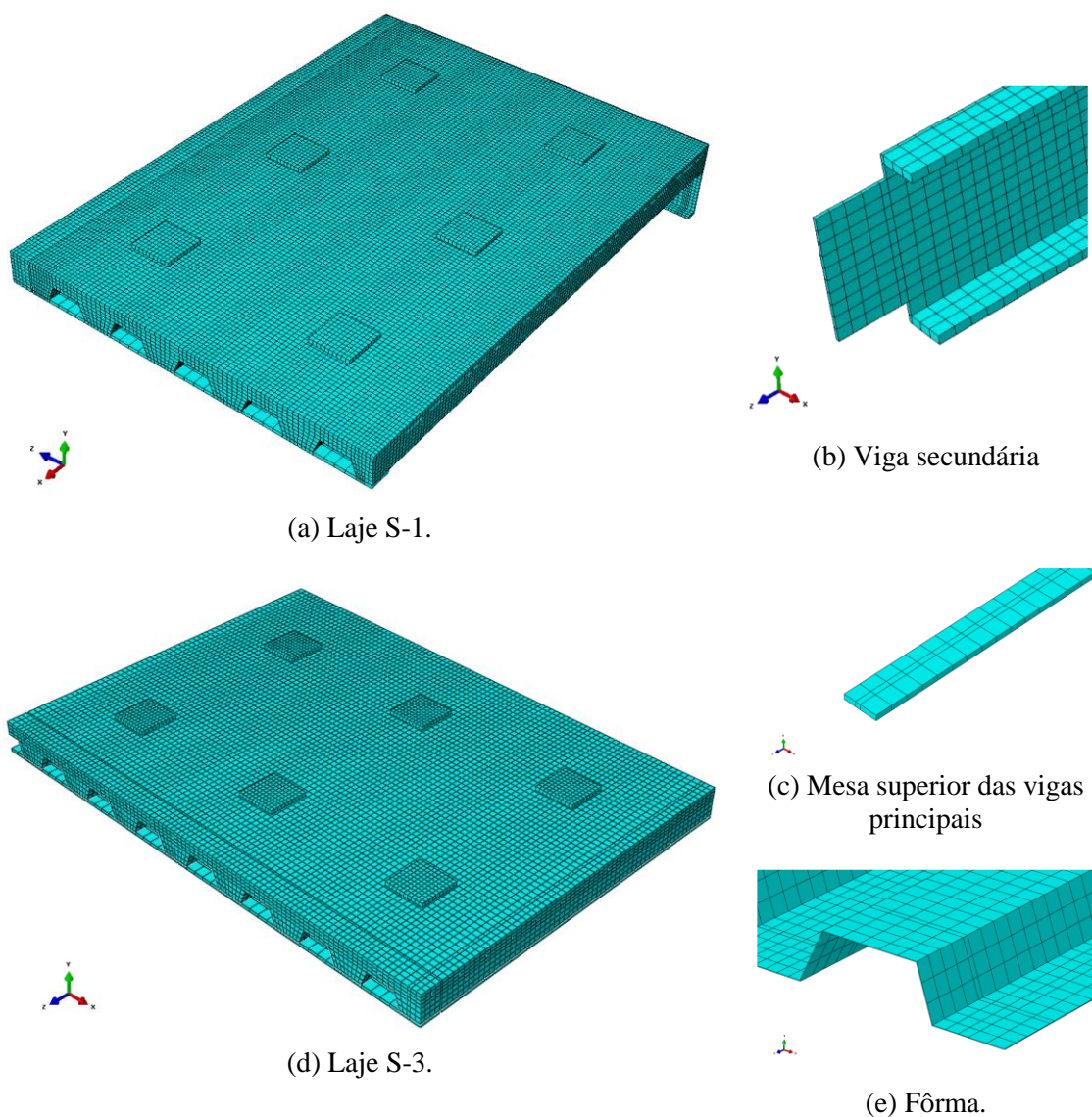
(a) Elemento hexaédrico de 8 nós.

(b) Elemento de treliça de 2 nós.

Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012a).

A densidade da malha de elementos finitos (Figura 3.9) foi definida por meio de uma análise de sensibilidade, adotando-se elementos com dimensões características de 20 mm para todas as instâncias, exceto nas mesas das vigas principais, onde adotou-se dimensões de 50 mm. Com essa dimensão da malha pode-se obter resultados satisfatórios tanto para o comportamento térmico quanto para o mecânico das lajes mistas em situação de incêndio conforme apresentado no item 4.1.

Figura 3.9 – Malhas de elementos finitos adotadas para os modelos.



Fonte: O autor.

### 3.2.2. Modelos constitutivos dos materiais em altas temperaturas

No modelo numérico foram consideradas as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais dependentes da temperatura. Os valores utilizados são discutidos na análise de sensibilidade (item 4.1).

#### 3.2.2.1. Propriedades térmicas dos materiais dependentes da temperatura

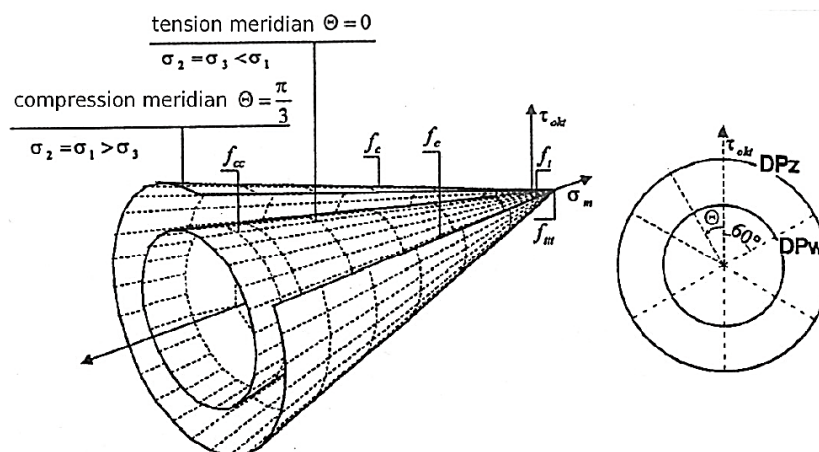
As propriedades térmicas dos materiais foram definidas conforme a EN 1994-1-2:2005 em conjunto com algumas determinações da EN 1992-1-2:2004 e EN 1993-1-2:2005, cujas formulações são apresentadas no Anexo A.

Para considerar o efeito do calor latente devido à evaporação da água do concreto, foi considerado um calor específico de pico entre as temperaturas de 100 °C a 115 °C com valor de 2531 J/kg°C. Esse valor corresponde a um concreto com 4 % de umidade e foi obtido por meio de uma interpolação dos valores sugeridos pela EN 1994-1-2:2005. Essa simplificação é indicada pelo manual do Abaqus (SIMULIA, 2012a) conforme apresentado no item 3.3.1.1.

#### 3.2.2.2. Propriedades mecânicas do concreto dependentes da temperatura

Para o concreto foi utilizado o modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponível na biblioteca do Abaqus. Segundo Kmiecik e Kaminski (2011), o CDP é uma modificação do critério de Drucker-Prager. No critério de Drucker-Prager a falha é determinada pela energia limite de deformação que assume a forma de um cone ao redor do eixo hidrostático (Figura 3.10).

Figura 3.10 – Superfície de falha de Drucker-Prager.



Fonte: Kmiecik e Kaminski (2011).

O critério de plastificação do CDP é baseado em uma função proposta por Lubliner *et al.* (1989), modificado por Lee e Fenves (1998), para considerar diferentes evoluções de tensões de tração ou compressão. A evolução da superfície de escoamento é controlada por variáveis de deformações plásticas  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  e  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ , de compressão e tração respectivamente (SIMULIA, 2012a). Em termos de tensões efetivas  $\bar{\sigma}_t$  e  $\bar{\sigma}_c$ , de tração e compressão respectivamente, a superfície de escoamento assume a forma apresentada na Figura 3.11 e é expressa pela Equação (3.1):

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\langle\hat{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle - \gamma\langle-\hat{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \quad (3.1)$$

na qual os parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  são dados por:

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1} \quad \text{com } 0 \leq \alpha \leq 0,5$$

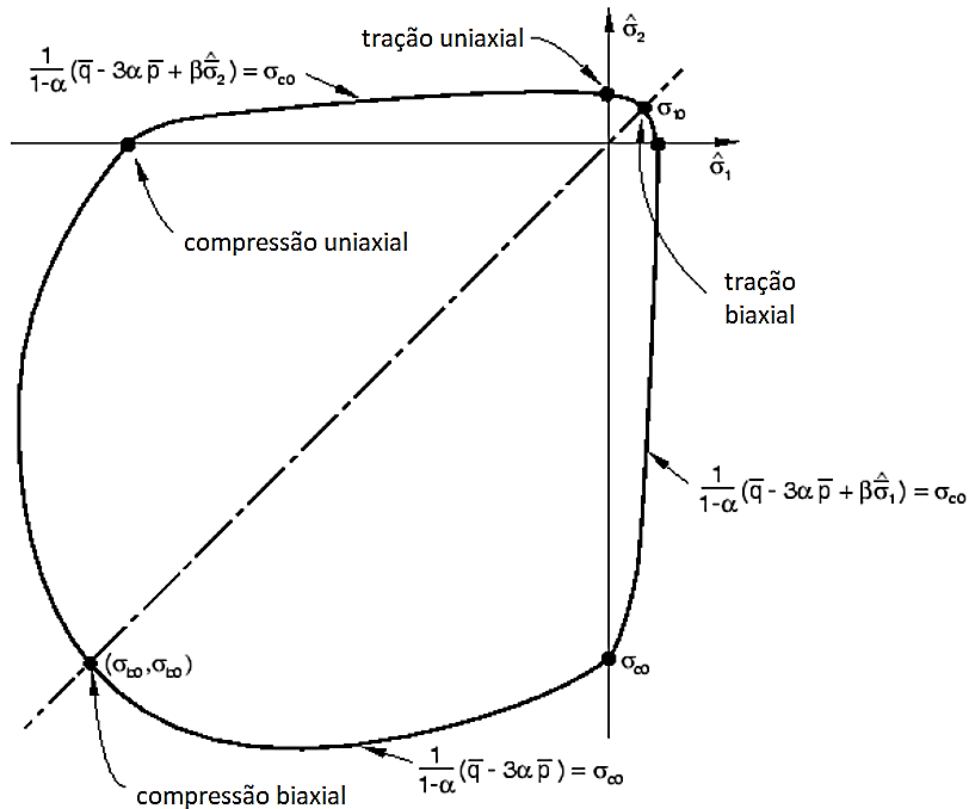
$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c) - 1}{2K_c - 1}$$

em que:

- $\bar{q}$  é a tensão efetiva equivalente de von Mises, relacionada ao segundo invariante do tensor desviador  $J_2$ , dado por  $\bar{q} = \sqrt{3J_2}$ ;
- $\bar{p}$  é a pressão hidrostática, relacionada ao primeiro invariante do tensor de tensões efetivas:  $\bar{p} = -I_1/3$ ;
- $\sigma_{c0}$  é a tensão de compressão uniaxial correspondente ao início da plastificação do concreto;
- $\sigma_{t0}$  é a tensão de tração uniaxial correspondente à falha do concreto por fissuração;
- $\sigma_{b0}$  é a tensão de compressão biaxial correspondente ao início da plastificação do concreto;
- $\hat{\sigma}_{m\acute{a}x}$  é a tensão efetiva máxima principal;
- $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são as tensões principais para um estado plano de tensões.

Figura 3.11 – Superfície de escoamento no plano de tensões.



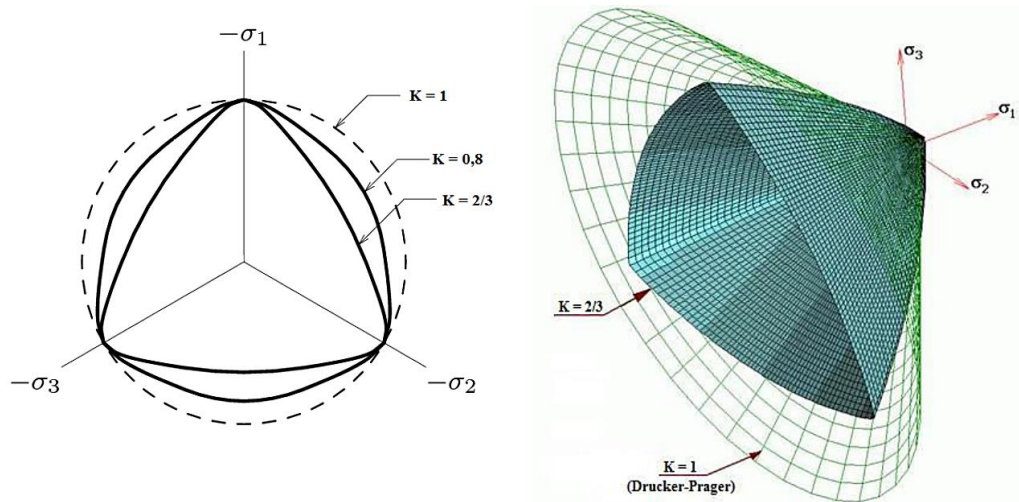
Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012a).

Para utilização do CDP, deve-se definir as curvas tensão  $\times$  deformação uniaxiais do concreto à compressão e à tração de acordo com a temperatura, além de alguns parâmetros que extrapolam o comportamento uniaxial do material para um estado multiaxial de tensões. Neste trabalho não foi considerada a variação de tais parâmetros com a temperatura.

Os parâmetros iniciais e as curvas tensão  $\times$  deformação são descritos a seguir:

- **Fator de forma ( $K_c$ ):** parâmetro de Lubliner *et al.* (1989), modificado por Lee e Fenves (1998), que altera a equação de Drucker-Prager para definir a forma da superfície de falha por escoamento no CDP. Segundo o manual do Abaqus (SIMULIA, 2012a), esse parâmetro é a razão entre o segundo invariante de tensões no meridiano de tração em relação ao meridiano de compressão, devendo ser tomado como padrão o valor de 2/3 (simulando de forma aproximada o critério de Mohr-Coulomb). A influência desse parâmetro na superfície de falha é apresentada na Figura 3.12.

Figura 3.12 – Influência do valor do parâmetro  $K_c$  sobre a superfície de falha por escoamento.



Fonte: Aguiar (2015).

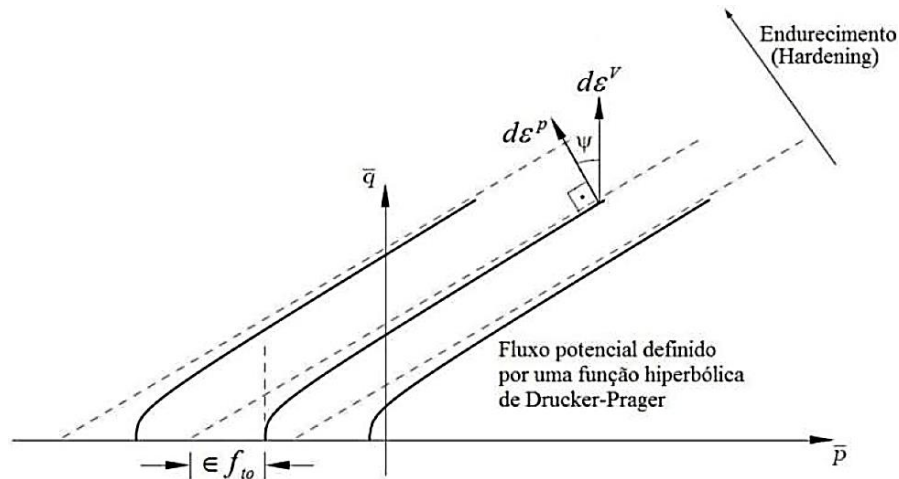
- **Relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ):** razão entre a tensão de compressão ao escoamento biaxial e a tensão de compressão ao escoamento uniaxial. Essa razão serve para ajustar a proporção da superfície de escoamento, cujo valor padrão é tomado como 1,16 de acordo com o manual do Abaqus (SIMULIA, 2012a). A representação gráfica desse parâmetro pode ser observada na Figura 3.11.

- **Ângulo de dilatância ( $\psi$ ) e parâmetro de excentricidade ( $\epsilon$ ):** o ângulo de dilatância corresponde ao desvio angular entre o vetor de deformações plásticas ( $d\epsilon^p$ ) e o vetor de deformações volumétricas ( $d\epsilon^v$ ). Fisicamente, esse parâmetro pode ser interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto. Para valores baixos de  $\psi$ , em torno de  $10^\circ$ , o concreto apresenta comportamento frágil, enquanto que para valores mais elevados,  $40^\circ$ , apresenta comportamento dúctil. Nesse trabalho foi adotado o valor de  $\psi = 36^\circ$  indicado por Kmiecik e Kaminski (2011).

No plano meridional, a superfície de escoamento de Drucker-Prager assume a forma de uma reta, porém ensaios experimentais indicam que sua forma é hiperbólica. No CDP essa superfície hiperbólica é ajustada por meio do parâmetro de excentricidade ( $\epsilon$ ). Esse parâmetro é um pequeno valor positivo que expressa a taxa de aproximação da hipérbole do potencial plástico à sua assíntota. Pode ser considerado como a razão entre a tensão de tração em relação à de compressão. Na documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a) recomenda-se o valor de  $\epsilon = 0,1$ .

Quando  $\epsilon = 0$  a superfície de falha é a superfície teórica de Drucker-Prager. Ambos os parâmetros são apresentados na Figura 3.13.

Figura 3.13 – Superfície hiperbólica do potencial plástico no plano meridional.



Fonte: Adaptado de Kmiecik e Kaminski (2011).

- **Parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ):** parâmetro cuja função é facilitar a convergência dos modelos numéricos com degradação de rigidez. Segundo Aguiar (2015), esse parâmetro regulariza as equações constitutivas usando visco plasticidade, permitindo que tensões atinjam valores fora da superfície de escoamento sem comprometer os resultados. O valor comumente empregado ( $\mu$ ) é de  $10^{-5}$ .

- **Relações tensão  $\times$  deformação uniaxiais do concreto:** as formulações utilizadas para definir as relações tensão  $\times$  deformação dependentes da temperatura para o concreto estão dispostas no Anexo A. Para o concreto comprimido, foi utilizado o modelo da EN 1994-1-2:2005. Para o concreto tracionado, foi utilizado o modelo desenvolvido por Bastami, Aslani e Omran (2010), considerando-se a tensão máxima resistente de tração como 10 % da resistência à compressão do concreto correspondente para cada temperatura, conforme Guo (2012). Essas relações estão apresentadas na Figura 3.14 para um concreto com  $f_{c,cil}$  igual a 20,62 MPa.

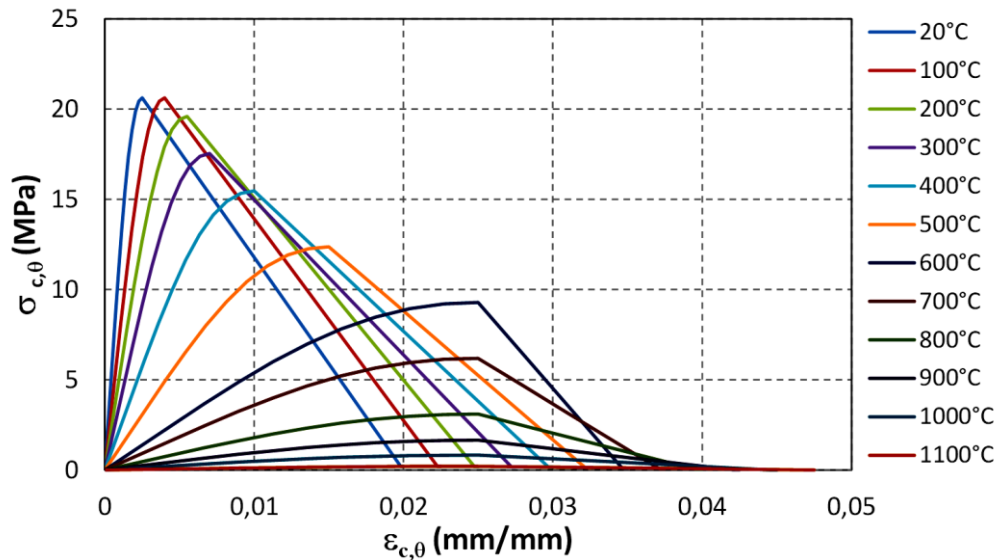
A entrada de dados do CPD consiste em informar pares de “tensão  $\times$  deformação inelástica” ( $\sigma \times \epsilon_{in}$ ) para cada temperatura, sendo necessário deduzir a parcela de deformação elástica ( $\epsilon_{el}$ ) da deformação total sofrida pelo material ( $\epsilon$ ), conforme:

$$\epsilon_{in} = \epsilon - \epsilon_{el} \quad (3.2)$$

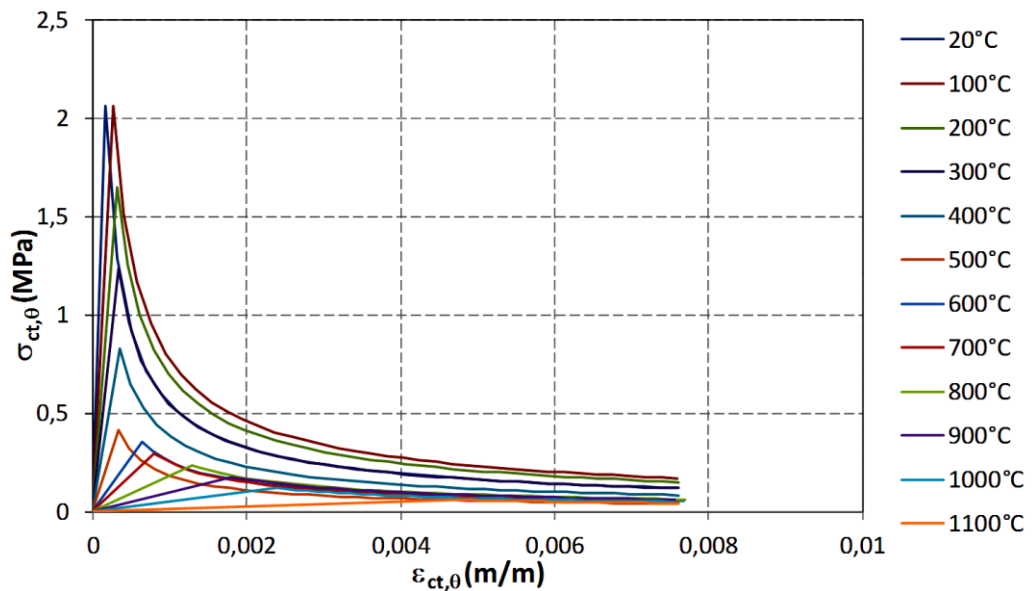
com:

- $\varepsilon_{el} = \sigma_c / E_0$ ;
- $\sigma_c$  é tensão de compressão no concreto; e
- $E_0$  é o módulo de elasticidade inicial do concreto não danificado.

Figura 3.14 – Relação tensão × deformação para um concreto de 20,62 MPa.



(a) Relação tensão × deformação para o concreto comprimido.



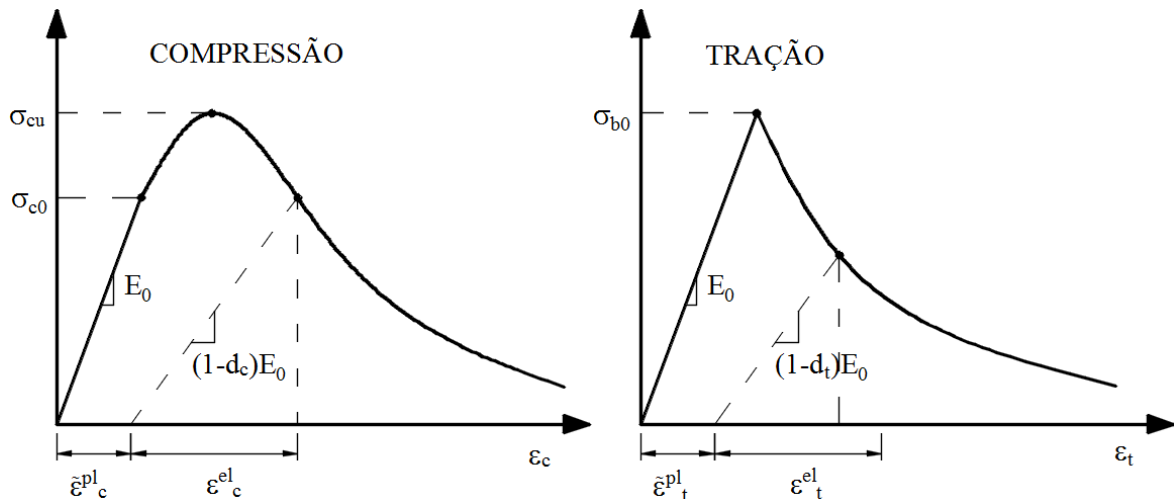
(b) Relação tensão × deformação para o concreto tracionado.

Fonte: O autor.

- **Degradação da rigidez:** ultrapassada a tensão máxima dos diagramas tensão × deformação do concreto, ocorre a degradação da rigidez do material devido ao surgimento de fissuras. Devido

ao dano sofrido pelo material, a fase de descarregamento descreve uma reta com inclinação inferior à observada na fase elástica (Figura 3.15), ou seja, o descarregamento ocorre já com o módulo de elasticidade do concreto danificado ( $E_c$ ) (SIMULIA, 2012a).

Figura 3.15 – Degradação da rigidez no concreto.



Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012a).

A redução do módulo de elasticidade é definida por duas variáveis independentes  $d_c$  e  $d_t$ , dano à compressão e à tração uniaxial respectivamente. Segundo Pavlovic *et al.* (2013), essas variáveis assumem valores de 0 (para o material não danificado) a 1 (para o material completamente danificado), podendo ser definidas pelas expressões:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (3.3)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (3.4)$$

### 3.2.2.3. Propriedades mecânicas do aço dependentes da temperatura

Foi adotado para o aço o modelo isotrópico elasto-plástico (*Plastic*) disponível na biblioteca do Abaqus (SIMULIA, 2012a). Esse modelo utiliza o critério de escoamento de von Mises, que é independente da pressão hidrostática, como confirmado para a maioria dos metais.

O critério de von Mises sugere que o escoamento do material começa quando o segundo invariante de tensão  $J_2$  do tensor de tensões desviadoras atinge um valor crítico. Tal critério

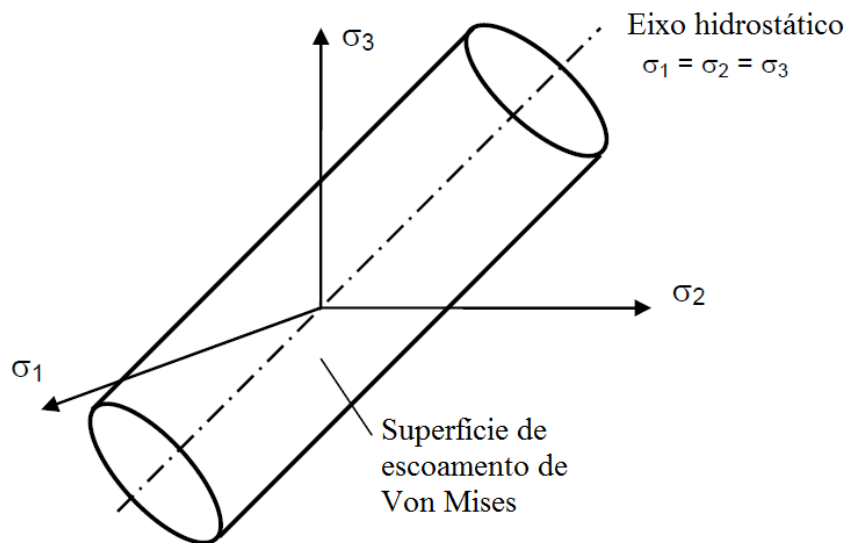
pode ser formulado em termos das tensões equivalentes de von Mises ( $\sigma_v$ ), um valor escalar de tensão que pode ser calculado a partir do tensor de tensões. Nesse caso, é dito que o material começa a escoar quando a tensão equivalente de von Mises, definida pela Equação (3.5) alcança a tensão de escoamento  $f_y$ .

$$\sigma_v = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]} \quad (3.5)$$

onde  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ , na expressão anterior, são as tensões principais.

A superfície de escoamento de von Mises é dada por um cilindro circular com comprimento infinito que circunscreve o eixo hidrostático de tensões conforme apresentado na Figura 3.16.

Figura 3.16 – Superfície de escoamento de von Mises.



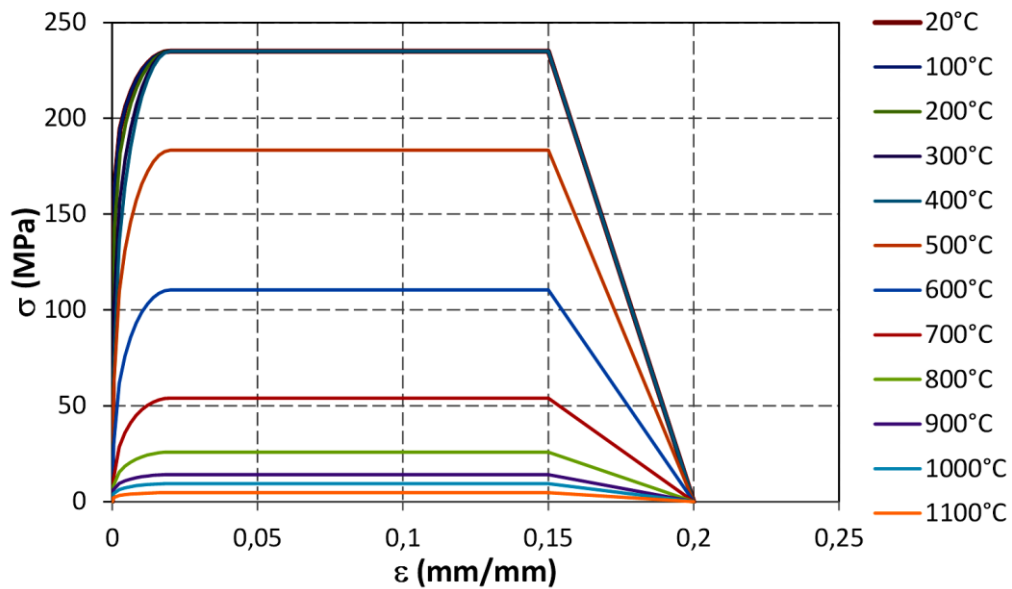
Fonte: Capilla, 2012.

As curvas tensão  $\times$  deformação uniaxial para os aços de acordo com as temperaturas foram construídas com base nas expressões da EN 1994-1-2:2005, cuja formulação é apresentada no Anexo A.

As tensões de escoamento adotadas para a construção das curvas foram as tensões nominais, de acordo com o item 3.1.2. O coeficiente de Poisson dos aços foi considerado independente da

temperatura e com valor de 0,3. Na Figura 3.17 apresenta-se um exemplo das curvas tensão  $\times$  deformação para um aço com resistência ao escoamento  $f_y$  igual a 235 MPa.

Figura 3.17 – Curvas tensão  $\times$  deformação para um aço de 235 MPa.



Fonte: O autor.

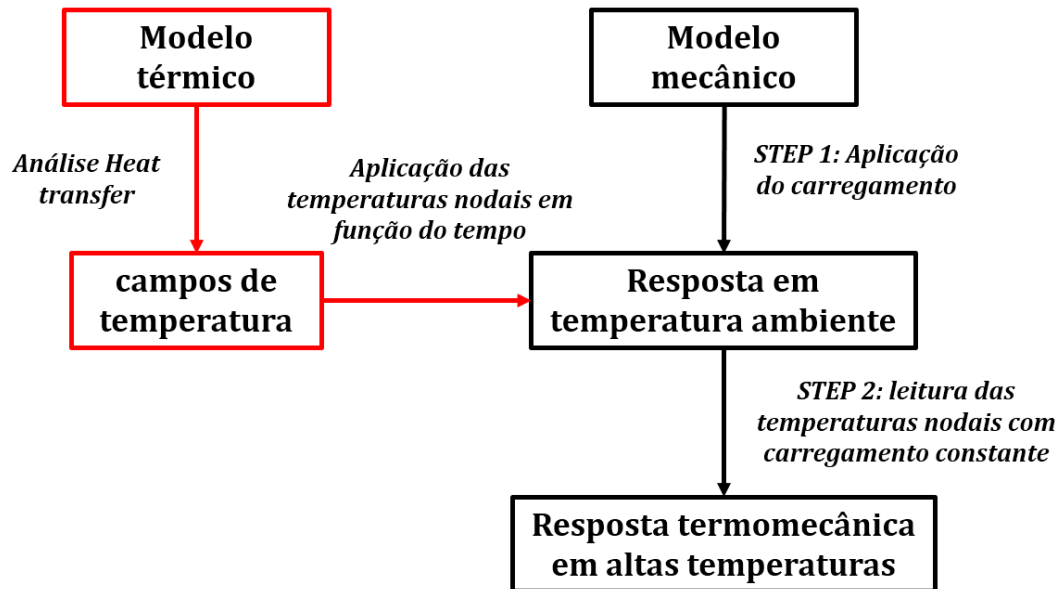
### 3.3. Estratégia de análise

A modelagem de estruturas em situação de incêndio no Abaqus pode ser realizada de duas formas: a análise termomecânica totalmente acoplada ou a análise termomecânica fracamente acoplada. A primeira estratégia é mais realista pois considera a interferência entre os efeitos térmicos e mecânicos, porém exige grande capacidade computacional. Já na segunda, tensões e deformações são dependentes da temperatura, mas o inverso não se aplica, o que reduz sensivelmente o custo computacional, motivo pelo qual foi o procedimento adotado neste trabalho.

Para a análise termomecânica fracamente acoplada, foram necessários dois modelos numéricos para cada laje, um modelo térmico e um modelo mecânico. No modelo térmico foram obtidas as temperaturas nodais em função do tempo por meio de uma análise de transferência de calor (*Heat Transfer*). Já no modelo mecânico, realizou-se uma análise dinâmica explícita (*Dynamic Explicit*), na qual o carregamento foi aplicado em temperatura ambiente no primeiro passo da análise e foi mantido constante no segundo passo, enquanto se aplicou o desenvolvimento das

temperaturas nodais em função do tempo, provenientes do modelo térmico. Esse procedimento é representado na Figura 3.18.

Figura 3.18 – Procedimento de análise termomecânica fracamente acoplado.



Fonte: O autor.

### 3.3.1. Análise de transferência de calor

Para avaliar os efeitos térmicos nos modelos, foram realizadas análises de transferência de calor desacopladas do tipo *Heat transfer*. Essas análises são utilizadas na modelagem da condução de calor em um corpo sólido com condutividade dependente da temperatura, energia interna incluindo efeitos de calor latente e condições de contorno gerais de convecção e radiação (SIMULIA, 2012b).

#### 3.3.1.1. Balanço energético e definição do modelo constitutivo no Abaqus

Análises térmicas têm por base o balanço elementar de energia, definido por Green e Naghdi (1965) *apud* Simulia (2012b), dado pela Equação (3.6):

$$\int_V \rho \dot{U} dV = \int_S q dS + \int_V r dV \quad (3.6)$$

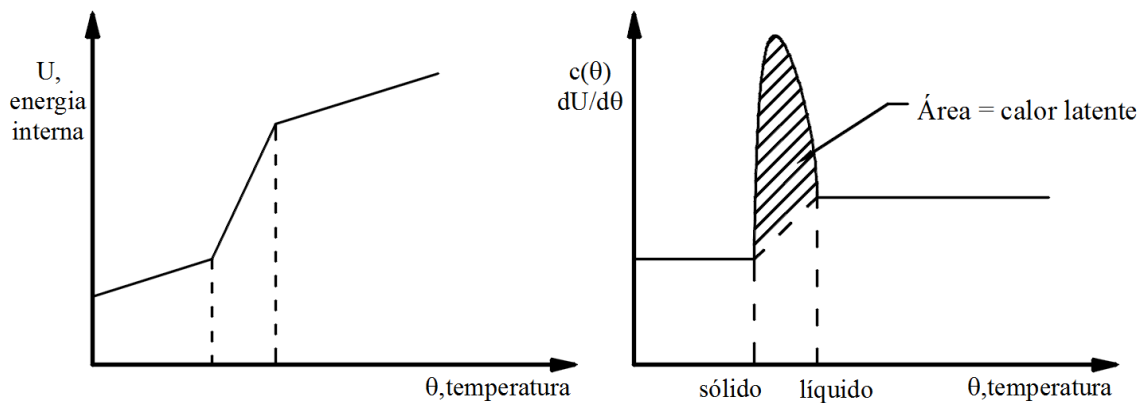
em que  $V$  é o volume do material sólido, com uma área superficial  $S$ ,  $\rho$  é a densidade do material,  $\dot{U}$  é a taxa variação da energia interna do material no tempo,  $q$  é o fluxo de calor por unidade de área que flui para o corpo e  $r$  é o calor fornecido ao corpo por unidade de volume.

O modelo constitutivo é geralmente escrito em termos do calor específico conforme a Equação (3.7), desconsiderando a interferência de efeitos térmicos e mecânicos:

$$c(\theta) = \frac{dU}{d\theta} \quad (3.7)$$

Para levar em conta os efeitos das mudanças de fase, o manual do Abaqus (SIMULIA, 2012b) sugere a consideração implícita do calor latente como uma adição ao calor específico (Figura 3.19), assumindo-se que a mudança de fase ocorre em um intervalo de temperaturas conhecido. Essa simplificação foi utilizada para considerar a evaporação da água do concreto de acordo com a formulação da EN 1994-1-2:2005, conforme apresentado no item 3.2.2.1.

Figura 3.19 – Calor específico e definição de calor latente.



Fonte: adaptado de SIMULIA (2012b).

### 3.3.1.2. Mecanismos de transferência de calor e condições de contorno

A transferência de calor é definida como a propagação de energia de uma região para outra devido a uma diferença de temperatura entre elas. Esse fenômeno ocorre por três mecanismos básicos conhecidos: condução, convecção e radiação.

Dentro de um meio, de acordo com Incropera *et al.* (2008), a condução do calor é dada pela Equação (3.8), conhecida como “*equação diferencial da condução de calor*”:

$$\lambda_x \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \lambda_y \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \lambda_z \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} = \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.8)$$

onde  $\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$  são as condutividades térmicas do material nas direções  $x, y$  e  $z$  respectivamente,  $\theta$  é a temperatura,  $t$  é o tempo,  $\rho$  é a densidade e  $c$  o calor específico do material.

Considerando a condição de isotropia do material ( $\lambda_x = \lambda_y = \lambda_z = \lambda_n$ ), a solução da Equação (3.8) pode ser obtida prescrevendo-se fluxos de calor por convecção e radiação na superfície entre o meio sólido e os gases, condições de contorno que se dão na direção  $n$  normal à superfície, conforme:

$$-\lambda_n \frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_c (\theta_s - \theta_g) + \sigma \varepsilon_{res} (\theta_s^4 - \theta_g^4) \quad (3.9)$$

Nessa equação, a primeira parcela à direita, representa o fluxo de calor por convecção e a segunda o fluxo de calor por radiação, onde:  $\alpha_c$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção,  $\theta_s$  e  $\theta_g$  são as temperaturas da superfície do material e dos gases, respectivamente,  $\sigma$  é a constante de Stefan-Boltzmann,  $\varepsilon_{res}$  é a emissividade resultante, definida por  $\varepsilon_{res} = \varepsilon_f \times \varepsilon_s \times k_{sh}$ , onde  $\varepsilon_f$  é a emissividade do fogo,  $\varepsilon_s$  a emissividade da superfície e  $k_{sh}$  é o fator de configuração (fator de sombreamento).

Para o incêndio-padrão (ISO 834-1, 1999), a EN 1991-1-2:2002 define:  $\alpha_c$  igual a 25 W/m<sup>2</sup>K para convecção forçada,  $\alpha_c$  igual a 9 W/m<sup>2</sup>K para convecção natural e  $\varepsilon_f$  com valor unitário para a emissividade do fogo. A emissividade das superfícies de concreto e aço são definidas, pela EN 1994-1-2:2005, como  $\varepsilon_s$  igual a 0,7.

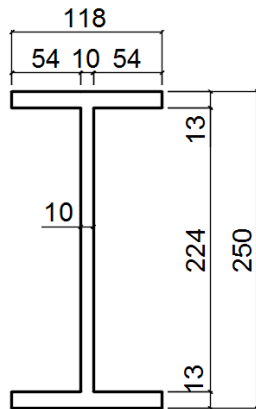
Para a viga secundária, foi considerado o fator de sombreamento ( $k_{sh}$ ), estabelecido pela ABNT NBR 14323:2013, para cálculo da emissividade resultante, de acordo com:

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (3.10)$$

Nessa equação,  $(u/A_g)$  é o fator de massividade, relação entre o perímetro de uma seção transversal e sua área, e  $(u/A_g)_b$  é o mesmo fator, porém considerando o perímetro de uma caixa hipotética que envolve a seção como um todo.

O cálculo de  $\varepsilon_{res}$  para a viga secundária das lajes S-1 e S-2 é apresentado na Figura 3.20.

Figura 3.20 – Cálculo de  $\varepsilon_{res}$  para a viga secundária dos modelos S-1 e S-2.



$$\varepsilon_{res} = \varepsilon_f \times \varepsilon_s \times k_{sh} = 1,0 \times 0,7 \times 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)}$$

$$\varepsilon_{res} = 0,7 \times 0,9 \times \frac{736}{834}$$

$$\varepsilon_{res} = 0,556$$

Fonte: o autor

### 3.3.1.3. Condutância na interface aço-concreto

Além das condições de contorno descritas, foi definida uma condutância na interface de contato entre o concreto e o aço. No Abaqus, a transferência de calor por condução entre superfícies em contato é definida por:

$$q = k(\theta_A - \theta_B) \quad (3.11)$$

sendo  $q$  o fluxo de calor por unidade de área que atravessa a interface de um ponto  $A$  em uma superfície até o ponto  $B$  na outra e  $k$  é a condutância de abertura entre as superfícies. O valor de  $k$ , expresso em  $W/m^2K$  é definido como:

$$k = k(\bar{\theta}; d; p; \bar{f}_y; |\bar{m}|) \quad (3.12)$$

onde:

- $\bar{\theta}$  é a média entre as temperaturas superficiais em  $A$  e  $B$ ;
- $d$  é a abertura entre  $A$  e  $B$ ;
- $p$  é a pressão de contato transmitida através da interface entre  $A$  e  $B$ ;
- $\bar{f}_y$  é a média entre qualquer campo de variáveis pré-definidas em  $A$  e  $B$ ; e
- $|\bar{m}|$  é a média das magnitudes das taxas de fluxo de massa por unidade de área das superfícies de contato entre  $A$  e  $B$ ;

O valor de  $k$  é definido em função da abertura entre as superfícies, iniciando com o valor de  $k$  para uma abertura  $d = 0$ , portanto são necessários pelo menos dois pares de pontos ( $k, d$ ).

Através de uma análise de sensibilidade, optou-se por adotar um valor constante  $k = 125 \text{ W/m}^2\text{K}$  na interface entre o aço da fôrma e o concreto da laje.

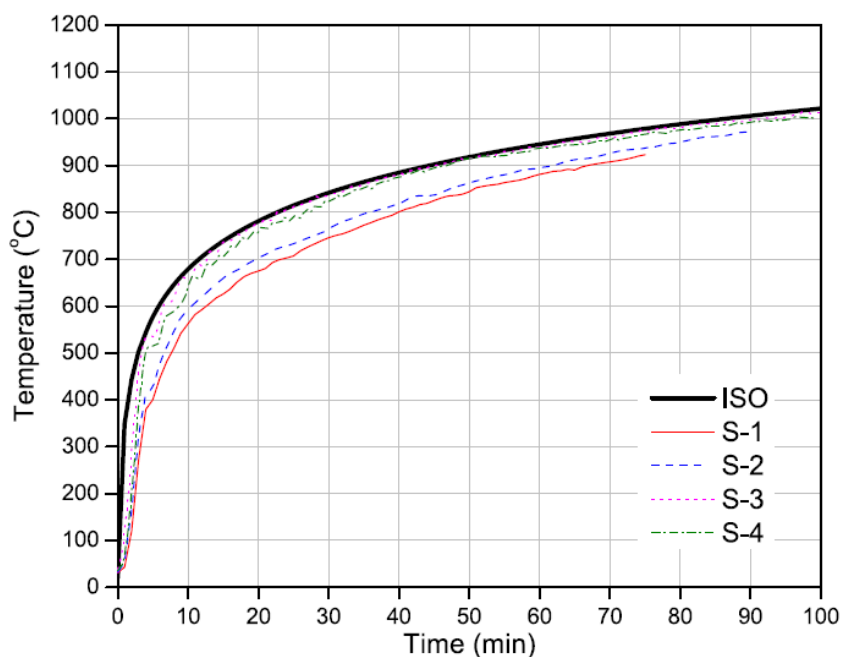
#### 3.3.1.4. Resumo dos parâmetros e condições de contorno utilizados

A malha de elementos finitos foi discretizada com elementos tridimensionais sólidos de oito nós com integração completa e graus de liberdade para transferência de calor (DC3D8) para todas as instâncias, com exceção das armaduras onde adotou-se elementos lineares de dois nós com graus de liberdade para temperatura (DC1D2).

As armaduras foram conectadas ao concreto com a restrição do tipo *Tie Constraint* (restrição de nó ou amarra), que liga os nós dos elementos em contato, impondo que os graus de liberdade comuns, para aquele tipo de análise, sejam os mesmos. Essa restrição impõe que as temperaturas do concreto e da armadura em contato sejam calculadas em conjunto, considerando, portanto, a interação completa entre os materiais.

As temperaturas dos gases utilizadas nas condições de contorno de convecção e radiação seguiram as temperaturas medidas nos experimentos e são apresentadas na Figura 3.21.

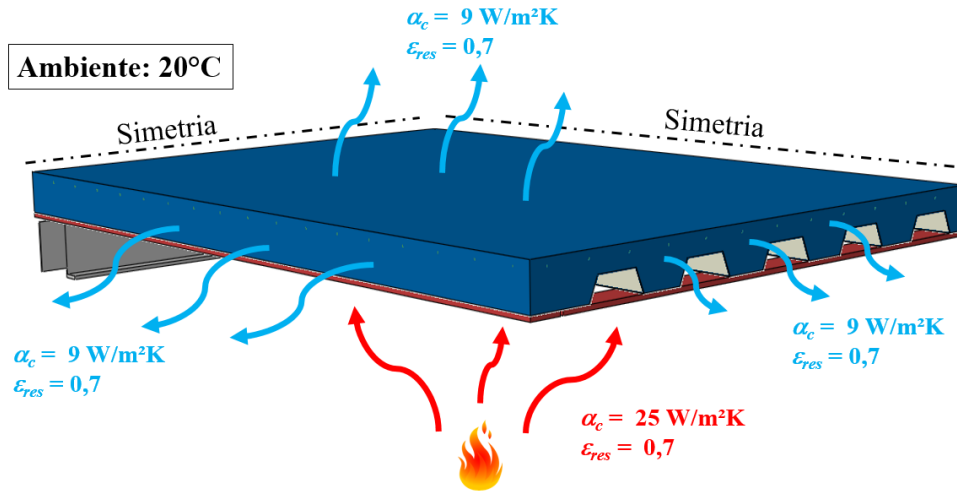
Figura 3.21 – Temperaturas medidas no forno durante a etapa de aquecimento.



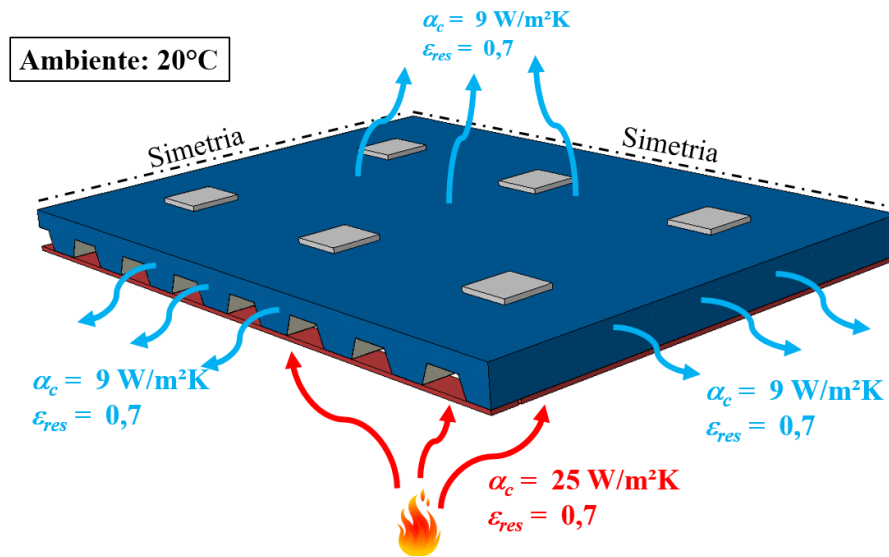
Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Resumidamente, os parâmetros adotados para as análises são apresentados na Figura 3.22.

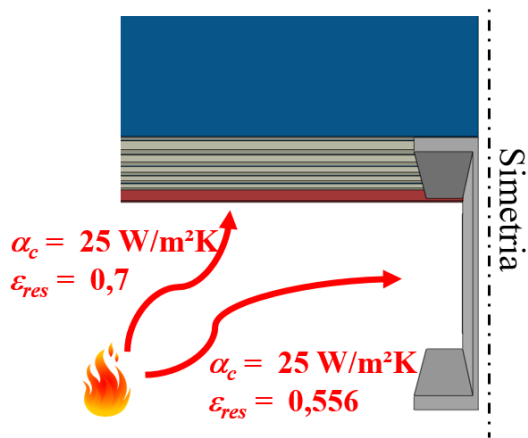
Figura 3.22 – Condições de contorno para as análises térmicas.



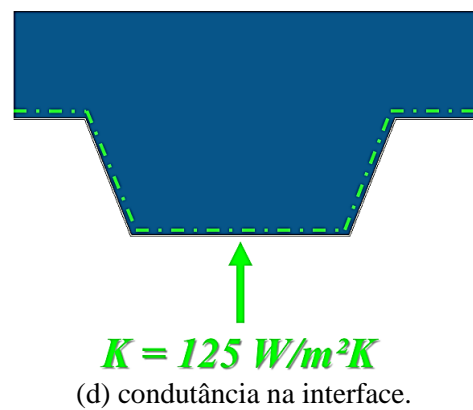
(a) Condições de contorno para a laje S-1.



(b) Condições de contorno para a laje S-3.



(c) Condições de contorno na viga.



(d) condutância na interface.

Fonte: O autor.

### 3.3.2. Análise mecânica

Para avaliar a resposta mecânica do modelo, foi utilizado o procedimento de análise dinâmico explícito (*Dynamic Explicit*). De acordo com SIMULIA (2012a), esse procedimento é eficiente para modelos de grandes dimensões e análises fortemente não lineares, podendo ser usado para simular análises quase estáticas de estruturas.

As análises mecânicas foram divididas em dois passos (*Steps*):

- 1º passo: Aplicação do carregamento com 10 incrementos de carga;
- 2º passo: Aplicação do desenvolvimento das temperaturas nodais no tempo com carregamento constante.

A malha de elementos finitos utilizada foi a mesma, apenas convertendo o tipo dos elementos de térmicos para mecânicos explícitos. Foram utilizados elementos hexaédricos de oito nós com integração reduzida (C3D8R), exceto para as armaduras onde se utilizou elementos lineares de dois nós (T3D2).

#### 3.3.2.1. Procedimento de modelagem dinâmico explícito

O procedimento dinâmico explícito não depende de inversão das matrizes de rigidez e de massa globais. Por outro lado, a solução é condicionalmente estável, sendo necessários incrementos de tempo muito pequenos para que a aceleração ao longo do incremento seja considerada constante (SIMULIA, 2012a).

O tempo máximo de incremento que pode ser usado é chamado de incremento de tempo estável. Esse incremento, dado pela inequação (3.13), é inicialmente tomado como o tempo para que uma onda dilatacional percorra o menor elemento da malha de elementos finitos.

$$\Delta_t \leq \min \left( L_e \sqrt{\frac{\rho}{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}} \right) \quad (3.13)$$

em que  $L_e$  é a dimensão característica do elemento,  $\rho$  é a massa específica do material,  $\hat{\lambda}$  e  $\hat{\mu}$  são as constantes de Lamé, definidas em termos do módulo de elasticidade  $E$  e do coeficiente de Poisson  $\nu$ , dadas respectivamente por:

$$\hat{\lambda} = \frac{E \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (3.14)$$

$$\hat{\mu} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.15)$$

Com a evolução da análise, o tempo de incremento estável pode ser definido em termos da maior frequência do modelo ( $\omega_{máx}$ ), satisfazendo a seguinte condição:

$$\Delta_t \leq \frac{2}{\omega_{máx}} \left( \sqrt{1 + \xi_{máx}^2} - \xi_{máx} \right) \quad (3.16)$$

onde  $\xi_{máx}$  é a razão de amortecimento associada à  $\omega_{máx}$ .

A aplicação desse procedimento a problemas quase estáticos requer algumas considerações especiais. Como a solução estática é por definição uma solução de longa duração, muitas vezes é inviável simular um evento em seu tempo natural, devido ao grande número de incrementos de tempo. Portanto, para obter uma solução econômica, o evento deve ser acelerado de alguma forma. Porém, à medida que se acelera a simulação, o estado de equilíbrio estático evolui para um estado de equilíbrio dinâmico no qual as forças de inércia se tornam dominantes. Assim, o objetivo é simular o evento no menor período de tempo de modo que as forças inerciais permaneçam insignificantes.

No Abaqus/Explicit, o incremento de tempo pode ser controlado de duas maneiras: o incremento de tempo fixo e o incremento de tempo automático. O primeiro impõe um passo de tempo fixo menor que o incremento de tempo estável visando manter a análise estabilizada, enquanto que o segundo utiliza o próprio incremento de tempo estável como intervalo de tempo. Esta segunda opção foi adotada neste trabalho por exigir um número menor de incrementos.

### 3.3.2.2. Redução do custo computacional

Análises explícitas são indicadas para fenômenos transitórios rápidos, o que torna análises de estruturas em situação de incêndio inviáveis, devido à longa duração dos eventos. Sendo assim, adotam-se algumas estratégias de simulação para diminuir o tempo de análise, ou aumentar o incremento de tempo estável sem comprometer o comportamento quase estático do modelo.

Para reduzir o custo computacional pode-se utilizar dois métodos: o método de fatoração da carga (*load factoring*), que consiste em acelerar a análise reduzindo artificialmente o tempo

natural do evento ou o método do aumento da massa (*mass scaling*), que consiste em aumentar artificialmente a massa específica dos materiais por um fator de escala para aumentar o incremento de tempo estável.

Ambos os métodos foram utilizados neste trabalho com os devidos cuidados para que os efeitos de inércia não fossem determinantes na solução do problema. A documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a) sugere que, para garantir uma solução quase estática, a razão entre a energia cinética e a energia interna do modelo deve ficar abaixo de 10 %. O controle dessas energias pode ser monitorado por meio das variáveis de saída ALLKE e ALLIE para energia cinética e interna, respectivamente.

**- Método da fatoração da carga (*load factoring*):**

Esse método consiste na modificação do tempo natural de um evento para acelerar a ocorrência do mesmo em uma simulação e pode ser implementado simplesmente pela modificação da razão de carregamento ou pela modificação do tempo real do evento.

Com base na Equação (3.13), sendo  $T$  o tempo natural de um determinado evento e  $\Delta_t$  o incremento de tempo estável da análise, pode-se calcular o número de incrementos da análise  $n$ , de acordo com a seguinte expressão:

$$n = \frac{T}{\Delta_t} = T \left( \frac{1}{L_e} \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \right) \quad (3.17)$$

Por meio dessa expressão nota-se que quanto maior o tempo natural  $T$ , maior o número de incrementos  $n$  necessários. Logo, reduzindo-se artificialmente o tempo natural por um fator  $f_{lf}$ , automaticamente reduz-se o número de incrementos pelo mesmo fator  $f_{lf}$ .

**- Método do aumento da massa (*mass scaling*):**

Através da Equação (3.13), nota-se que multiplicando artificialmente a massa específica dos materiais ( $\rho$ ) por um fator de escala de massa  $f_{ms}^2$ , o incremento de tempo estável é aumentado por um fator  $f_{ms}$ . Consequentemente, o número de incrementos  $n$  da Equação (3.17) é reduzido pelo mesmo fator de  $f_{ms}$ .

Essa técnica é interessante permite acompanhar o comportamento da estrutura comparado ao tempo real do evento. Além disso, o fator de escala da massa pode ser aplicado automaticamente em diferentes regiões do modelo quando a malha de elementos finitos não é uniforme de modo a se obter o mesmo incremento de tempo estável para todos os elementos finitos.

**- Amortecimento do material:**

Em geral, simulações controladas por carregamento são acompanhadas por instabilidades temporárias que podem induzir efeitos dinâmicos no modelo. Para evitar essas instabilidades, o Abaqus/Explicit introduz um amortecimento padrão em forma de viscosidade associada às deformações volumétricas (*bulk viscosity*).

Em alguns casos, para evitar essas instabilidades, pode ser necessário introduzir uma razão de amortecimento adicional, chamada de *Rayleigh damping* (SIMULIA, 2012a). Porém a determinação dessa razão de amortecimento é complicada e demanda um estudo detalhado, motivo pelo qual apenas o amortecimento padrão do Abaqus/Explicit foi utilizado.

### **3.3.2.3. Condições de contorno**

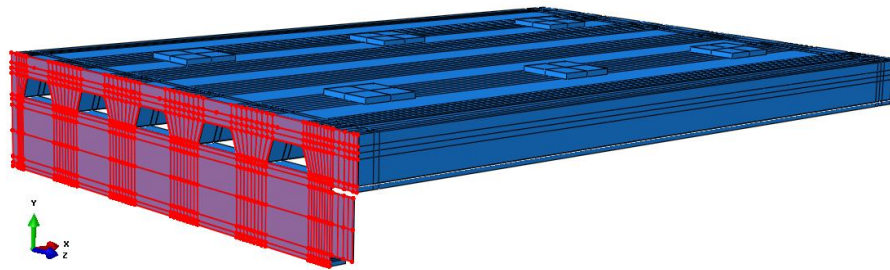
Como explicado anteriormente, modelou-se apenas um quarto das lajes visando a economia de recursos computacionais. Dessa forma, foram aplicadas condições de simetria nos planos XY e YZ, impedindo-se os deslocamentos normais aos planos, e as rotações em relação aos planos perpendiculares, conforme apresentado na Figura 3.23-a.

Nos modelos experimentais, as vigas principais foram parafusadas nas paredes do forno, e impedidas de se deslocarem. Dessa forma, foram modeladas apenas metade das mesas superiores das vigas principais (região de conexão das fôrmas com as vigas principais) e impediu-se os deslocamentos dos nós da face inferior nas três direções do espaço ( $U_1=U_2=U_3=0$ ) conforme apresentado na Figura 3.23-b. Como se trata de uma região de apoio, para evitar concentrações de tensões e possíveis problemas de convergência, considerou-se para esses elementos apenas a fase elástica do aço.

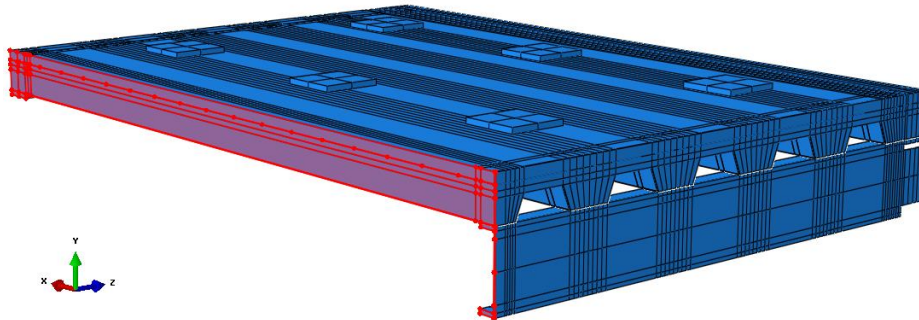
Como as vigas secundárias possuíam ligações parafusadas, simulou-se apoios de segundo gênero nessa região. Foram criados dois pontos de referência (RP1 e RP2) no centro de gravidade da ligação em faces opostas. Os nós da chapa de ligação foram vinculados a esses pontos de referência por meio da restrição de corpo rígido (*Rigid Body*), que permite restringir

a movimentação de uma região em relação às condições de apoio dos pontos de referência. Por fim, os deslocamentos dos pontos de referência foram impedidos, mantendo-se a rotação em relação ao eixo normal ao apoio liberado, simulando uma rótula perfeita. Essa condição de apoio é apresentada na Figura 3.23-d.

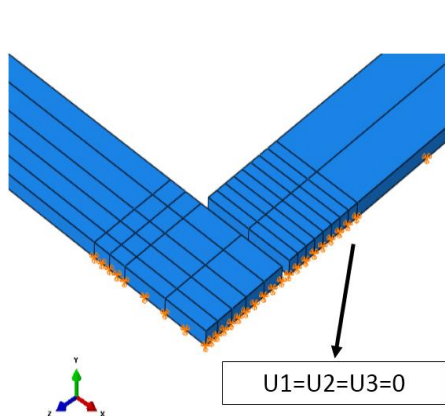
Figura 3.23 – Condições de contorno para análise mecânica.



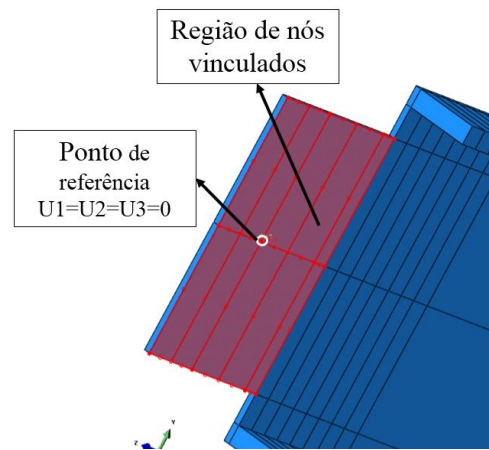
(a) Simetria no plano YZ ( $U_x=R_y=R_z=0$ ).



(b) Simetria no plano XY ( $U_z=R_x=R_y=0$ ).



(c) Apoio das mesas das vigas principais.



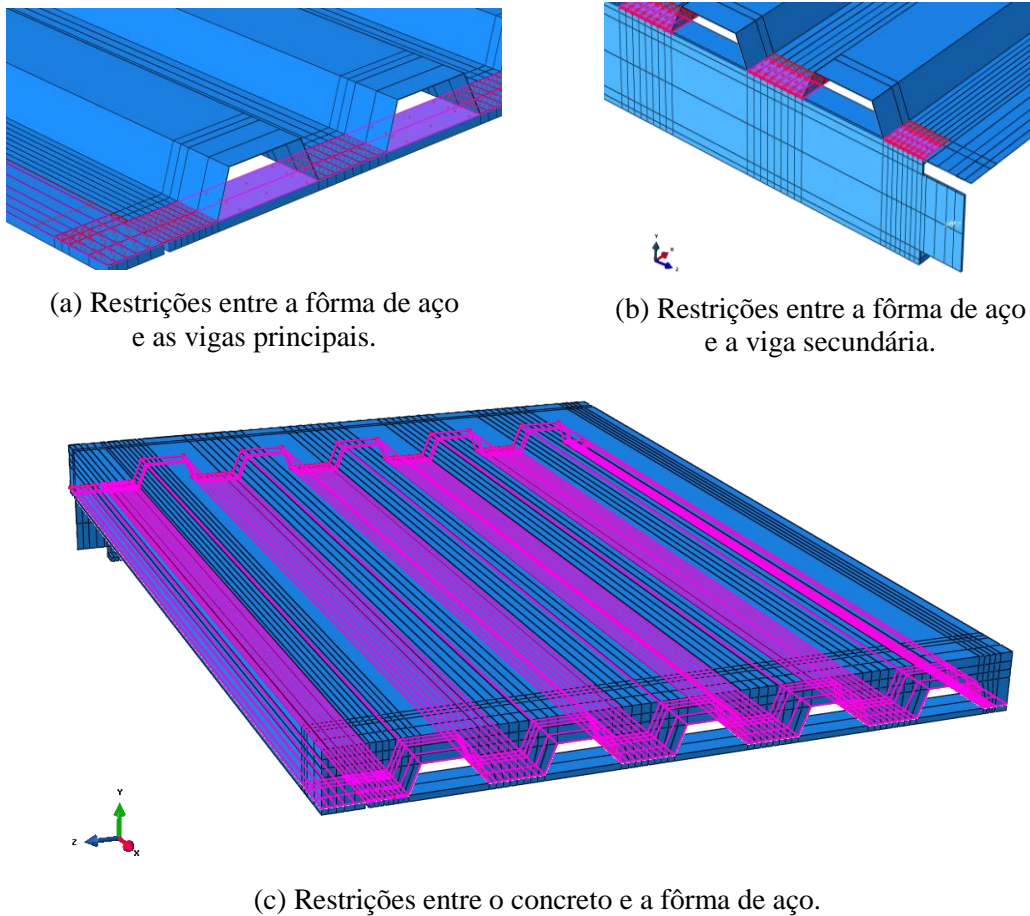
(d) Região de apoio da viga secundária.

Fonte: O autor.

Com relação às superfícies de contato entre a mesa das vigas principais e a fôrma de aço, o deslocamento relativo entre elas foi impedido por meio de uma restrição do tipo “*Tie*”, devido ao elevado número de conectores instalados nos modelos experimentais. A mesma restrição (*Tie*) foi utilizada nas superfícies de contato entre a fôrma de aço e a viga secundária.

A interação entre o concreto e a fôrma de aço, por outro lado, é um fenômeno mais complexo, havendo vários parâmetros relevantes como o atrito entre os materiais, presença dos conectores de cisalhamento, o deslizamento entre os materiais, dentre outros. Assim, inicialmente foi considerada a utilização das interações de contato. Porém, devido à complexidade do modelo de elementos finitos desenvolvido, optou-se novamente por utilizar a restrição do tipo *Tie*, admitindo interação completa entre o concreto e a fôrma de aço.

Figura 3.24 – Restrições do tipo *Tie*.



Fonte: O autor.

Para as armaduras, a restrição do tipo *Tie*, utilizada nas análises térmicas, foi convertida para a restrição do tipo *Embedded* (embutido), indicada na documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a) para a simulação de armaduras em concreto armado. Tal restrição permite especificar que um grupo de elementos, nesse caso as armaduras, sejam incorporados nos elementos de um hospedeiro, o concreto. Assim, os graus de liberdade dos elementos incorporados são restringidos aos graus de liberdade do hospedeiro, simulando uma interação completa entre esses elementos.

### 3.3.2.4. Aplicação do carregamento (1º Passo)

O carregamento foi aplicado no primeiro *Step* da análise, dividido em 10 incrementos de carga iguais conforme realizado experimentalmente, porém em um tempo de análise de 1,0 s. Foi utilizado o fator  $f_{ms} = 1600$ , relativo ao *mass scaling*.

Para ajudar a estabilizar a análise, foi utilizada a amplitude tabular de passo suave (*Smooth Step*) recomendada por SIMULIA (2012a), que torna efeitos dinâmicos menos evidentes durante o aumento da carga.

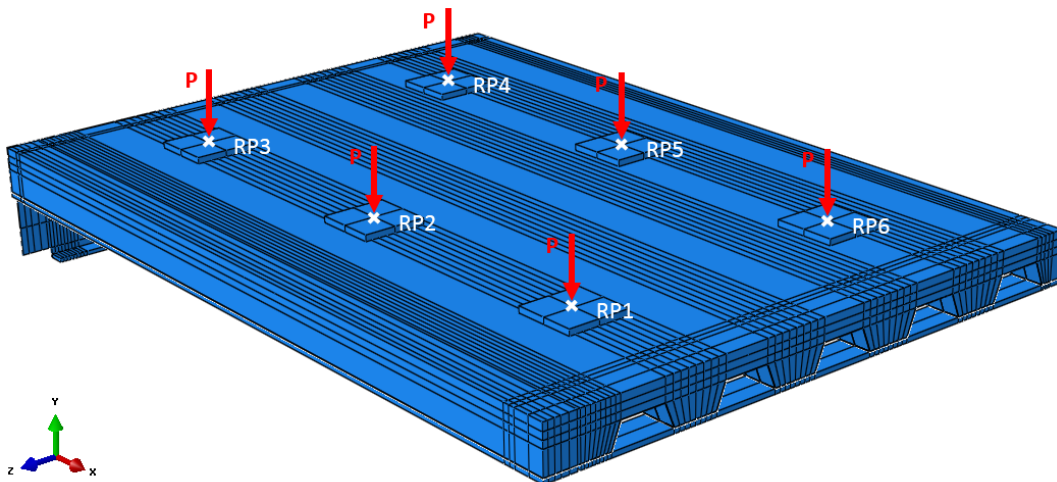
Foram aplicadas cargas concentradas em placas (Figura 3.25) de dimensões de 15 cm × 15 cm, que foram travadas por meio de um *Tie* na superfície do concreto e para as quais atribuiu-se apenas a fase elástica do aço. Com base na área de influência de cada placa e no carregamento (kN/m<sup>2</sup>), foram calculadas as cargas pontuais em cada uma das 24 placas das lajes, conforme apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Carregamento das lajes.

Laje	Carregamento (kN/m <sup>2</sup> )	Carga pontual (N)
S-1	18,4	14916
S-2	17,7	14349
S-3	8,8	7134
S-4	9,5	7701

Fonte: o autor.

Figura 3.25 – Aplicação do carregamento nos modelos (S-1 e S-2).



Fonte: O autor.

Observa-se que esse nível de carregamento, conforme comentado no item 3.1.5, representa um carregamento em situação de incêndio de aproximadamente 60 % da resistência última das lajes em temperatura ambiente.

### 3.3.2.5. Desenvolvimento das temperaturas nodais (2° Passo)

Como explicado anteriormente, as temperaturas nodais foram importadas dos resultados das análises térmicas realizadas previamente. Porém como o tempo real das análises térmicas era da ordem de 6000 s, foi necessário utilizar as técnicas descritas no item 3.3.2.2.

O incremento de tempo estável dos modelos foi de aproximadamente de  $1,59 \times 10^{-7}$  s, o que levaria a tempos de análises muito longos (da ordem de 30 dias), considerando-se a capacidade das máquinas utilizadas nas análises. Dessa forma, utilizou-se um fator  $f_{lf} = 1000$ , relativo ao *load factoring* para diminuir o tempo real do evento de 6000 s para 6 s. Além disso, utilizou-se um fator  $f_{ms} = 3600$ . Dessa forma, foi possível aumentar o tempo de incremento estável em 60000 vezes.

Resumidamente, os parâmetros utilizados para realização das análises mecânicas estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Parâmetros das análises mecânicas.

Modelo	Carga (N)	Step 1 - Carregamento				Step 2 - Aquecimento			
		Tem. real (s)	Tem. do step (s)	LF	MS	Tem. real (s)	Tem. do step (s)	LF	MS
S-1	14916	N/I	1	-	1600	4500	4,5	1000	3600
S-2	14349	N/I	1	-	1600	5400	5,4	1000	3600
S-3	7134	N/I	1	-	1600	6000	6	1000	3600
S-4	7701	N/I	1	-	1600	6000	6	1000	3600

\* N/I = não informado, LF = load factoring, MS = mass scaling

Fonte: o autor.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

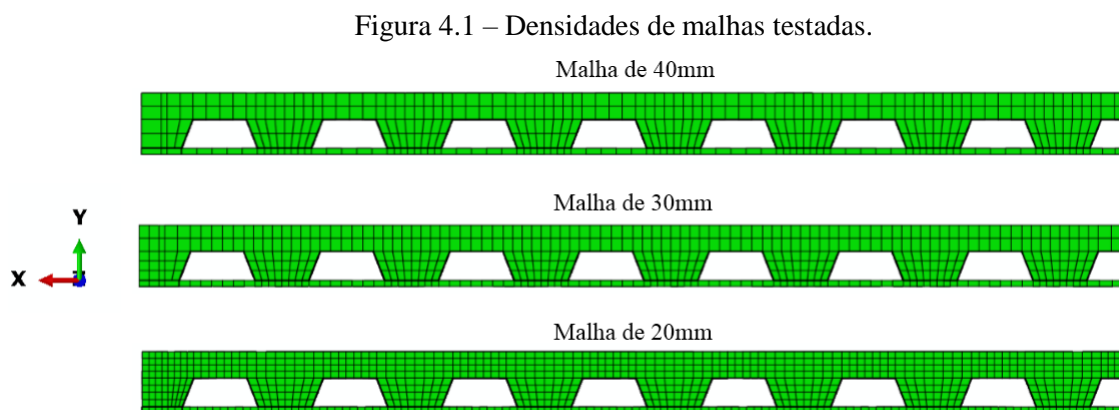
Neste capítulo, são apresentados o estudo de sensibilidade, a avaliação da resposta térmica e a avaliação da resposta termomecânica dos modelos desenvolvidos. As respostas térmicas e termomecânicas dos modelos numéricos foram validadas comparando-as com os resultados experimentais de Li, Zhang e Jiang (2017).

### 4.1. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade foi realizada em relação à resposta térmica da laje S-4, para a qual foi definida a dimensão característica da malha de elementos finitos, a condutância na interface entre a fôrma e o concreto e a estimativa de umidade do concreto.

#### 4.1.1. Dimensão característica dos elementos finitos

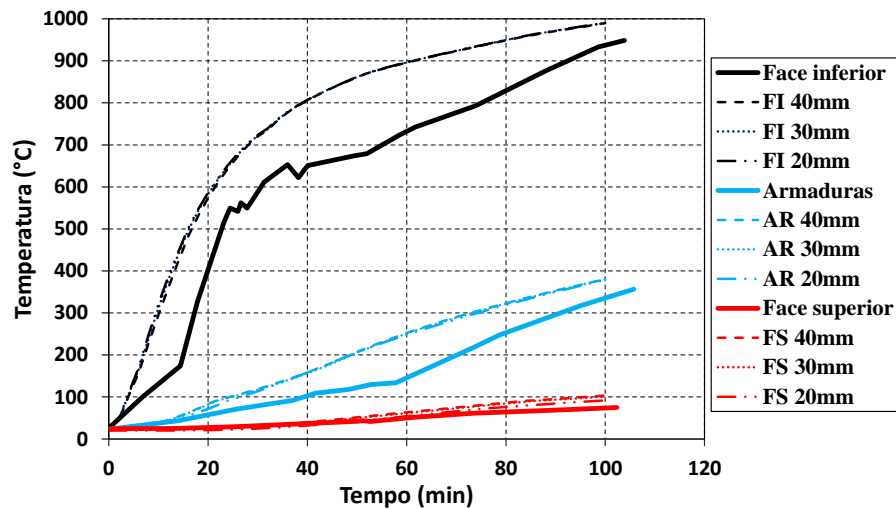
Primeiramente, avaliou-se a influência da dimensão máxima da malha de elementos finitos quanto à qualidade dos resultados. Foram testadas malhas de 40 mm, 30 mm e 20 mm (Figura 4.1).



Fonte: o autor.

Para se isolar o efeito da dimensão característica dos elementos finitos, considerou-se a interação na interface aço-concreto com uma restrição do tipo *Tie*. Os pontos de monitoramento foram escolhidos de acordo com os pontos nos quais foram instalados os termopares no modelo experimental, sendo eles: a face de concreto em contato com a fôrma de aço, as armaduras e a face superior da laje, todos no ponto central da laje. As curvas de temperatura obtidas são apresentadas na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Temperaturas experimentais e numéricas de acordo com a malha.



Fonte: o autor.

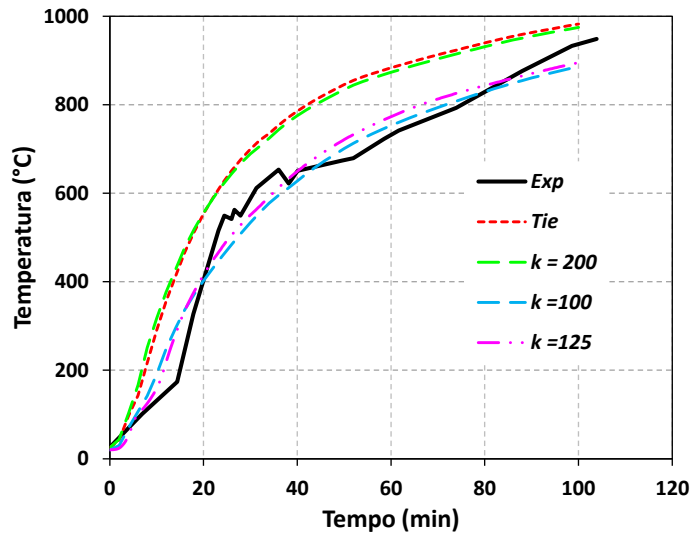
Observa-se que as dimensões da malha utilizadas influenciam muito pouco no comportamento térmico dos modelos numéricos. Com relação à análise mecânica, trabalhos desenvolvidos na UFV (PADRE *et al.*, 2019 e SANTOS *et al.*, 2017) mostraram que uma boa densidade de malha para representar o comportamento de estruturas de concreto pode ser obtida com elementos de dimensões entre 20 mm e 40 mm, portanto optou-se por usar 20 mm de dimensão característica.

#### 4.1.2. Condutância na interface

Ao se considerar a transferência direta de calor entre o concreto e o aço por meio da restrição do tipo *Tie* (Figura 4.2), observa-se que os resultados ficaram superestimados em relação ao experimento. Portanto, dois trabalhos foram utilizados como referência para determinar limites de condutância ( $k$ ) na interface aço-concreto: Capilla (2012), que modelou pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, e adotou um valor de  $k$  igual a 200 W/m<sup>2</sup>K, e Albero *et al.* (2019), que modelou o comportamento de um sistema de piso misto com lajes alveolares e utilizou um valor de  $k$  de 100 W/m<sup>2</sup>K.

O valor da condutância ( $k$ ) de 125 W/m<sup>2</sup>K (Figura 3.22) foi escolhido por representar melhor o comportamento, tanto na fase inicial quanto na fase final, onde a curva se aproxima mais dos resultados experimentais. Na Figura 4.3 observa-se as temperaturas desenvolvidas na superfície do concreto em contato com a fôrma, variando-se o valor de  $k$ .

Figura 4.3 – Temperaturas na superfície de concreto em contato com a fôrma de aço.

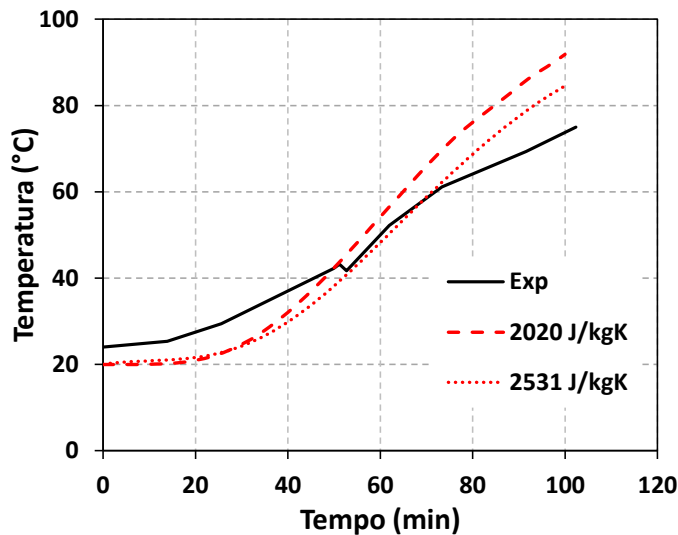


Fonte: o autor.

#### 4.1.3. Estimativa da umidade do concreto

A umidade do concreto foi considerada implicitamente na análise por meio de um pico no calor específico ( $c_{pico}$ ) entre 100 °C e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 °C e 200 °C, como descrito na EN 1994-1-2:2005. Inicialmente considerou-se a umidade de 3 %, correspondente a  $c_{pico}$  igual a 2020 J/kgK. Porém, as temperaturas na superfície superior do concreto ficaram relativamente superestimadas (Figura 4.4). Assim, adotou-se uma extrapolação das recomendações da norma para um valor de umidade de 4 %, que corresponde a um  $c_{pico}$  de 2531 J/kgK.

Figura 4.4 – Temperaturas na face superior do concreto variando o calor específico de pico

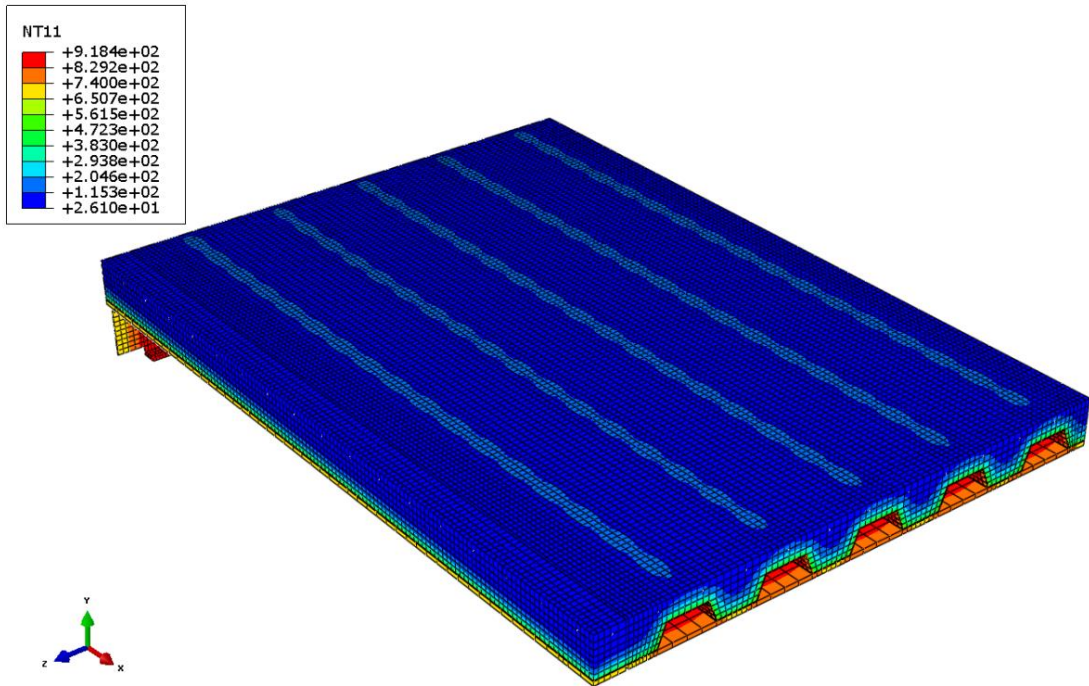


Fonte: o autor.

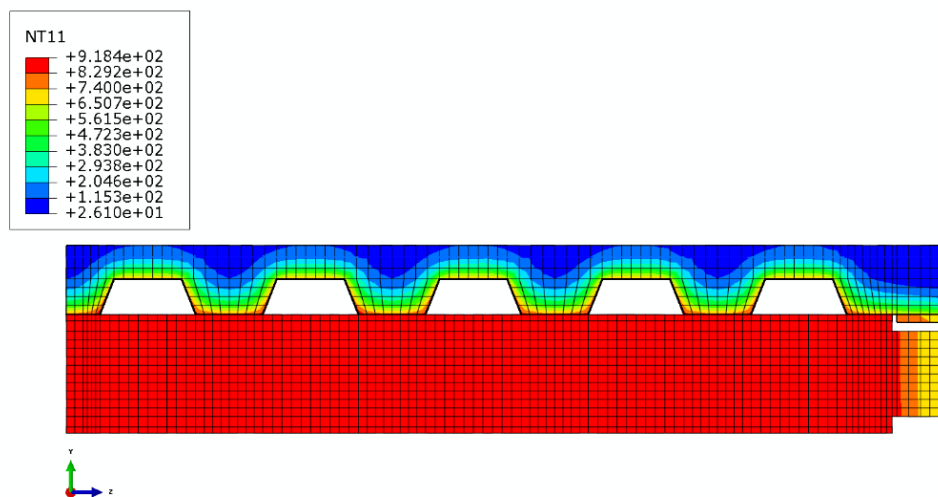
## 4.2. Resultados das análises térmicas

A distribuição final de temperatura no modelo numérico da laje S-1, em °C, é apresentada na Figura 4.5 e no modelo da laje S-3 na Figura 4.6.

Figura 4.5 – Distribuição final de temperatura (em °C) no modelo da Laje S-1 (4500 s).



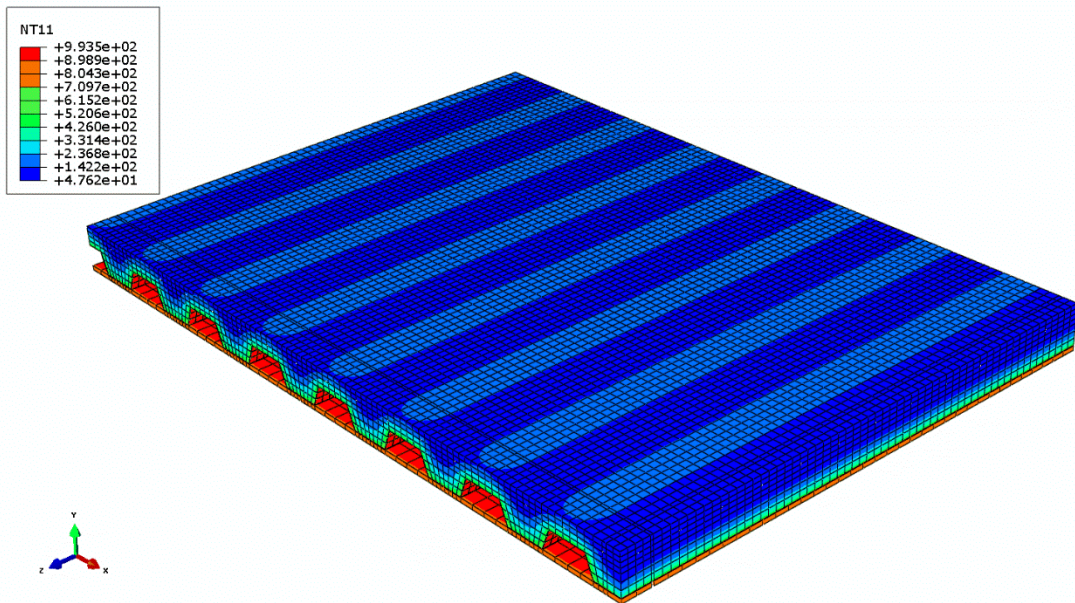
(a) Visão geral da distribuição de temperatura no modelo.



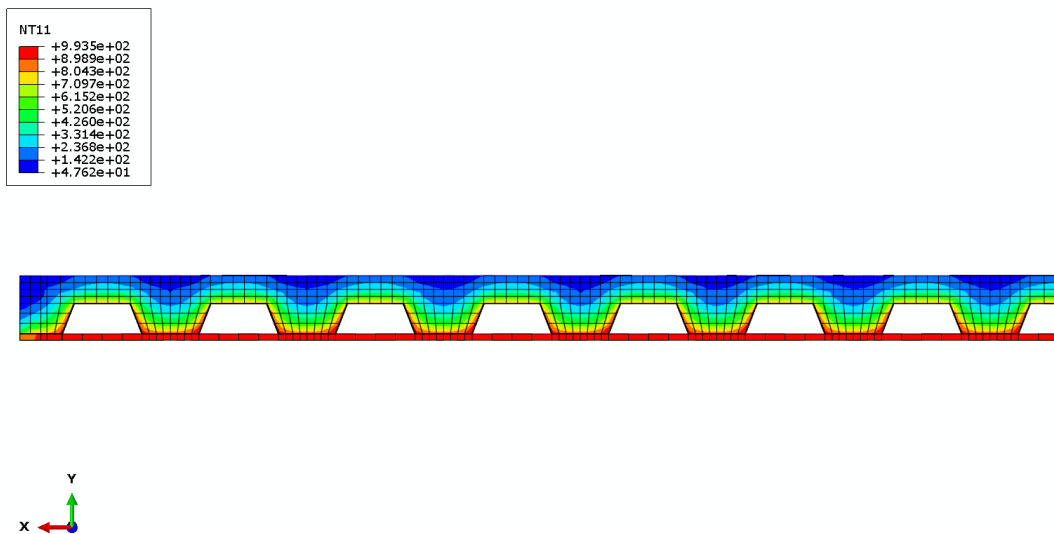
(b) Perfil térmico final no plano de simetria YZ.

Fonte: o autor

Figura 4.6 – Distribuição final de temperatura (em °C) no modelo da Laje S-3 (6000 s).



(a) Visão geral da distribuição de temperatura no modelo.



(b) Perfil térmico final no plano de simetria XY.

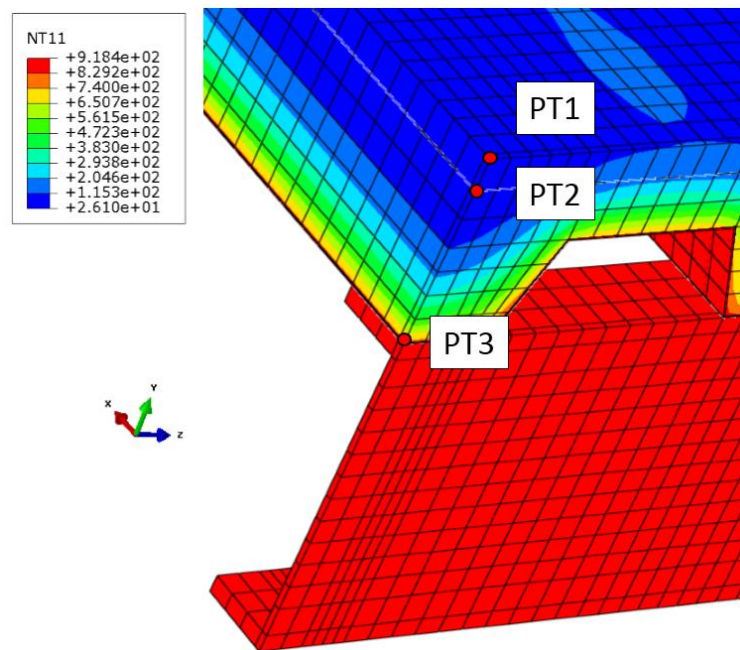
Fonte: o autor.

O primeiro passo para a validação do modelo numérico consistiu em comparar a evolução das temperaturas calculadas numericamente com as temperaturas medidas pelos termopares durante a fase de aquecimento do ensaio.

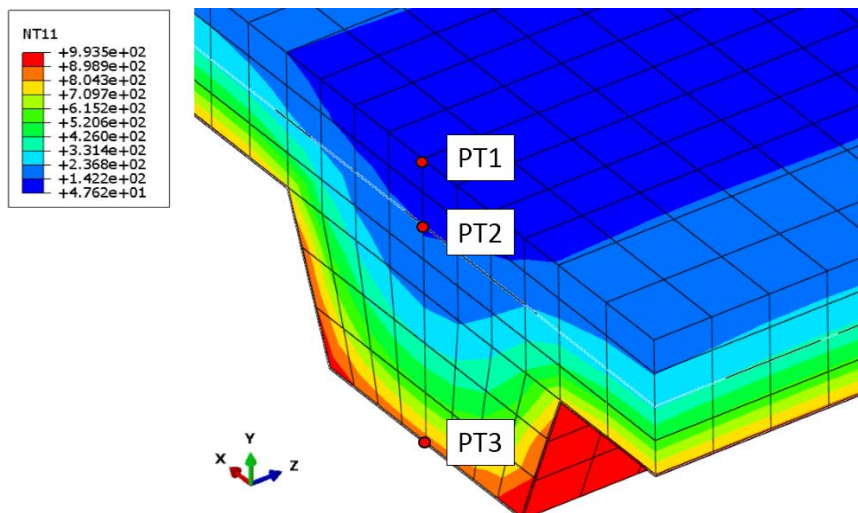
Embora Li, Zhang e Jiang (2017) tenham instalado diversos termopares na laje, conforme apresentado no item 3.1.4, no trabalho só foram apresentadas as medições daqueles instalados

no meio do vão. Dessa forma, os pontos de comparação entre o modelo numérico e experimental, foram os seguintes: a face inferior do concreto no meio do vão (PT3), a armadura no meio do vão (PT2) e a face superior da laje no meio do vão (PT1), conforme apresenta-se na Figura 4.7.

Figura 4.7 – Pontos de comparação entre as temperaturas calculadas pelos modelos numéricos e medidas experimentalmente.



(a) Lajes S-1 e S-2.



(b) Lajes S-3 e S-4.

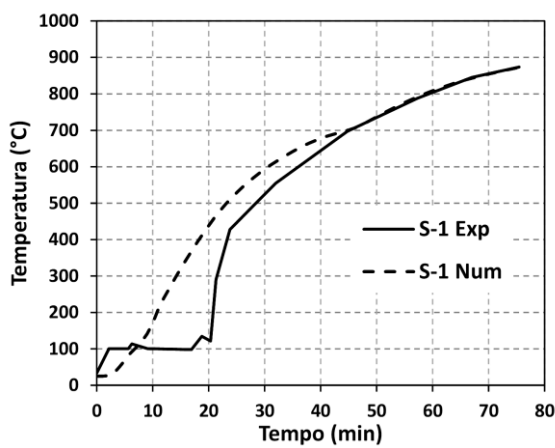
Fonte: o autor.

Destaca-se que os pontos de comparação para as lajes S-3 e S-4 não estão posicionados exatamente no meio do vão, mas sim na nervura mais próxima.

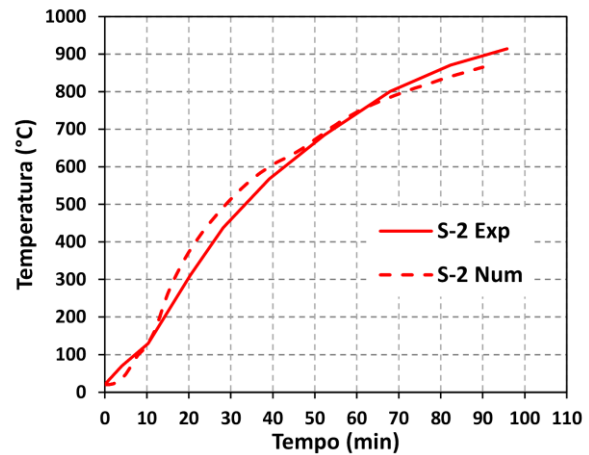
#### 4.2.1. Temperaturas na face inferior do concreto

O primeiro ponto de comparação foi o termopar posicionado no centro geométrico da laje, na superfície inferior do concreto, região em contato com a mesa inferior da fôrma. O desenvolvimento das temperaturas calculadas e medidas é apresentado na Figura 4.8.

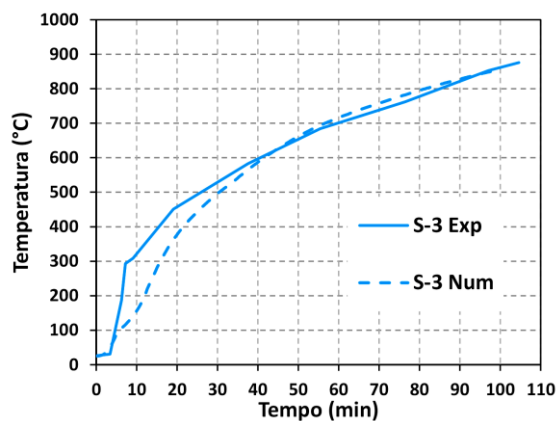
Figura 4.8 – Evolução das temperaturas na face inferior do concreto no meio do vão.



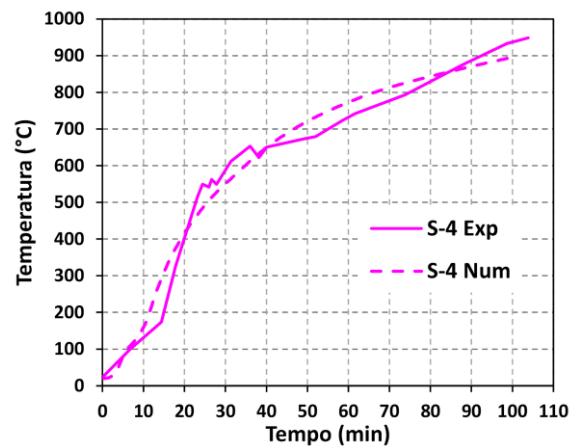
(a) Laje S-1.



(b) Laje S-2.



(a) Laje S-3.



(a) Laje S-4.

Fonte: o autor.

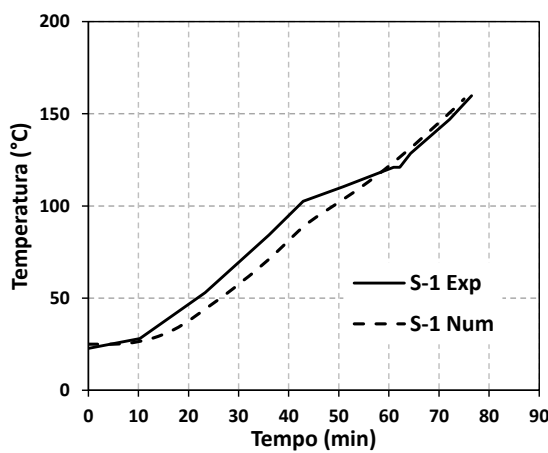
Pode-se observar que o desenvolvimento das temperaturas na face inferior do concreto no meio do vão apresentou boa concordância com as medições experimentais. A diferença apresentada

na fase inicial da laje S-1, no patamar de 100 °C, pode indicar a evaporação do excesso de água presente naquela região.

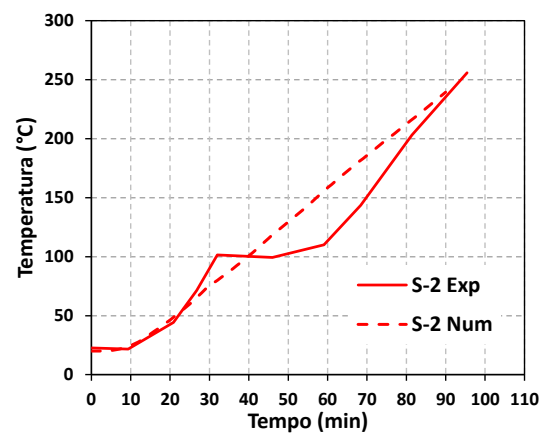
#### 4.2.2. Temperaturas nas armaduras

O segundo ponto de comparação foi nas armaduras no meio do vão conforme apresentado na Figura 4.9.

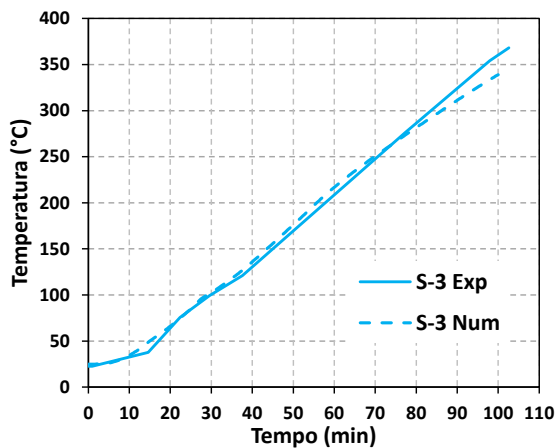
Figura 4.9 – Evolução das temperaturas nas armaduras no meio do vão.



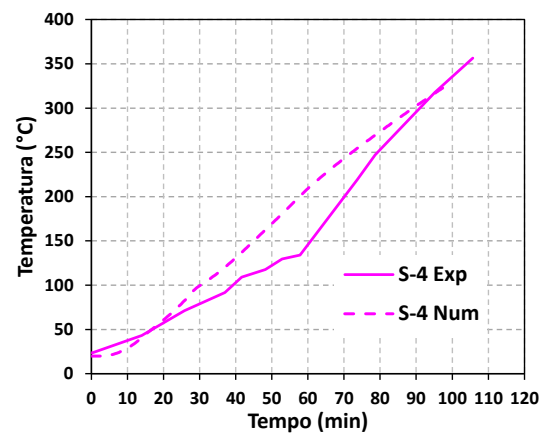
(a) Laje S-1.



(a) Laje S-2.



(a) Laje S-3.



(a) Laje S-4.

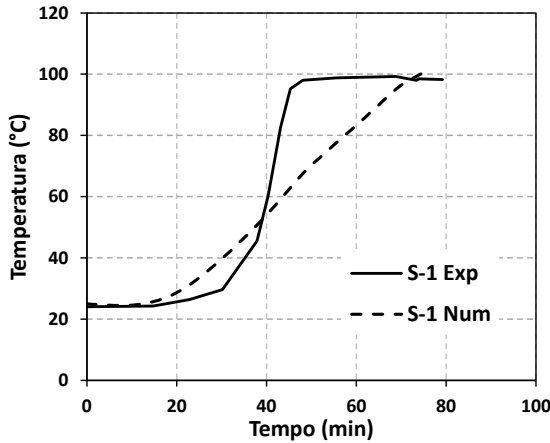
Fonte: o autor.

Novamente se observa uma boa correlação entre as temperaturas desenvolvidas pelo modelo numérico e os resultados experimentais. Na laje S-2 tem-se mais uma vez a presença de um patamar muito evidenciado a 100 °C, provavelmente indicando a evaporação da água presente.

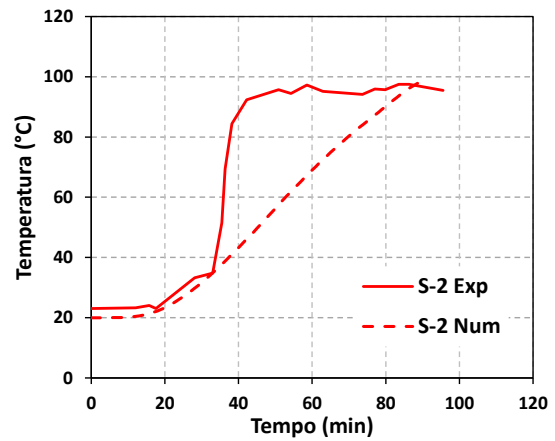
### 4.2.3. Temperaturas na face superior da laje

O último ponto de comparação foi na face superior da laje no meio do vão, conforme apresentado na Figura 4.10.

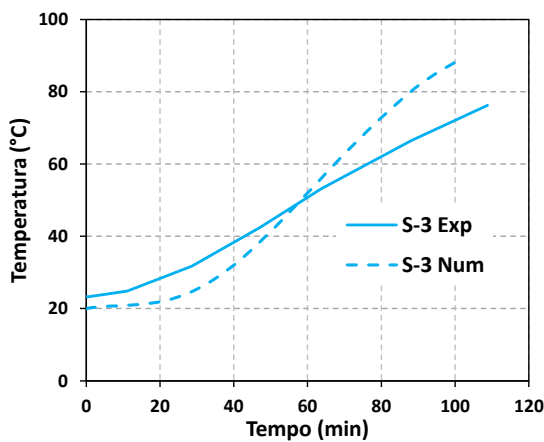
Figura 4.10 – Evolução das temperaturas na face superior da laje no meio do vão.



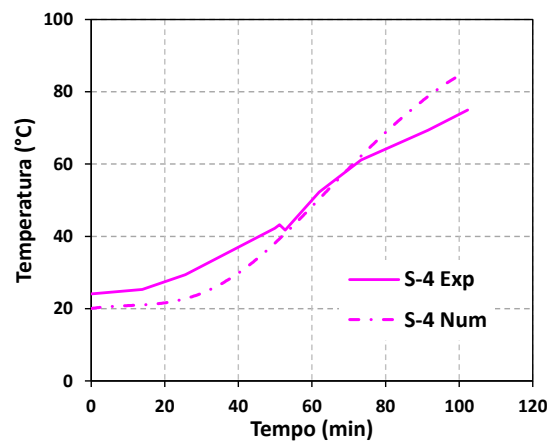
(a) Laje S-1.



(a) Laje S-2.



(a) Laje S-3.



(a) Laje S-4.

Fonte: o autor.

Nos experimentos das lajes S-1 e S-2, devido à presença das vigas secundárias, ocorreram fissuras devido ao momento negativo na região central da laje, gerando fissuras no concreto. Isso pode ter gerado uma perda de isolamento térmico do concreto, como comentado pelos autores, causando um aumento de temperatura mais evidenciado entre 20 e 40 min de ensaio. Porém, o efeito causado pelas fissuras no concreto não tem como ser avaliada por meio da estratégia de modelagem adotada, uma vez que, na análise termomecânica fracamente acoplada, a análise de transferência de calor é independente dos efeitos mecânicos. Para considerar tal

efeito, seria necessária uma modelagem termo-hidro-mecânica totalmente acoplada capaz de simular os efeitos de migração de água no concreto e deleção das ligações entre elementos finitos danificados.

Outro ponto que vale ser ressaltado é que as diferenças entre as temperaturas medidas na face superior das lajes e as calculadas numericamente podem decorrer das condições ambientais do laboratório como, por exemplo, a circulação de ar. Sendo este o caso, o arrefecimento da superfície superior da laje ocorreria com um coeficiente de convecção diferente, modificando as condições de contorno do modelo numérico.

### **4.3. Resultados das análises termomecânicas**

Nos subitens a seguir são apresentados os resultados das análises termomecânicas dos modelos numéricos e a comparação dos mesmos com os dos experimentos de Li, Zhang e Jiang (2017).

Foram comparados e analisados os seguintes resultados:

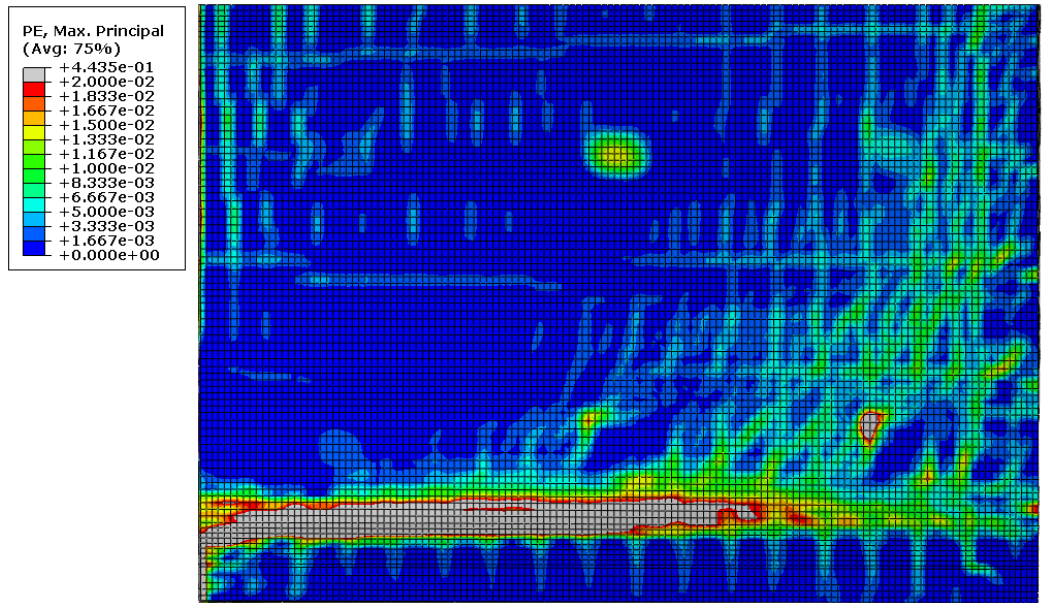
- padrão de trincas e fissuras;
- deformações nas armaduras no centro da laje nas direções  $x$  e  $y$ ;
- deformações no concreto próximo à região dos apoios das lajes;
- deslocamentos verticais e influência da viga secundária;
- análise do desenvolvimento das ações de membrana; e
- controle da energia cinética

#### **4.3.1. Padrão de trincas e fissuras**

O desenvolvimento das fissuras com formato aproximadamente elíptico no concreto é um indicativo da formação da ação de membrana de tração e do surgimento dos anéis de compressão que ancoram as barras tracionadas.

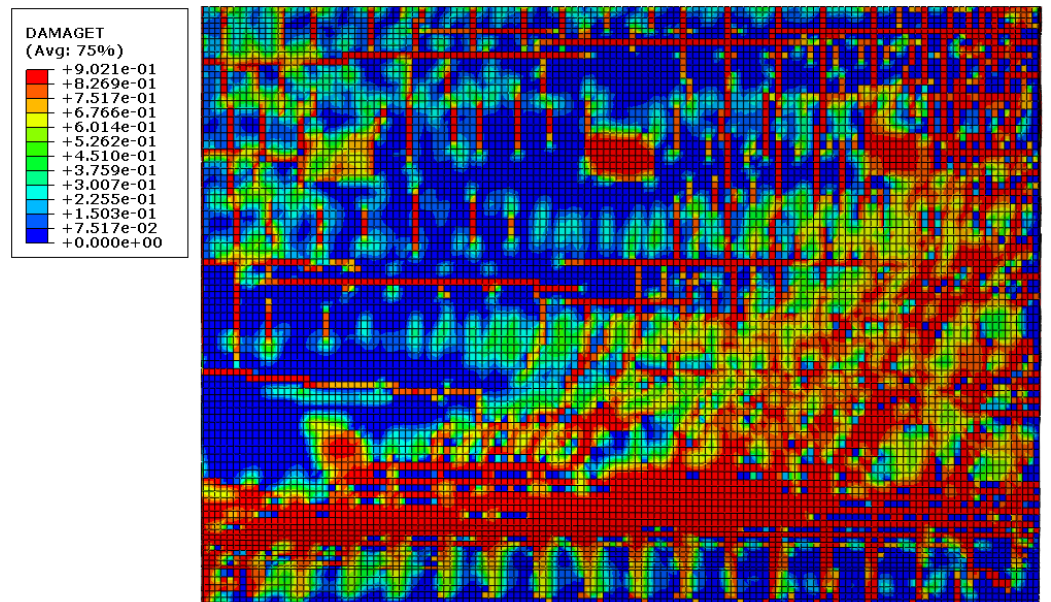
De acordo com a documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a), o padrão de fissuras utilizando o modelo constitutivo CDP, pode ser visualizado por meio da variável PE (Max Principal), que armazena a deformação plástica na direção máxima principal. Outra variável que fornece uma noção do padrão de fissuras é a DAMAGET, que representa o dano à tração. Na Figura 4.11 são apresentadas as respostas de ambas as variáveis para o modelo S-1.

Figura 4.11 – Resultados das variáveis PE (Max Principal) e DAMAGET no modelo S-1.



Step: Step-2  
 Increment 363065: Step Time = 4.500  
 Primary Var: PE, Max. Principal  
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

(a) Variável PE (Max Principal).



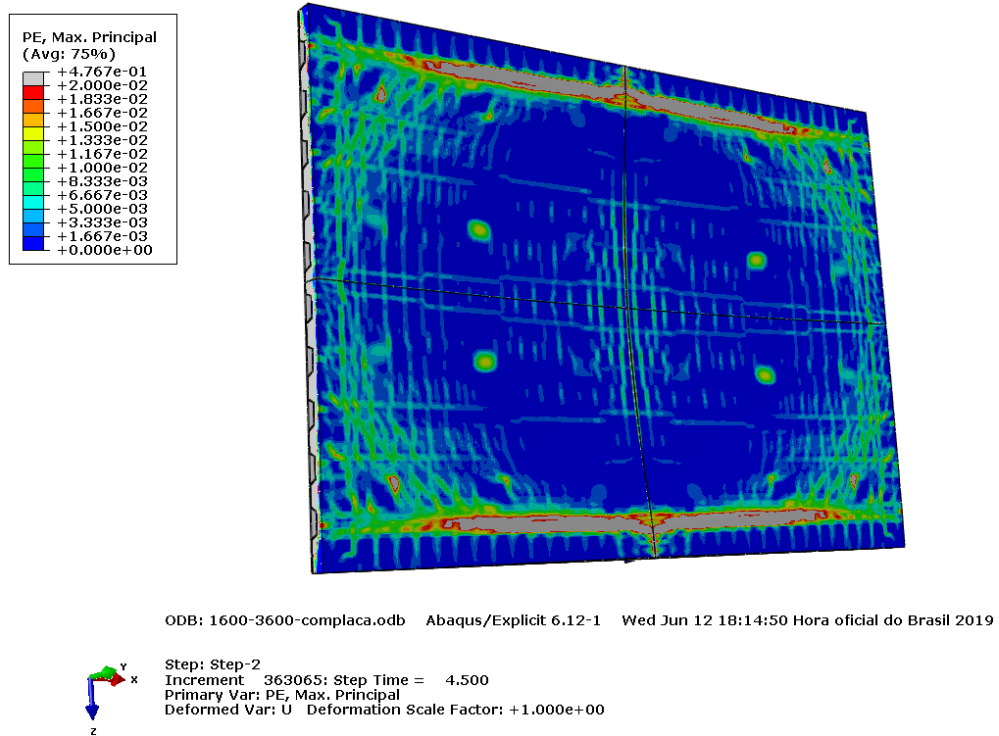
Step: Step-2  
 Increment 363065: Step Time = 4.500  
 Primary Var: DAMAGET  
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

(b) Variável DAMAGET.

Fonte: o autor.

Para melhor avaliar o padrão de fissuras, os modelos foram espelhados em relação aos eixos X e Z, sendo comparáveis aos modelos experimentais na Figura 4.12 (laje S-1), na Figura 4.13 (laje S-2), na Figura 4.14 (laje S-3) e na Figura 4.15 (laje S-4).

Figura 4.12 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-1.

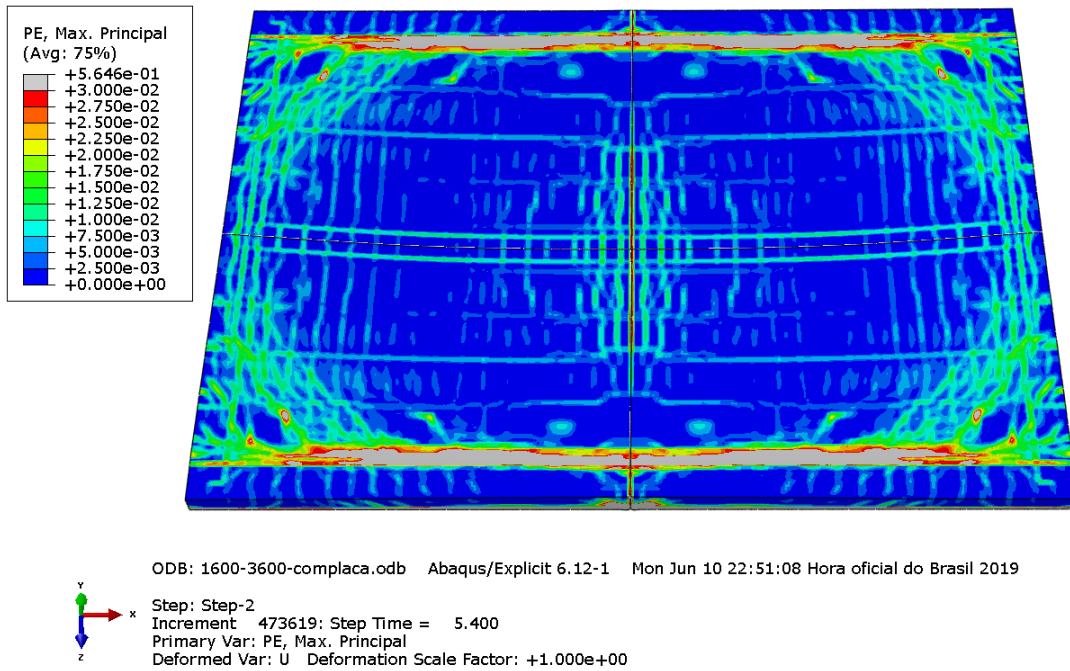


(a) Padrão de fissuras no modelo numérico (PE, Max Principal).  
Fonte: o autor.



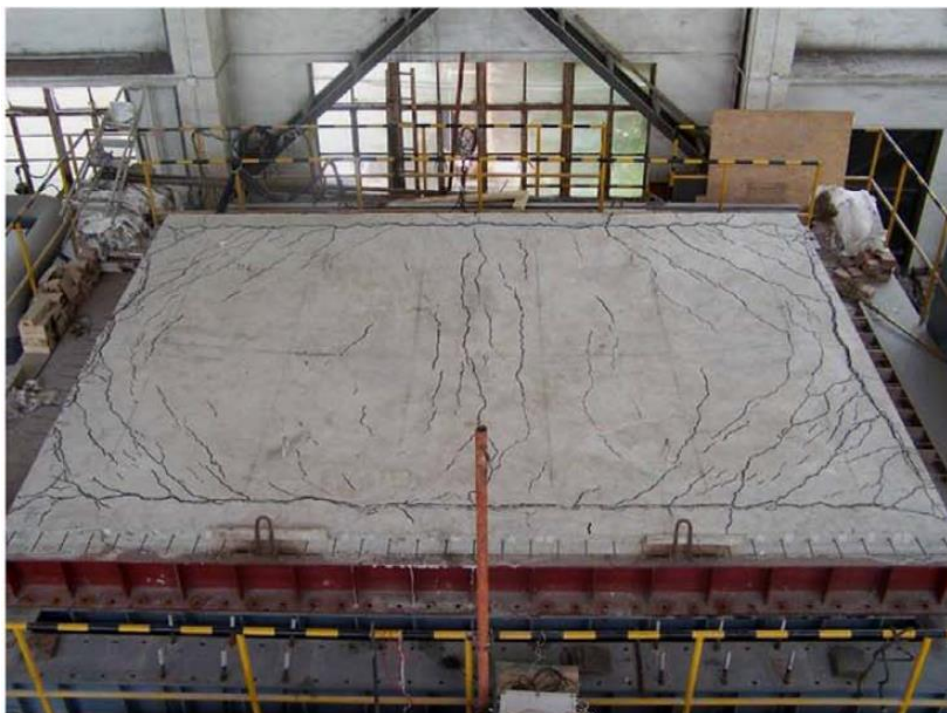
(b) Padrão de fissuras no modelo experimental.  
Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Figura 4.13 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-2.



(a) Padrão de fissuras no modelo numérico (PE, Max Principal).

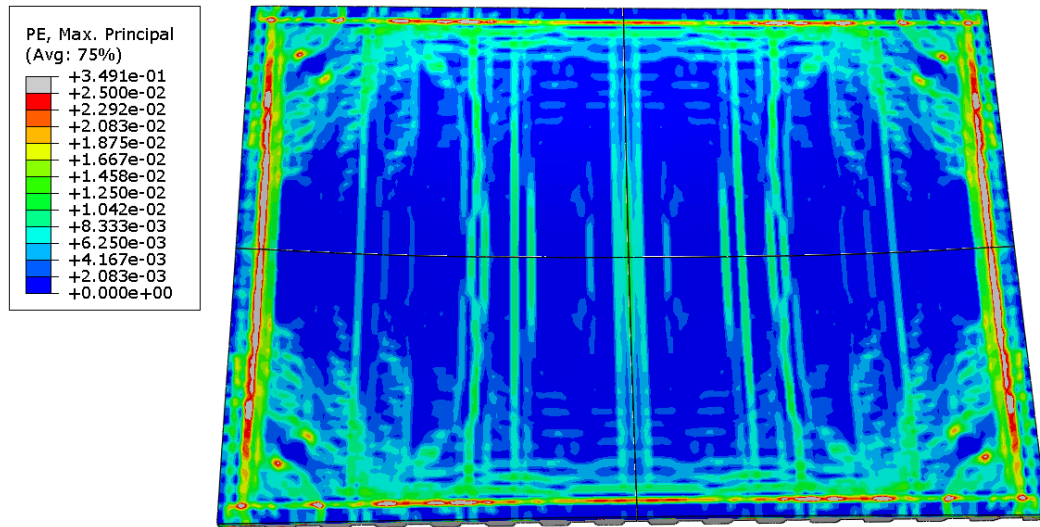
Fonte: o autor.



(b) Padrão de fissuras no modelo experimental.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Figura 4.14 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-3.



ODB: DE2-1600-3600.odb Abaqus/Explicit 6.12-1 Wed Jun 05 10:35:20 Hora oficial do Brasil 2019



Step: Step-2  
Increment 473942: Step Time = 6.000  
Primary Var: PE, Max. Principal  
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.000e+00

(a) Padrão de fissuras no modelo numérico (PE, Max Principal).

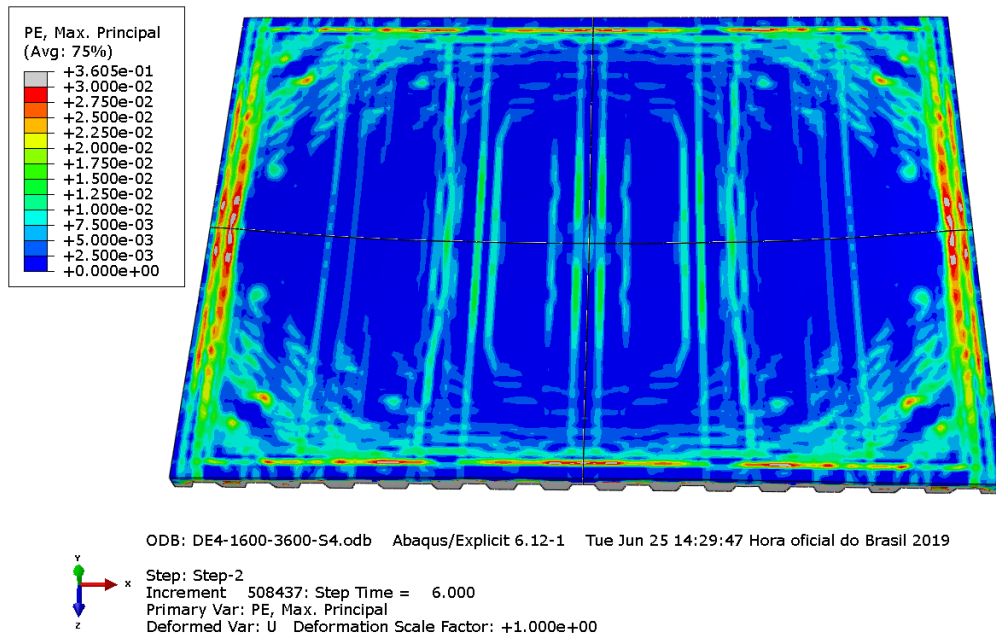
Fonte: o autor.



(b) Padrão de fissuras no modelo experimental.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Figura 4.15 – Padrão de fissuras no modelo numérico e no modelo experimental para laje S-4.



(a) Padrão de fissuras no modelo numérico (PE, Max Principal).

Fonte: o autor.



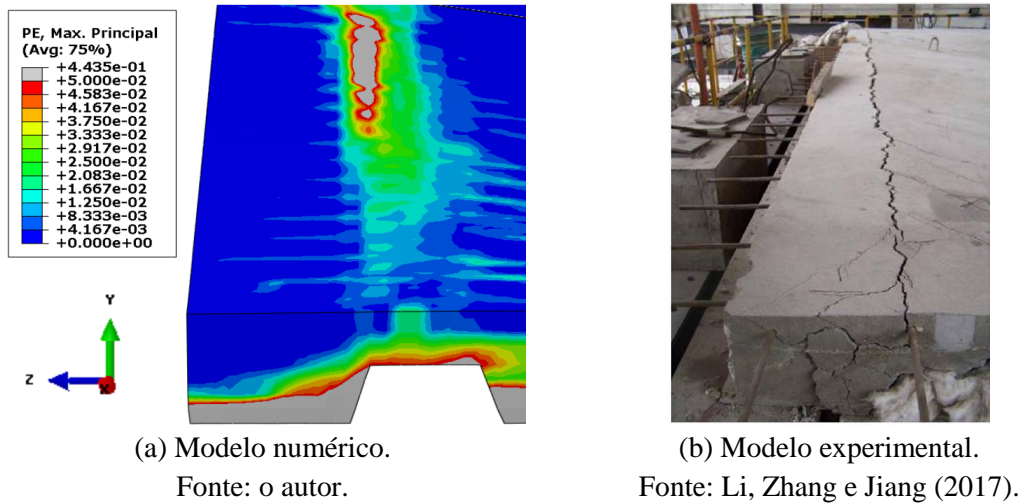
(b) Padrão de fissuras no modelo experimental.

Fonte: Li, Zhang e Jiang (2017).

Observa-se que, nas lajes S-1 e S-2, as fissuras obtidas no modelo numérico foram muito semelhantes às observadas nos experimentos. Nas lajes S-3 e S-4, o padrão de fissuras também é semelhante aos experimentais, porém com fissuras mais evidentes na região a um quarto do

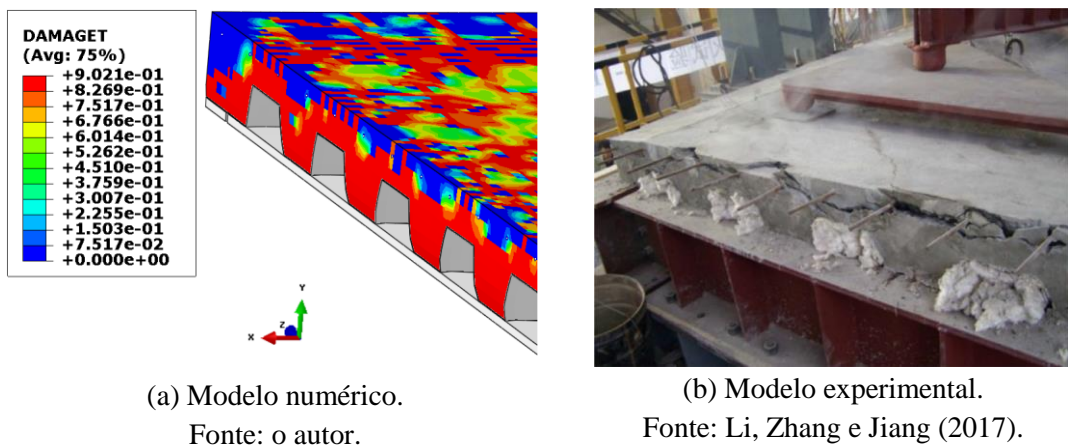
vão, na direção das nervuras. Além disso, também foram observadas fissuras evidentes nas regiões próximas aos apoios (Figura 4.16), devidas ao momento negativo que traciona as fibras superiores do concreto.

Figura 4.16 – Fissuras próximas aos apoios paralelas às nervuras (laje S-1).



Na região do apoio da laje S-1, os autores observaram a tendência ao deslizamento das armaduras e atribuíram as trincas significativas que surgiram no ensaio a esse efeito (Figura 4.17-b). Porém, tal efeito não poderia ser obtido no modelo numérico devido à interação utilizada entre as armaduras e o concreto (*Embedded*), que não permite deslocamentos relativos entre os mesmos. No entanto, no modelo numérico (Figura 4.17-a) observa-se que grande parte da face de concreto da laje apresenta danos (à tração) gerados pelo efeito do momento negativo.

Figura 4.17 – Danos na borda na menor direção (laje S-1).

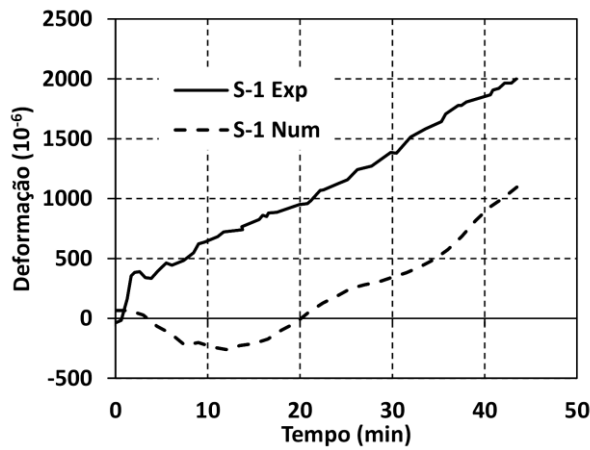


### 4.3.2. Deformações nas armaduras

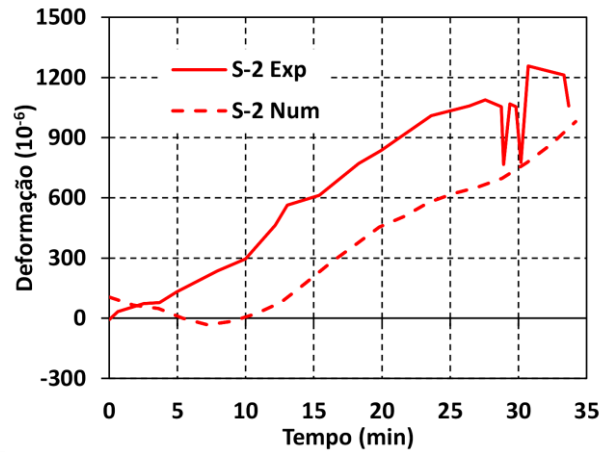
As deformações nas armaduras foram medidas nos extensômetros #5, para a direção  $y$  (menor dimensão das lajes), e #14, para a direção  $x$  (maior dimensão das lajes), conforme apresentado na Figura 3.6-c, até que os sensores atingissem a temperatura máxima de trabalho de 60 °C.

Os resultados experimentais e numéricos das deformações das armaduras nas direções  $x$  e  $y$  estão apresentados na Figura 4.18 e na Figura 4.19, respectivamente.

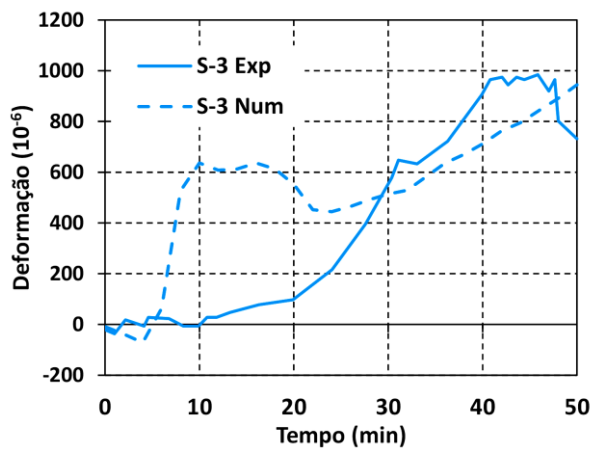
Figura 4.18 – Deformações nas armaduras na direção  $x$ .



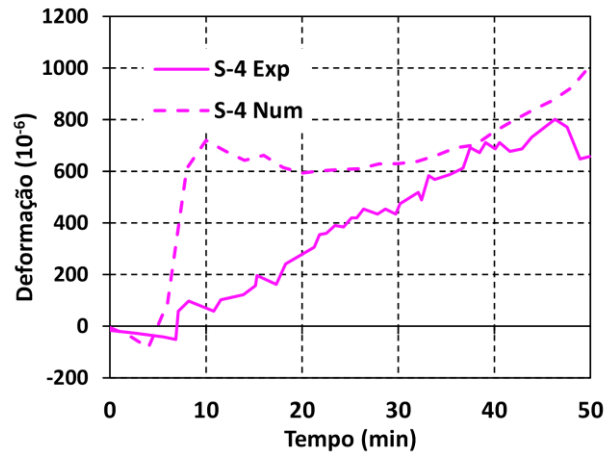
(a) Laje S-1.



(b) Laje S-2.



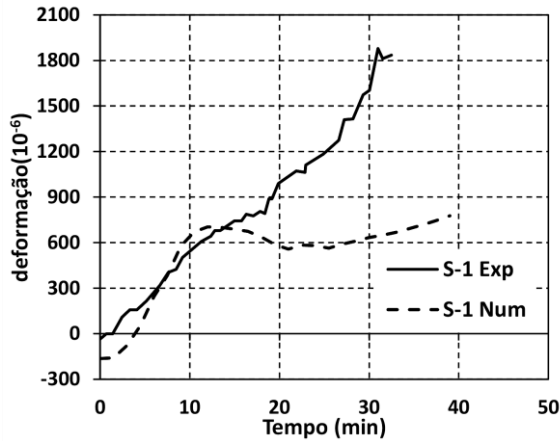
(c) Laje S-3.



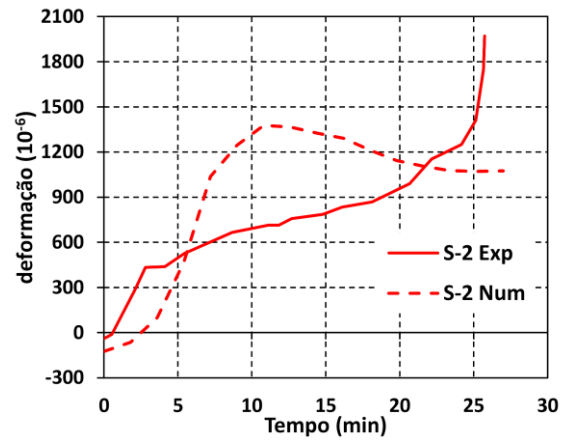
(d) Laje S-4.

Fonte: o autor.

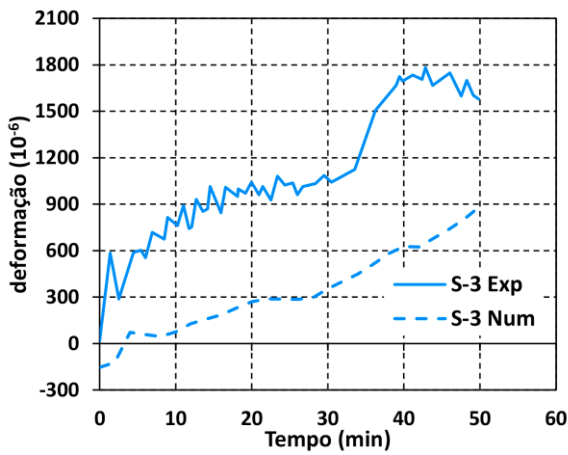
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras na direção y.



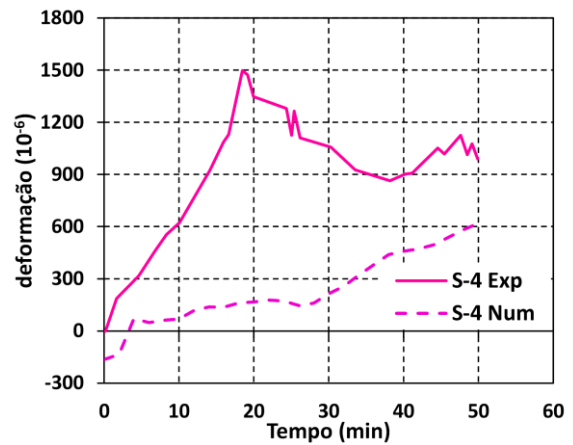
(a) Laje S-1.



(b) Laje S-2.



(c) Laje S-3.



(d) Laje S-4.

Fonte: o autor.

Para as lajes S-1 e S-2, na fase de carregamento, a presença das vigas secundárias causa momentos negativos na direção  $x$ , que tracionam a face superior do concreto, e consequentemente as armaduras localizadas na capa da laje. Esse comportamento é observado nos resultados dos modelos numéricos, nos quais as armaduras iniciam a fase de aquecimento com deformações positivas (tração). Por outro lado, nos experimentos de Li, Zhang e Jiang (2017), as armaduras apresentaram pequenas deformações negativas (compressão) no início do incêndio, o que não condiz com os conceitos básicos da Mecânica das Estruturas.

Já para as lajes S-3 e S-4, tanto nos modelos numéricos quanto nos experimentos, as armaduras na direção  $x$  iniciam a fase de aquecimento com deformações de compressão. À medida que as propriedades mecânicas do concreto se deterioram, esse comportamento se inverte e as armaduras passam a funcionar à tração até o término do aquecimento. Nos experimentos, a

deformação das barras segue com crescimento relativamente linear, enquanto que nos modelos numéricos o comportamento é acentuadamente não linear, embora os resultados finais obtidos sejam próximos.

Já para as armaduras na direção y, em todos os modelos numéricos, as armaduras iniciam a fase de aquecimento apresentando deformações de compressão. Esse comportamento é esperado com base nos conceitos da Mecânica das Estruturas. À medida que a temperatura aumenta, as barras começam a ser tracionadas, apresentando deformações positivas até o fim, tanto no experimento quanto na análise numérica.

As diferenças entre a resposta numérica e experimental podem indicar falhas na modelagem das armaduras, falhas na instalação dos sensores nas barras inseridas no concreto, ou deslizamentos localizados entre as armaduras e o concreto durante o incêndio (efeito não contemplado pelo modelo numérico ao usar a restrição *Embedded*).

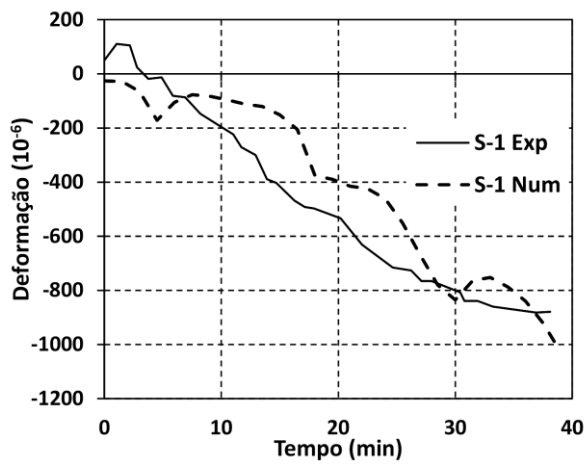
Vale ressaltar, que tais discrepâncias entre os resultados numéricos e experimentais já eram esperadas, devido às dificuldades ao simular as interações entre o concreto e as barras. Embora o comportamento das armaduras não tenham apresentado uma boa correlação, analisando o comportamento global, observa-se que à medida que as temperaturas aumentam, as barras desenvolvem deformações de tração. Esse comportamento é uma evidência do desenvolvimento da ação de membrana de tração, situação na qual a região central da laje é suportada basicamente pela malha de armaduras.

### **4.3.3. Deformações no concreto**

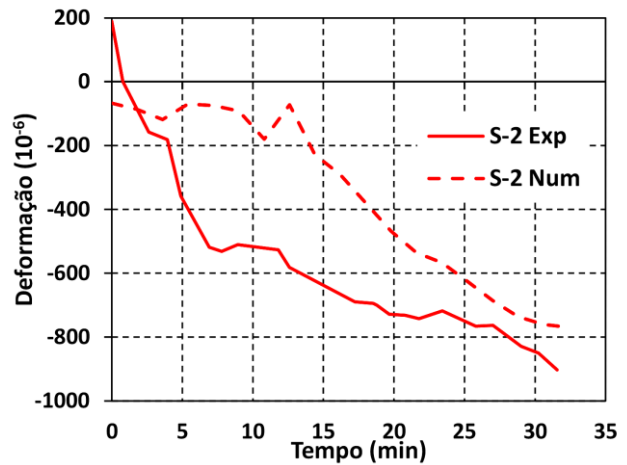
De forma análoga às armaduras, as deformações no concreto nos experimentos só foram monitoradas até o ponto em que os sensores atingiam 60 °C. Os resultados experimentais expostos por Li, Zhang e Jiang (2017) são relativos às deformações lidas pelos sensores #43, conforme apresentado no item 3.1.4.

Para comparação com os resultados experimentais, foram utilizados os valores calculados das deformações L33 no Abaqus, que são as deformação logarítmicas na direção Z, medidas a uma distância de 130 mm da borda da laje. Na Figura 4.20 apresentam-se as deformações no concreto nos modelos experimentais e numéricos.

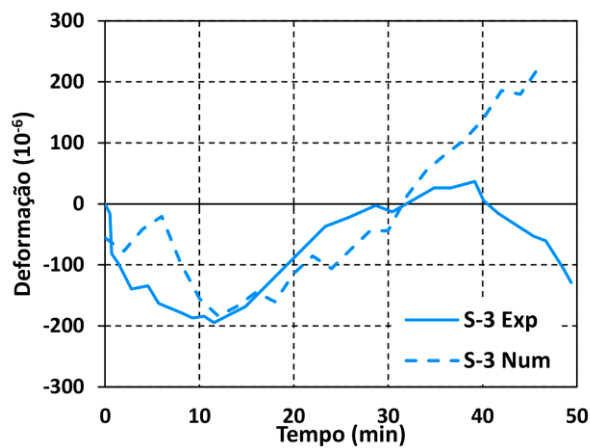
Figura 4.20 – Deformações na face superior do concreto próximo aos apoios



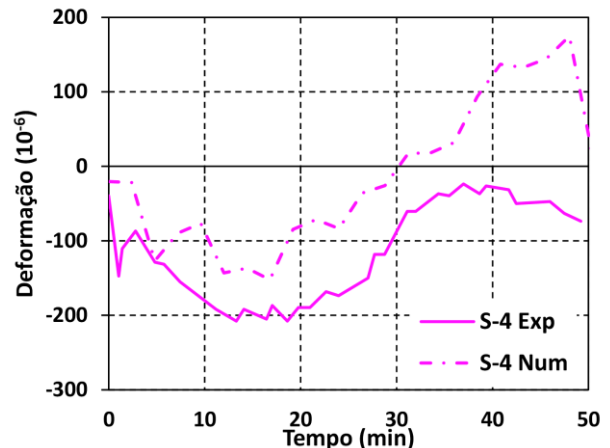
(a) Laje S-1.



(b) Laje S-2.



(c) Laje S-3.



(d) Laje S-4.

Fonte: o autor.

Observa-se que as curvas Deformação  $\times$  Tempo dos modelos numéricos apresentaram a mesma tendência de comportamento das experimentais, com exceção do modelo S-2. Apesar disso, o resultado final obtido pelo modelo numérico da laje S-2, foi próximo ao medido pelos extensômetros.

Vale ressaltar que as deformações negativas no concreto, próximo aos apoios, indicam a formação dos anéis de compressão, que ajudam a ancorar as barras das armaduras à medida que a ação de membrana de tração nas barras se desenvolvem.

#### 4.3.4. Deslocamentos verticais e influência da viga secundária

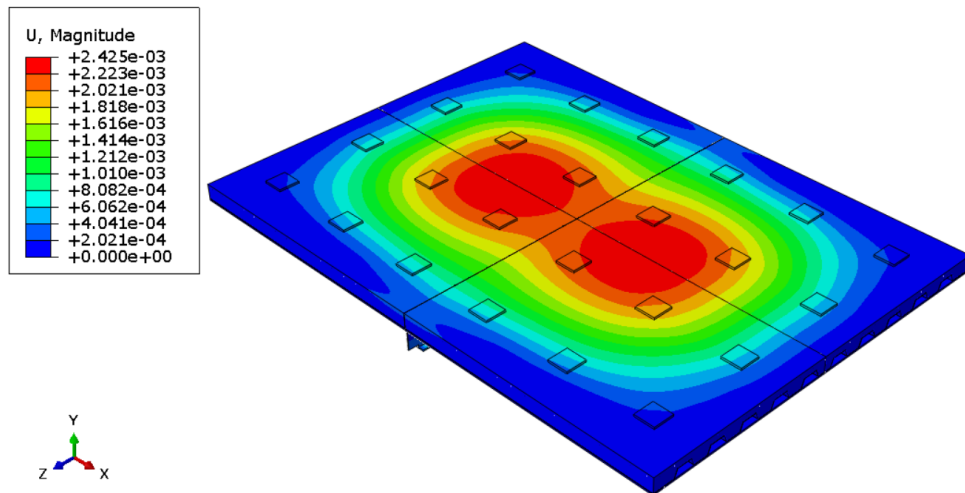
Comparou-se os deslocamentos iniciais ao final da fase de carregamento, ainda em temperatura ambiente, conforme apresentado na Tabela 4.1. As deformadas iniciais dos modelos S-1 e S-3, espelhados em relação aos planos de simetria, estão apresentadas na Figura 4.21.

Tabela 4.1 – Deslocamentos iniciais antes do incêndio.

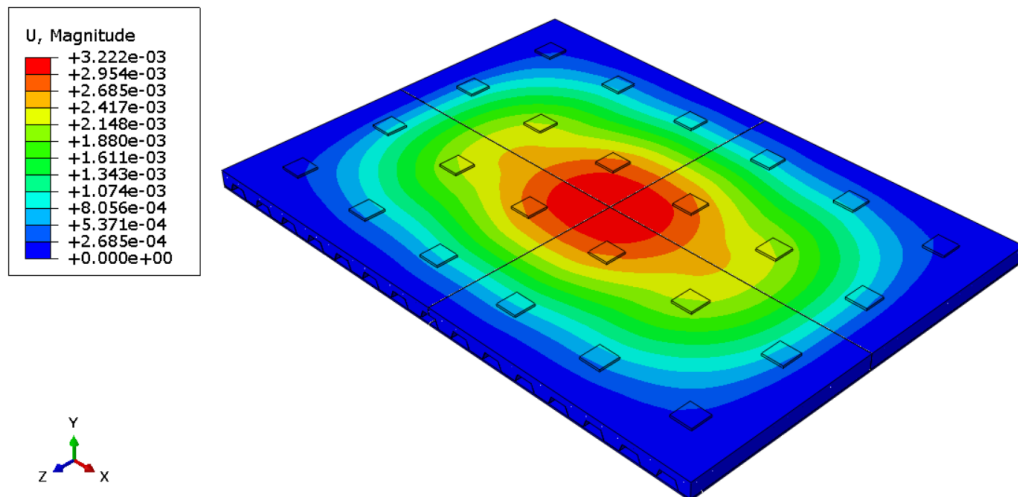
Laje	Deslocamentos (mm)		Erro (%)
	Experimental	Numérico	
S-1	2,32	2,18	6,03
S-2	1,63	1,72	5,52
S-3	27,1	3,22	88,12
S-4	24,2	3,5	85,54

Fonte: o autor.

Figura 4.21 – Deslocamentos iniciais nos modelos numéricos.



(a) Laje S-1.



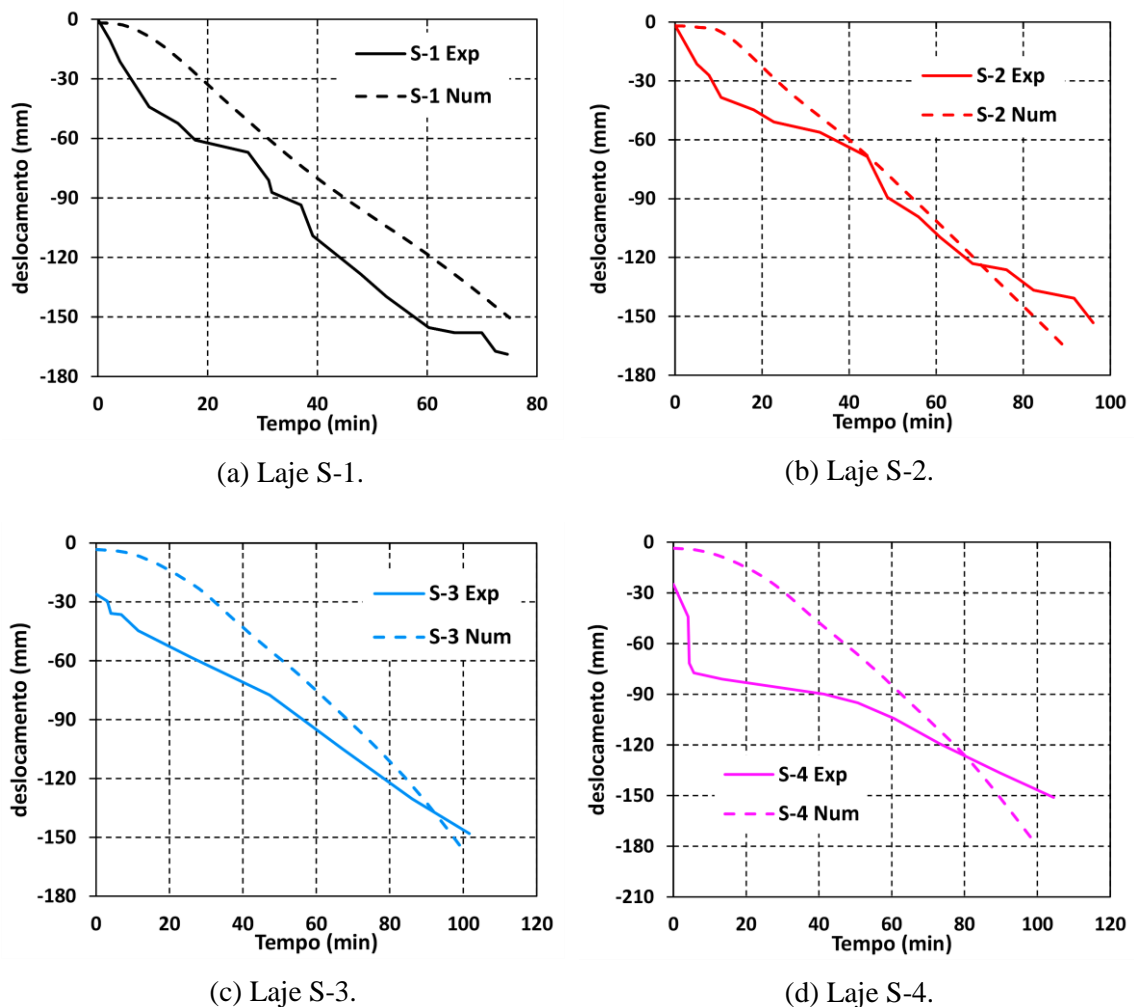
(b) Laje S-3.

Fonte: o autor.

Com base na Tabela 4.1, observa-se que as flechas iniciais dos modelos numéricos S-1 e S-2 foram próximas às experimentais. Porém, nos modelos S-3 e S-4, as flechas foram consideravelmente inferiores, o que pode ser devido à ausência do escoramento na concretagem das lajes, que propiciaria uma flecha maior antes da cura do concreto no ensaio experimental. No entanto, os autores não comentaram sobre essa condição no artigo.

Os deslocamentos das lajes em função do tempo para a fase de aquecimento, são apresentados na Figura 4.22. As deformadas finais das lajes S-1 e S-3 são apresentadas na Figura 4.23.

Figura 4.22 – Deslocamentos no meio do vão.

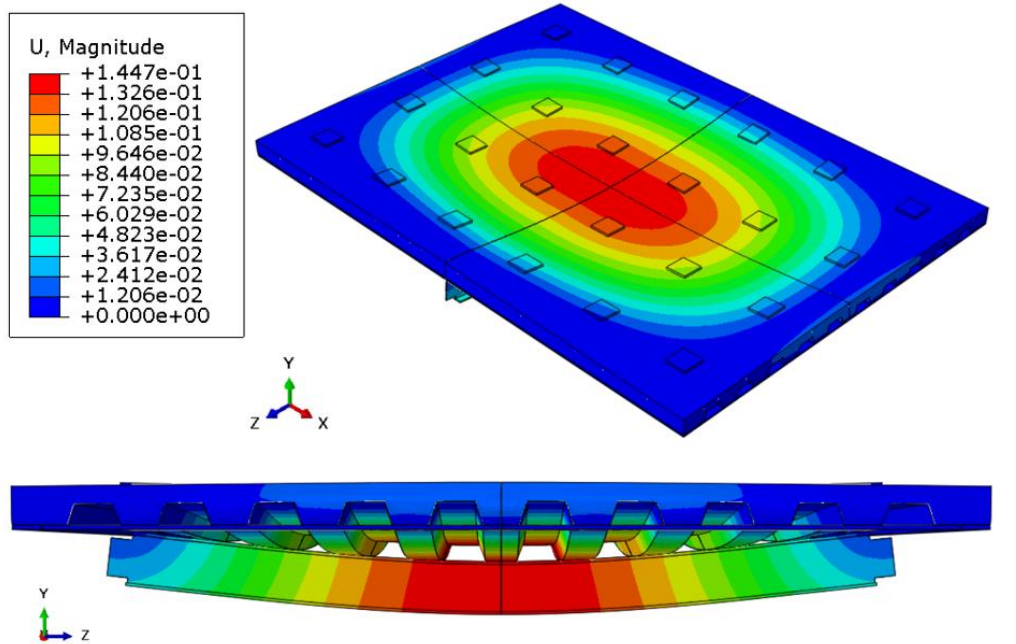


Fonte: o autor.

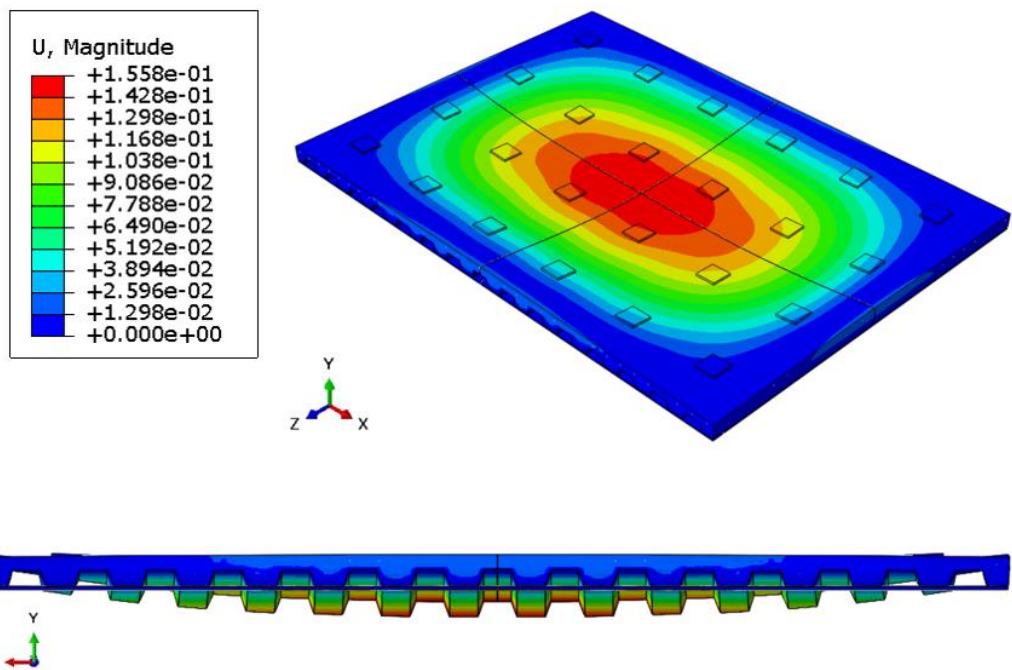
Os modelos S-1 e S-2 apresentaram o desenvolvimento dos deslocamentos ao longo do tempo compatíveis com os resultados experimentais, porém de uma forma mais linearizada quando se compara com os experimentos.

Para as lajes S-3 e S-4, como os deslocamentos iniciais não corresponderam aos experimentais, dificilmente o deslocamento das lajes ao longo do tempo se adequaria aos resultados experimentais. Ainda assim, as análises foram realizadas e, apesar das diferenças iniciais, o deslocamento final dos modelos se aproximou dos resultados experimentais.

Figura 4.23 – Deformadas finais dos modelos numéricos em perspectiva e em visão frontal.



(a) Laje S-1 (4500s).



(b) Laje S-3 (6000s).

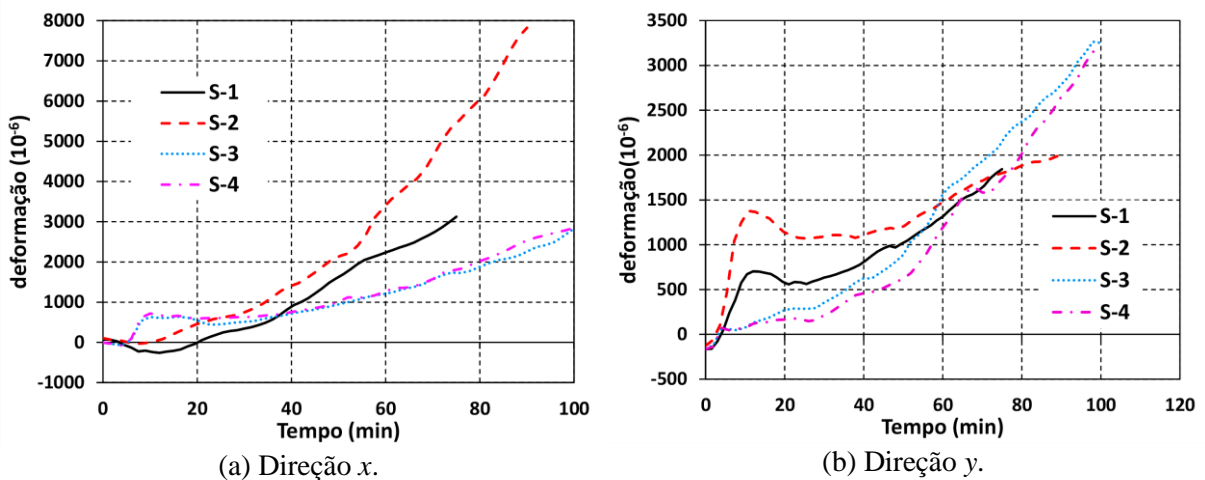
Fonte: o autor.

Quanto à influência das vigas secundárias, observa-se que, em temperatura ambiente (Figura 4.21a), o ponto de maior deslocamento vertical não ocorre no ponto central da laje. À medida que as temperaturas se elevam, as vigas secundárias, por estarem diretamente em contato com os gases aquecidos, perdem rigidez e resistência mais rapidamente que o concreto, diminuindo de tal forma a capacidade de suporte, que o deslocamento máximo no sistema se desloca em direção ao centro da laje. Assim, observa-se que a deformada final das lajes ao término do aquecimento (Figura 4.23), com ou sem vigas secundárias, são muito semelhantes, indicando que, sua presença não tem grande influência na resistência do sistema em altas temperaturas.

#### 4.3.5. Análise do desenvolvimento da ação de membrana

As deformações nas armaduras no meio do vão, calculadas ao longo de toda a análise (Figura 4.24), é uma importante evidência do desenvolvimento da ação de membrana nos modelos numéricos.

Figura 4.24 – Deformações nas armaduras durante toda a análise numérica.



Fonte: o autor.

#### - Lajes S-1 e S-2 (com viga secundária):

Conforme apresentado no item 4.3.2, nos modelos experimentais de Li, Zhang e Jiang (2017), as armaduras das lajes S-1 e S-2, na direção  $x$ , apresentam deformações iniciais de compressão, e quase que imediatamente após o início do aquecimento, a ação de membrana nesses elementos começa a se desenvolver. Para as barras na direção  $y$ , em função de sua posição dentro da laje, inicialmente têm-se deformações de compressão bem pequenas. Logo após o início do aquecimento, essas barras passam de comprimidas (na flexão) para tracionadas (ação de membrana).

Para os modelos numéricos, como pode ser observado na Figura 4.24-a, as armaduras na direção  $x$ , no início do incêndio, encontram-se tracionadas, devido ao momento negativo causado pelas vigas secundárias após o carregamento. À medida que a temperatura aumenta, a viga secundária começa a perder resistência, de modo que a laje passa a ser o elemento resistente preponderante nessa região. Nessa fase, as armaduras começam a atuar sob compressão. Esse comportamento persiste até o ponto em que as propriedades mecânicas do concreto se degradam de tal forma, que a linha neutra ultrapassa a altura das armaduras. A partir desse ponto, as barras passam a estar tracionadas até o fim da análise.

Para as barras na direção  $y$ , nos modelos numéricos, inicialmente têm-se deformações de compressão, que rapidamente se convertem em deformações de tração e assim permanecem até o término da análise.

**- Lajes S-3 e S-4 (sem viga secundária):**

Com relação às lajes S-3 e S-4, os experimentos de Li, Zhang e Jiang (2017) – item 4.3.2 – indicaram que as barras na direção  $x$  iniciaram a fase de aquecimento comprimidas, o que é condizente, uma vez que a região central das lajes está submetida a momentos fletores positivos nas duas direções, tracionando as faces inferiores e comprimindo as faces superiores das mesmas. Por outro lado, as barras na direção  $y$  apresentaram deformações iniciais praticamente nulas.

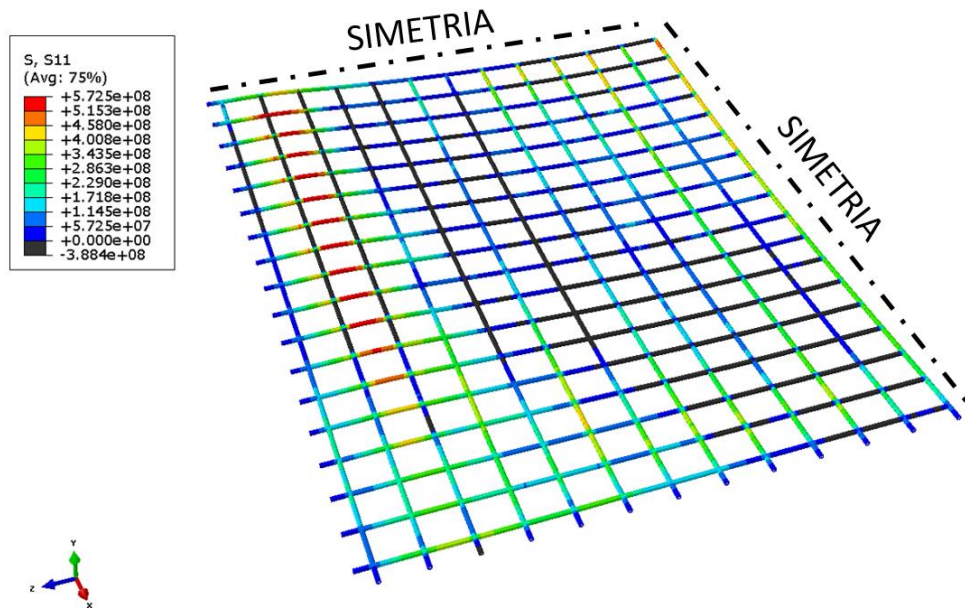
Para ambas as direções das barras, os modelos numéricos apresentaram deformações negativas (de compressão) no início do aquecimento, o que condiz com a situação de momento positivo nas duas direções. De maneira análoga ao que ocorreu para os modelos S-1 e S-2, as deformações passam a ser crescentes (de tração) até o fim das análises.

Embora as deformações calculadas e medidas experimentalmente não se correlacionem muito bem (Figura 4.18 e Figura 4.19), é evidente o desenvolvimento da ação de membrana de tração nos modelos numéricos, uma vez que, a partir do ponto no qual as armaduras começam a estar tracionadas, esse comportamento não se altera mais até o fim da análise.

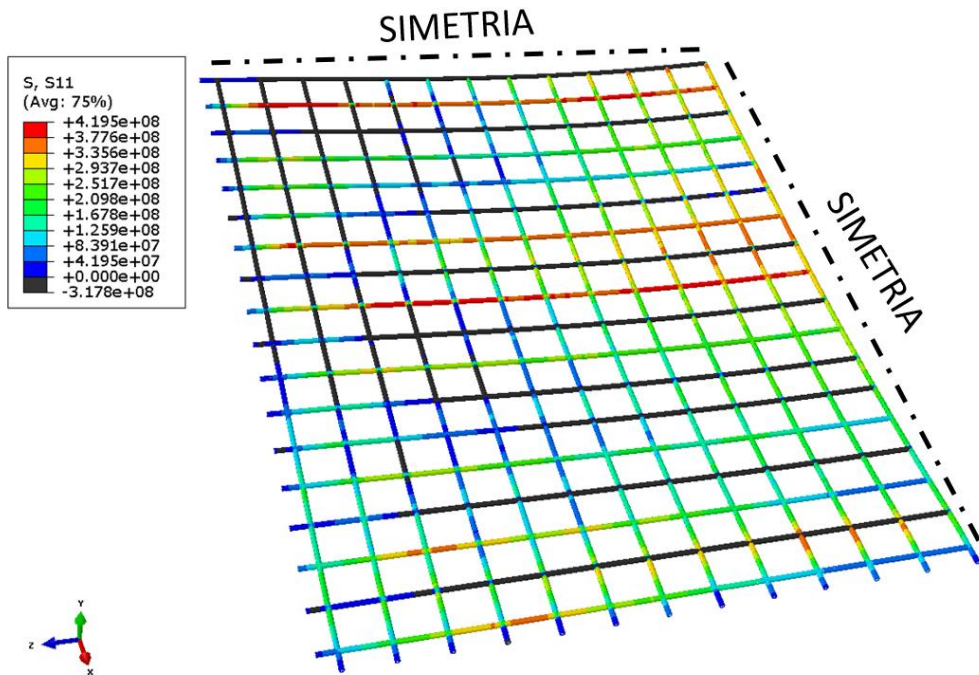
**- Tensões desenvolvidas ao término da análise:**

Na Figura 4.25 apresentam-se as tensões desenvolvidas nas armaduras ao término das análises. Como pode ser observado, nesse ponto da análise, praticamente todas as barras da malha de armaduras apresentam tensões de tração, evidenciando a ação de membrana de tração.

Figura 4.25 – Tensões nas armaduras ao término da análise.



(a) Laje S-1 (4500 s).



(b) Laje S-3 (6000 s).

Fonte: o autor.

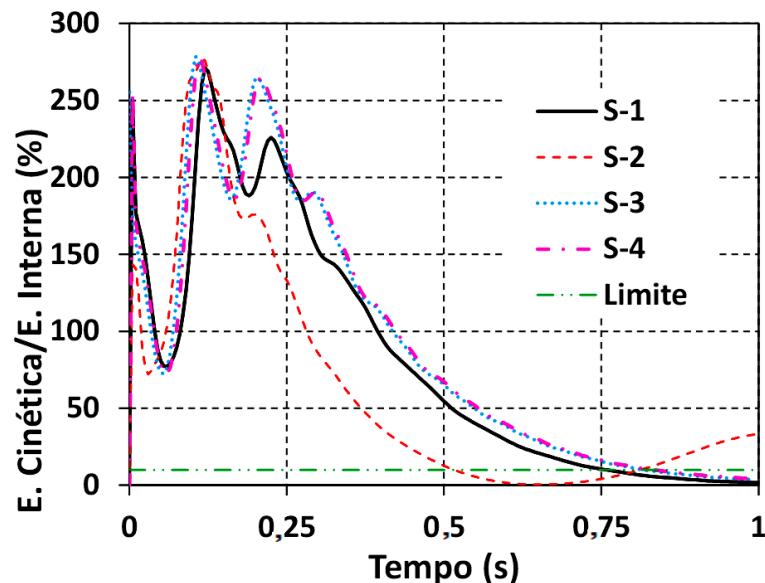
#### 4.3.6. Controle da energia cinética

No primeiro passo das análises mecânicas, durante a aplicação do carregamento, a energia cinética varia muito rapidamente, em função da aceleração imposta ao modelo para sair da condição estática. À medida que a análise evolui, essa energia começa a ser absorvida pelo modelo, de modo que a energia interna (energia de deformação) começa a crescer e se tornar dominante.

O limite de 10 % foi considerado em literatura (ALBRIFKANI e WANG, 2016) como garantia de que a análise pode ser considerada quase estática. A documentação do Abaqus (SIMULIA, 2012a) também apresenta essa recomendação. Assim, na Figura 4.26 apresenta-se a relação entre a energia cinética e a energia interna no primeiro passo da análise, constituído pelos dez incrementos de aplicação do carregamento.

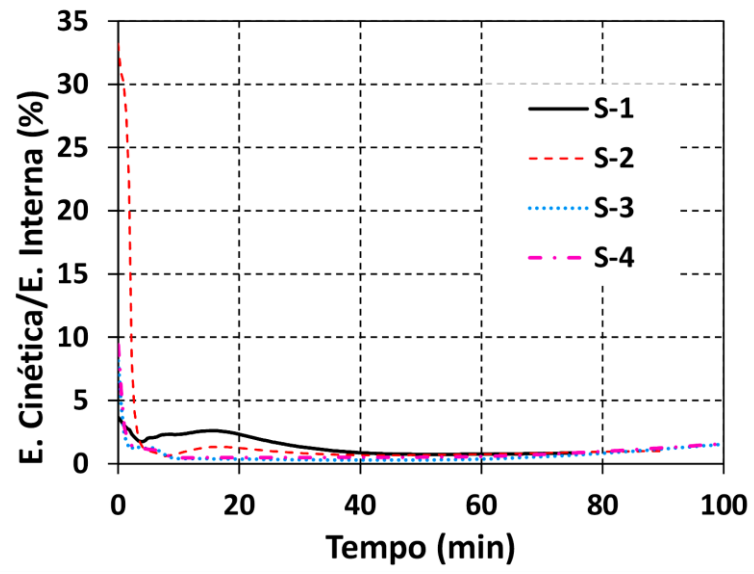
Já durante o segundo passo, como o carregamento permanece estabilizado e devido aos efeitos causados pela variação de temperatura nos elementos, a energia interna cresce muito rapidamente, enquanto a energia cinética se mantém baixa (Figura 4.27). Devido a essa estabilização da energia cinética, a análise torna-se bastante estável e ocorre em praticamente toda a sua duração em uma condição quase estática. Destaca-se que, ao final da análise termomecânica, todas as simulações processadas atingiram uma relação percentual entre a energia cinética (variável ALLKE) e a energia interna (variável ALLIE) menor que 2 %.

Figura 4.26 – Relação percentual entre energia cinética e energia interna no primeiro passo da análise.



Fonte: o autor.

Figura 4.27 – Relação percentual entre energia cinética e energia interna no segundo passo da análise.



Fonte: o autor.

# 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

---

## 5.1. Conclusões gerais

Neste trabalho foram desenvolvidos quatro modelos numéricos a fim de avaliar o comportamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Para isto, foram desenvolvidos modelos via Método dos Elementos Finitos (MEF) com base nos experimentos de Li, Zhang e Jiang (2017), que foram validados por meio da comparação entre os seguintes resultados experimentais e numéricos: desenvolvimento das temperaturas ao longo do tempo; deformações nas armaduras e deformações no concreto; e deslocamentos verticais das lajes.

Inicialmente, foram desenvolvidos modelos numéricos para realização das análises térmicas. Para calibrar tais modelos, foram comparadas as temperaturas em 3 pontos na região central das lajes: na face inferior do concreto em contato com a fôrma de aço, nas armaduras e na face superior do concreto em contato com o ar.

Para calibrar os resultados numéricos com as medições experimentais, foi necessário considerar uma condutância na interface aço-concreto com valor de  $125 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Os resultados obtidos com esses modelos apresentam boa correlação com os obtidos experimentalmente, com exceção das temperaturas na face superior do concreto nos modelos S-1 e S-2. Nesses modelos, a presença da viga secundária causa fissuração na face superior da laje devido ao momento negativo, que promove a perda de isolamento térmico do concreto, causando o aumento repentino da temperatura. Tal comportamento não é possível de ser representado devido à estratégia de modelagem utilizada.

Para as análises termomecânicas, utilizou-se a estratégia de análise termomecânica fracamente acoplada por meio do Abaqus/Explicit, sendo realizada em dois passos. No primeiro passo aplicou-se o carregamento e no segundo o desenvolvimento das temperaturas nodais, obtidas nas análises térmicas. A malha de elementos finitos foi adaptada adequadamente para realização desse tipo de análise.

No passo de carregamento, o único parâmetro de comparação com os experimentos foi o deslocamento no meio do vão. Para as lajes S-1 e S-2, o deslocamento obtido nos modelos numéricos ficaram muito próximos dos observados experimentalmente, com erro máximo

relativo de 6,03 %. Por outro lado, os modelos S-3 e S-4, sem as vigas secundárias, apresentaram deslocamentos muito inferiores aos experimentais (da ordem de dez vezes).

No passo de aquecimento, ao término da análise, o primeiro parâmetro de comparação foi o padrão de fissuras no concreto. De acordo com o manual do Abaqus (SIMULIA, 2012a), utilizou-se a variável de saída PE (Max Principal), que armazena a deformação plástica na direção máxima principal. Para as lajes S-1 e S-2, obteve-se um padrão de fissuras condizente com os modelos experimentais. Nos modelos S-3 e S-4, o padrão de fissuras apresentou a mesma tendência, porém com fissuras mais evidentes a um quarto do vão, na direção das nervuras da laje.

Foram avaliadas também as deformações nas armaduras na região central das lajes, nas direções  $x$  (maior dimensão) e  $y$  (menor dimensão). Em ambos os casos foram encontradas algumas diferenças entre os modelos experimentais e numéricos, como relatado a seguir. Ressalta-se que, as complexas interações entre as armaduras e o concreto dificultam a obtenção de resultados de deformações precisas em simulações numéricas, portanto as diferenças obtidas já eram esperadas.

Quanto às barras na direção  $x$ , nas lajes S-1 e S-2, observou-se que o momento negativo, devido às vigas secundárias, traciona as fibras superiores do concreto, portanto as barras deveriam apresentar deformações de tração. Esse comportamento é obtido no modelo numérico, porém não foi o que se mediu experimentalmente. Já nas lajes S-3 e S-4, as barras iniciam o aquecimento comprimidas e, com o aumento das temperaturas, esse efeito se inverte devido ao desenvolvimento da ação de membrana. Esse efeito é apresentado tanto pelos modelos numéricos quanto pelos experimentos, embora as curvas experimentais e numéricas não sejam plenamente concordantes.

Em relação à direção  $y$ , em todos os modelos, as barras iniciam a fase de aquecimento comprimidas, e com o andamento da análise começam a ser tracionadas. Esse comportamento também é obtido pelas medições dos extensômetros, porém com valores muito inferiores. Com o desenvolvimento da análise, as barras começam a desenvolver deformações de tração que crescem até o fim da análise, porém de maneira diferente das medidas nos experimentos.

Li, Zhang e Jiang (2017) não comentam sobre o controle do cobrimento das armaduras durante a concretagem e relatam também que o funcionamento só era garantido até 60 °C. Dessa forma, não é possível concluir de forma definitiva sobre as diferenças apresentadas, visto que os resultados numéricos são condizentes com princípios de Mecânica das Estruturas.

Em relação ao concreto, as deformações calculadas numericamente apresentaram uma boa aproximação às medidas nos experimentos. Isso se evidencia uma vez que, com exceção dos resultados do modelo S-2, as curvas de deformação  $\times$  tempo apresentaram formato similar às medições. As deformações de compressão observadas indicam a formação dos anéis de compressão que ajudam a ancorar as barras à medida que a ação de membrana de tração começa a se desenvolver nas lajes.

No que diz respeito aos deslocamentos medidos ao longo do tempo, os modelos S-1 e S-2 representaram de forma coerente o comportamento das lajes mistas ensaiadas pelos autores. Já os modelos numéricos S-3 e S-4, como comentado anteriormente, aproximaram dos resultados finais dos experimentos, porém com o comportamento diferente ao longo da análise.

Além disso, no que se refere à presença das vigas secundárias (modelos S-1 e S-2), observou-se que à medida que as temperaturas aumentam e suas propriedades se degradam, a resistência do sistema é suportada basicamente pela laje de concreto e pela malha de armaduras. Esse é o mesmo efeito observado nas lajes sem vigas secundárias (modelos S-3 e S-4). Dessa forma, a presença das vigas secundárias, sem proteção contra incêndio, tem pouca influência na resistência final do sistema de lajes mistas em altas temperaturas.

Quanto à condição de solução quase estática nas análises dinâmicas explícitas, observa-se que, no passo de carregamento, a relação entre a energia cinética e interna ( $E_c/E_{in}$ ) varia fortemente no início da análise e tende a se estabilizar ao término do passo de carregamento, com exceção do modelo S-2. Iniciado o passo de aquecimento, a relação  $E_c/E_{in}$  reduz para níveis abaixo de 5 % para todos os modelos e permanece até o término das análises, caracterizando a condição de solução quase estática.

Por fim, destaca-se que não foi possível obter mais informações relacionadas aos experimentos além das disponibilizadas no artigo. Sendo assim, ressalta-se que embora algumas das respostas analisadas tenham apresentado uma certa discrepância com relação aos resultados

experimentais, os modelos numéricos foram capazes de reproduzir o comportamento global das lajes mistas em situação de incêndio, caracterizando o desenvolvimento da ação de membrana de tração evidenciada pelas deformações nas armaduras e, também, pela formação dos anéis de compressão.

## 5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Com base em considerações feitas durante a realização deste trabalho, são dispostas algumas sugestões para trabalhos futuros, com objetivo de aperfeiçoar a modelagem e dar continuidade ao estudo:

- 1) Utilizar elementos do tipo *shell* para modelagem da fôrma de aço;
- 2) Inserir conectores de cisalhamento para representar a ligação mecânica entre o concreto e as vigas ao invés da restrição do tipo *Tie*;
- 3) Considerar interações entre a fôrma de aço e o concreto dos tipos coesivo e *Friction*, usando um coeficiente de atrito, como o valor de 0,25 comumente utilizado em trabalhos como o de Alberio *et al.* (2019), e considerando evolução do dano;
- 4) Realização de ensaios experimentais para avaliar as interações superficiais entre a fôrma de aço e o concreto, para obtenção de coeficientes de atrito de acordo com as temperaturas;
- 5) Calibração de modelos analíticos para cálculo da resistência de lajes mistas em situação de incêndio, com base em estudos paramétricos realizados em modelos numéricos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto.** 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015

ALBERO, V. *et al.* **Numerical study on the flexural behaviour of slim-floor beams with hollow core slabs at elevated temperature.** Engineering Structures, [s.l.], v. 180, p.561-573, fev. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.061>.

ALBRIFKANI, S.; WANG, Y. C. **Explicit modelling of large deflection behaviour of restrained reinforced concrete beams in fire.** Engineering Structures, [s.l.], v. 121, p.97-119, ago. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.032>.

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto.** 2000. 277p, Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

ANSI/ASCE 3-91. **Standard for the Structural Design of Composite Slabs.** ASCE Standards, Dez. 1992. 88p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008. 237p.

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. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2001. 15p.

BAILEY, C. G.; LENNON, T.; MOORE, D. B. **The behaviour of full-scale steel-framed buildings subjected to compartment fires.** The Structural Engineer [s.l.], v.77, n. 8, p.15-21, abr. 1999.

BAILEY, C, G; MOORE, D. B. **The structural behavior of steel frames with composite floors slabs subjected to fire: Part 1: Theory.** The Structural Engineer, v.78, n.11, p.19-27, jun. 2000a.

BAILEY, C. G; MOORE, D. B. **The structural behavior of steel frames with composite floors slabs subjected to fire: Part 2: Design.** The Structural Engineer, v.78, n.11, p.19-27, jun. 2000b.

BAILEY, C. G. **Efficient arrangement of reinforcement for membrane behaviour of composite floor slabs in fire conditions.** Journal of Constructional Steel Research. 59, p.931–949, Jul. 2003.

BAILEY, C.G., WHITE D.S., MOORE D.B., **The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions.** Engineering Structures. 22, p 1583–1595, Dez. 2000.

BAILEY, C. G.; TOH, W. S. **Behaviour of concrete floors slabs at ambient and elevated temperatures.** Fire Safety Journal. 42, p 425-436, jul. 2007.

BASTAMI, M.; ASLANI, F.; OMRAN, M. E. **High-Temperature Mechanical Properties of Concrete.** International Journal of Civil Engineering. v. 8, n. 31, p 337-351, dez. 2010.

BOTH, C. **The Fire Resistance of Composite Steel-Concrete Slabs.** Doctoral thesis. Delft University of Technology, Delft, 1998. 193p.

BRYL, S. **The Composite Effect of Profiled Steel Plate and Concrete Deck Slabs,** 23th International Congress of Steel Information Centres, 1967.

BRITISH STEEL. **The Behaviour of Multi-Storey Steel Framed Buildings in Fire: A European Joint Research Programme.** Reports of British Steel, Sweden Technology Centre, 1999. 73p.

CAPILLA, A. E. **Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns.** 2012. 402 f. Tese (Doutorado), Department of Construction

Engineering And Civil Engineering Projects, Universitat Politècnica de València, València, 2012.

CORDEIRO, L. C. S. **Sobre as lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio.** 262 p, Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CRISINEL, M.; O'LEARY, D. **Composite Floor Slab Design and Construction.** Structural Engineering International. v.6, n.1, p. 41-46, Fev. 1996.

DALLAIRE, E. E. **Cellular Steel Floors Mature.** Civil Engineering, American Society of Civil Engineerings, v.7, p.70-74, 1971.

EKBERG, C. E. Jr.; SCHUSTER, R. M. **Floor Systems with Composite Form Reinforced Concrete Slabs:** Final Report. International Association for Bridge and Structural Engineering, 8° Congresso, Nova York, set. 1968.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Actions on structures:** Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Eurocode 1 – EN 1991-1-2. 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures:** Part 1-1: General rules and rules for buildings. Eurocode 2 – EN 1992- 1-1. 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures:** Part 1-2: General rules – Structural fire design. Eurocode 2 – EN 1992- 1-2. 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of steel structures:** Part 1-2: General rules – Structural fire design. Eurocode 3 – EN 1993- 1-2. 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of composite steel and concrete structures:** Part 1-1: General rules and rules for buildings. Eurocode 4 – EN 1994- 1-1. 2004.

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

FIKE, R.; KODUR, V. **Enhancing the fire resistance of composite floor assemblies through the use of steel fiber reinforced concrete.** Engineering Structures, [s.l.], v.33, n.10, p.2870-2878, out. 2011.

FOSTER, S. J; BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Experimental behaviour of concrete floor slabs at large displacements.** Engineering Structures, [s.l.], v. 26, n. 9, p.1231-1247, jul. 2004.

FOSTER, S; BURGESS, I; PLANK, R. **Investigation of membrane action in model scale slabs subject to high temperatures.** Fourth International Conference on Advances in Steel Structures, [s.l.], p.933-940, 2005.

FOSTER, S.; CHLADMA, M.; BURGESS, I.; PLANK, R. **Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire.** Fire Safety Journal, [s.l.], v. 42, n. 3, p.183-199, abr. 2007.

GUO, S.; BAILEY, C. G. **Experimental behaviour of composite slabs during the heating and cooling fire stages.** Engineering Structures, [s.l.], v. 33, n. 2, p.563-571, fev. 2011.

GUO, S. **Experimental and numerical study on restrained composite slab during heating and cooling.** Journal of Constructional Steel Research, [s.l.], v. 69, n. 1, p.95-105, fev. 2012.

HUANG, Z.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Effective stiffness modeling of composite concrete slabs in fire.** Engineering Structures, v. 9, n. 22, p.1133-1144, jun. 2000.

INCROPERA F. P; DEWITT D. P.; BERGMAN T. L. LAVINE A. S. **Fundamentos de Transferência de Calor e Massa.** Rio de Janeiro: LTC, 2008.

ISO 834-1. **Fire resistance tests - Elements of building construction, Part 1: General requirements.** ISO - International Organization for Standardization. Geneva, 1999.

JOHNSON, R. P. **Design of Composite Steel and Concrete Structures:** Beams, slabs, columns, and frame for buildings. 3. ed. Oxford: Blackwell Publishing, 1994. 224 p.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. **Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration.** Archives of civil and mechanical engineering, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.

LEE, J.; FENVES, G. L. **Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures.** Journal of Engineering Mechanics, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LENNON, T. **Cardington fire tests:** survey of damage to the eight-storey building. British Research Establishment Paper, 127/97, Watford, 1997.

LI, G. Q.; ZHANG, N.; JIANG, J. **Experimental investigation on thermal and mechanical behaviour of composite floors exposed to standard fire.** Fire Safety Journal, v. 89, p. 63-76, Abr. 2017.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. **A plastic-damage model for concrete.** International Journal of Solids Structures, v. 25, n. 3, p.299-326, 1989.

PADRE, E. P. G.; RIBEIRO, J. C. L.; ALVARENGA, R. C. S. S.; SILVA, R. C. **Computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation.** Ibracon Structures and Materials Journal, v. 12, n. 4, Aug. 2019.

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z. VELJKOVIC, M. BUDEVAC, D. **Bolted shear connectors vs. Headed studs behaviour in push-out tests.** Journal of Constructional Steel Research, v. 88, p. 134-149, 2013.

PORTER, M. L.; EKBERG, C. E. Jr. **Behaviour of Steel-Deck-Reinforced Slabs.** Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, v. 103, p. 663-667, Mar. 1977.

PORTER, M. L.; EKBERG, C. E. Jr. **Compendium of ISU Research Conducted of Cold-Formed Steel-Deck Reinforced Slab Systems,** Bulletin 200, College of Civil Engineering Iowa State University, Jan. 1978.

RIGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais e mistos de aço e concreto em situação de incêndio.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

RIBEIRO, J. C. L. **Desenvolvimento e aplicação de um sistema computacional para simulação via Método dos Elementos Finitos do comportamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio.** Tese de Doutorado, 260 p. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

RONDAL, J.; MOUTAFIDOU, A. **Study of shear bond in steel composite slabs.** International Conference "Composite Construction - Conventional and Innovative", Innsbruck, Áustria, p.259-264, 1997.

SANAD, A. M. *et al.* **Composite beams in large buildings under fire — numerical modelling and structural behaviour.** Fire Safety Journal, [s.l.], v. 35, n. 3, p.165-188, out. 2000.

SANTOS, C. F. R.; ALVARENGA, R. C. S. S.; RIBEIRO, J. C. L.; CASTRO, L. O.; SILVA, R. M.; SANTOS, A. A. R.; NALON, G. H. **Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method.** Ibracon Structures and Materials Journal, v. 10, n. 2, p.477-508, Apr, 2017.

SANTOS, D. B. R. **Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio.** Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 243f. 2014.

SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVA, B. S.; CARLO, U. D.; SILVA, V. P. **A segurança contra incêndio no Brasil.** São Paulo: Projeto Editora, 2008. p. 496.

SCHUSTER, R. M. **Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck Reinforced Concrete Floor Slabs.** Phd Thesis, Iowa State University, Ames, 1970.

SCHUSTER, R. M. **Composite Steel-Deck-Reinforced Concrete Systems Failing in Shear Bond**: Preliminary Report. International Association for bridge and Structural Engineering, Amsterdam, May, 1972.

SIMULIA. **Abaqus analysis user's manual vol. III**: Materials. Providence, USA, 2012a.

SIMULIA. **Abaqus theory manual vol. III**: Materials. Providence, USA, 2012b.

SOUSA, P. F. S.; PIRES, T. A. C.; SILVA, J. J. R.; SANTOS, M. M. L. **Lajes steel deck em situação de incêndio - uma abordagem numérica**. In: 4º Congresso Ibero-Latino-Americano em Segurança Contra Incêndios (4º CILASCI), Recife, 2017.

SPUTO, T. **Development of Composite Steel Deck**. Structure Magazine. p 30-31, Ago. 2012.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **Structural Fire Engineering**: Investigation of Broadgate Phase 8 Fire. 99 p. Country Offset, Cheshire, 1991.

WANG, Y. C. **Steel and Composite Structures**: Behaviour and Design for Fire Safety. University of Manchester, Spon Press, 2001.

WELLMAN, E. I.; VARMA, A. H.; FIKE, R.; KODUR, V. **Experimental Evaluation of Thin Composite Floor Assemblies under Fire Loading**. Journal of Structural Engineering: ASCE [s.l.], v.169, n.9, p. 1002-1016. set. 2011.

# ANEXO A – MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

---

Este anexo contém a descrição das formulações do Eurocode 4 (EN 1994-1-2:2005) para os materiais utilizados no desenvolvimento desta dissertação, bem como dos modelos constitutivos do concreto tracionado.

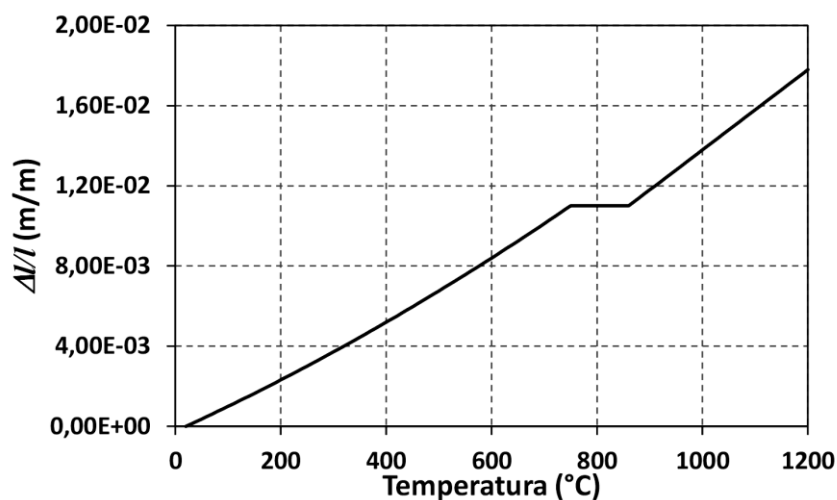
## 1. PROPRIEDADES TÉRMICAS DOS MATERIAIS

### 1.1. Alongamento térmico e coeficiente de expansão térmico

O alongamento térmico do aço, relação entre a variação do comprimento linear de uma barra ( $\Delta l$ ) e seu comprimento ( $l$ ) a 20 °C, quando submetido a uma temperatura ( $\theta_a$ ), é dado pela Equação (A.1) e mostrado graficamente na Figura 1.

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} & 20 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 750 \text{ °C} \\ \Delta l/l &= 1,1 \times 10^{-2} & 750 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 860 \text{ °C} \\ \Delta l/l &= 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} & 860 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ °C} \end{aligned} \quad (\text{A.1})$$

Figura 1 – Alongamento térmico para o aço em função da temperatura.



Fonte: EN 1994-1-2:2005.

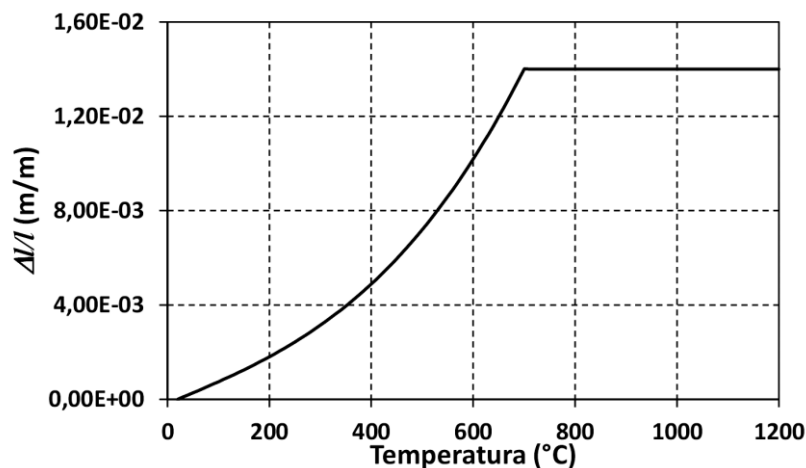
Em cálculos simplificados, a relação entre o alongamento térmico e a temperatura do aço pode ser considerada linear. Nesse caso o alongamento do aço pode ser obtido pela Equação (A.2).

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-6}(\theta_a - 20) \quad (\text{A.2})$$

O alongamento térmico do concreto ( $\Delta l/l$ ) em função da temperatura do mesmo ( $\theta_c$ ), para concretos com agregados silicosos, pode ser determinado pela Equação (A.3), sendo mostrado graficamente na Figura 2.

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta_c + 2,3 \times 10^{-11}\theta_c^3 & 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= 14 \times 10^{-3} & 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (\text{A.3})$$

Figura 2 – Alongamento térmico para o concreto de acordo com a temperatura.



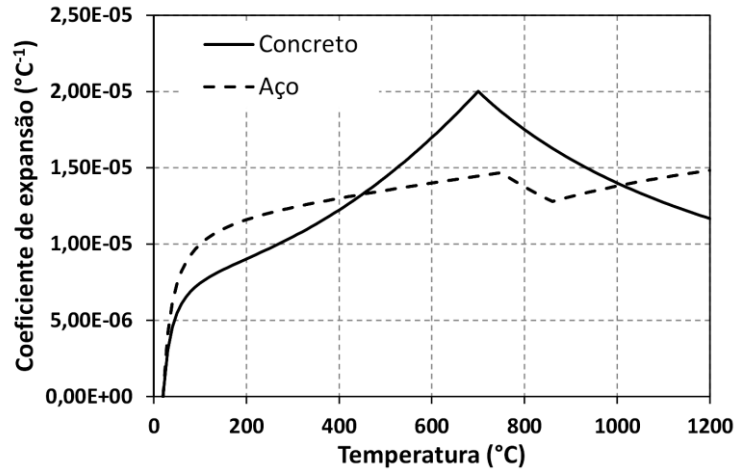
Fonte: EN 1992-1-2:2004.

Em cálculos simplificados, o alongamento térmico do concreto pode ser considerado linear, conforme a Equação (A.4).

$$\Delta l/l = 18 \times 10^{-6}(\theta_c - 20) \quad (\text{A.4})$$

Apesar da norma não apresentar coeficientes de expansão térmica, esses podem ser obtidos dividindo-se o alongamento térmico dos materiais pela temperatura correspondente, obtendo-se coeficientes de expansão térmica “secantes” conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3 – Coeficientes de expansão térmica calculados em relação à 20 °C.



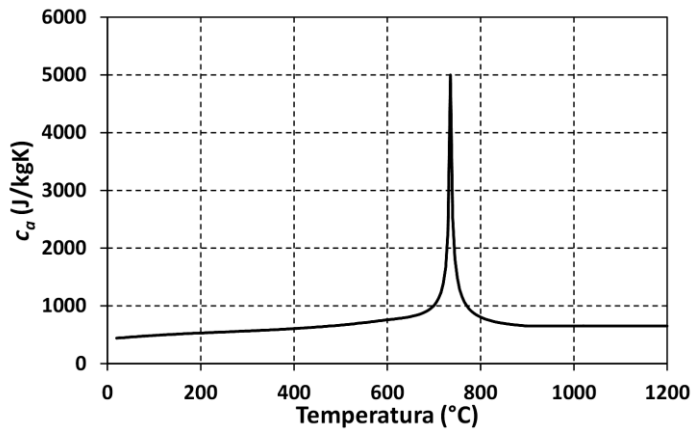
Fonte: o autor.

## 1.2. Calor específico

O calor específico  $c_a$  (J/kgK) em função da temperatura do aço ( $\theta_a$ ), válido para todos os aços estruturais e aços de armaduras, pode ser representado pela Equação (A.5), sendo mostrado graficamente na Figura 4.

$$\begin{aligned}
 c_a &= 425 + 0,733\theta_a - 1,69 \times 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6}\theta_a^3 & 20\text{ °C} \leq \theta_a \leq 600\text{ °C} \\
 c_a &= 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738}\right) & 600\text{ °C} < \theta_a \leq 735\text{ °C} \\
 c_a &= 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731}\right) & 735\text{ °C} < \theta_a \leq 900\text{ °C} \\
 c_a &= 650 & 900\text{ °C} < \theta_a \leq 1200\text{ °C}
 \end{aligned}
 \tag{A.5}$$

Figura 4 – Calor específico do aço em função da temperatura.



Fonte: EN 1994-1-2:2005.

De acordo com a norma, em cálculos simplificados, o calor específico pode ser tomado como independente da temperatura, adotando o valor de 600 J/kg K.

O calor específico do concreto ( $c_c$ ) de densidade normal e seco (umidade = 0%), de acordo com o EN 1992-1-2:2004, é determinado pela Equação (A.6).

$$\begin{aligned}
 c_c &= 900 & 20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100\text{ }^\circ\text{C} \\
 c_c &= 900 + (\theta_c - 100) & 100\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200\text{ }^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1000 + \left(\frac{\theta_c - 200}{2}\right) & 200\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400\text{ }^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1100 & 400\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{A.6}$$

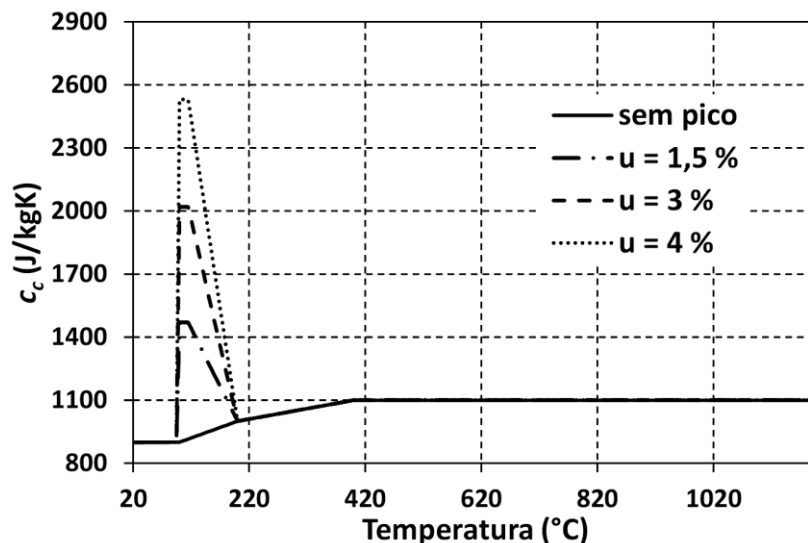
Para considerar o efeito da umidade no concreto, a norma permite utilizar valores de pico do calor específico, formando um patamar entre 100 °C e 115 °C. Após esse ponto, assume-se uma redução linear do calor específico até a temperatura de 200 °C (Figura 5). Os valores de pico do calor específico de acordo com a umidade são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valor de pico do calor específico do concreto em função da umidade.

Umidade (%)	Calor específico (J/kg K)
0	900
1,5	1470
3,0	2020

Por extrapolação, o calor específico do concreto com 4 % de umidade é 2531 J/kg K.

Figura 5 – Calor específico do concreto de acordo com a temperatura.



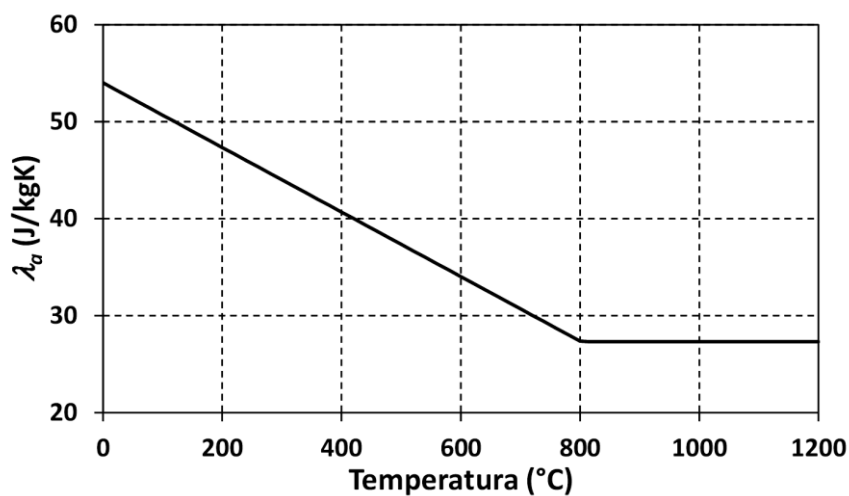
Fonte: EN 1992-1-2:2004.

### 1.3. Condutividade térmica

A condutividade térmica  $\lambda_a$  do aço, expressa em W/mK, em função da temperatura ( $\theta_a$ ), pode ser definida pela Equação (A.7), sendo mostrada graficamente na Figura 6.

$$\begin{aligned} \lambda_a &= 54 - \theta_a/30 & 20\text{ °C} \leq \theta_a \leq 800\text{ °C} \\ \lambda_a &= 27,3 & \theta_a \geq 800\text{ °C} \end{aligned} \quad (\text{A.7})$$

Figura 6 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura.



Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Em cálculos simplificados, a condutividade do aço pode ser considerada independente da temperatura, sendo tomado o valor de 45 W/mK.

A condutividade térmica do concreto ( $\lambda_c$ ), em W/m°C, pode ser determinada em uma faixa localizada entre dois limites, conforme as Equações (A.8) e (A.9), sendo ilustradas na Figura 7.

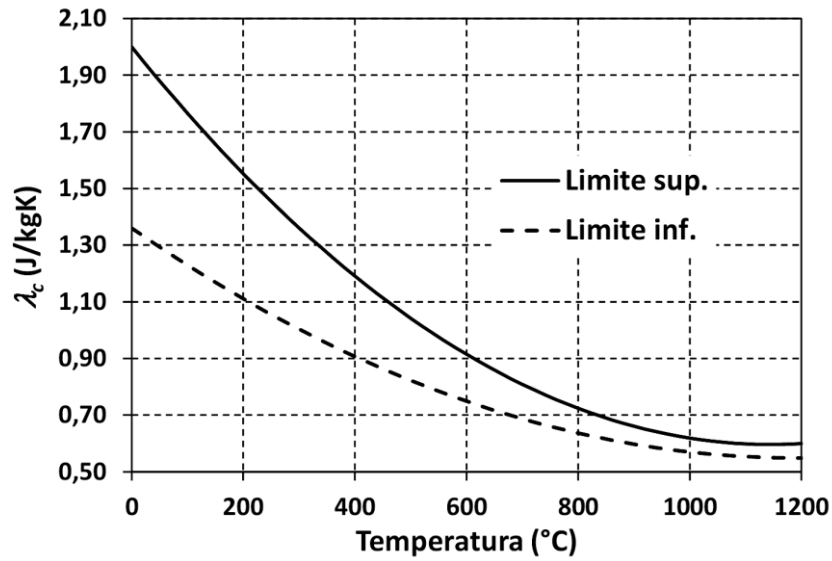
*Limite superior:*

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta_c/100) + 0,0107 (\theta_c/100)^2 \quad 20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C} \quad (\text{A.8})$$

*Limite inferior:*

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta_c/100) + 0,0057 (\theta_c/100)^2 \quad 20\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C} \quad (\text{A.9})$$

Figura 7 – Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.



Fonte: EN 1994-1-2:2005.

#### 1.4. Densidade dos materiais

A densidade ( $\rho_a$ ) do aço deve ser tomada como 7850 kg/m<sup>3</sup>, independente da temperatura.

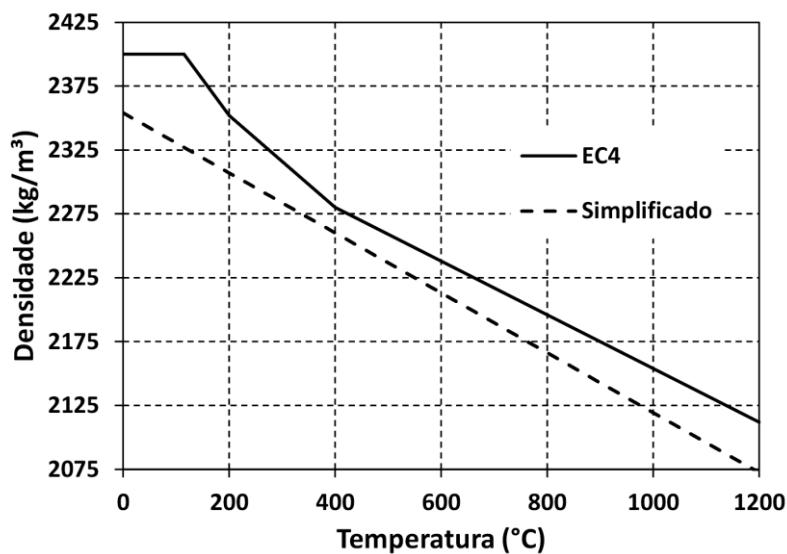
A densidade do concreto  $\rho_{c,\theta}$  (kg/m<sup>3</sup>) em função da temperatura é influenciada pela perda de água e pode ser definida, de acordo com a EN 1992-1-2:2004, por meio da Equação (A.10), como mostrado graficamente na Figura 8.

$$\begin{aligned}
 \rho_{c,\theta} &= \rho(20\text{ °C}) & 20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 115\text{ °C} \\
 \rho_{c,\theta} &= \rho(20\text{ °C}) \cdot (1 - 0,02(\theta_c - 115)/85) & 115\text{ °C} < \theta_c \leq 200\text{ °C} \\
 \rho_{c,\theta} &= \rho(20\text{ °C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta_c - 200)/200) & 200\text{ °C} < \theta_c \leq 400\text{ °C} \\
 \rho_{c,\theta} &= \rho(20\text{ °C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta_c - 400)/800) & 400\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C}
 \end{aligned} \tag{A.10}$$

De forma simplificada, a densidade do concreto de acordo com a temperatura pode ser considerada linear, utilizando-se a Equação (11).

$$\rho_{c,\theta} = 2534 - 23,47(\theta_c/100) \tag{A.11}$$

Figura 8 – Densidade do concreto em função da temperatura.



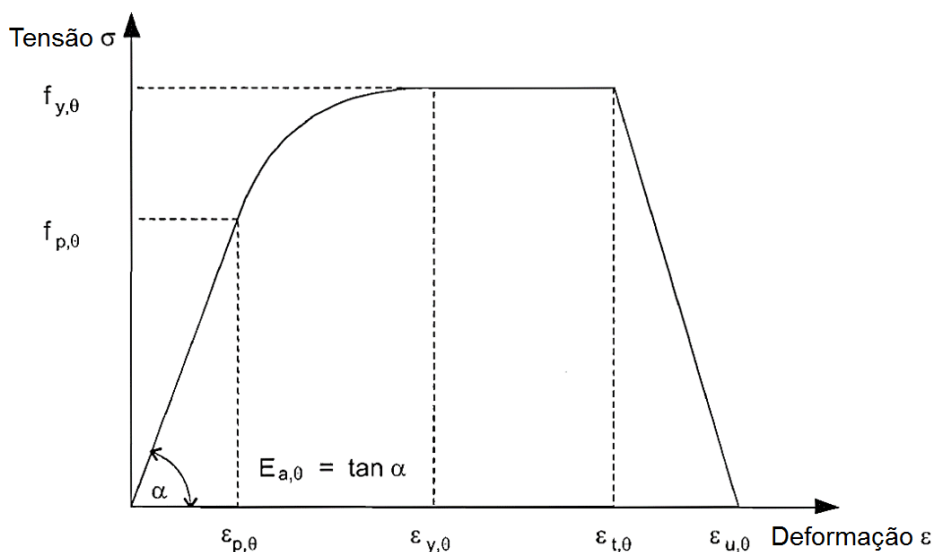
Fonte: o autor.

## 2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

### 2.1. Modelo constitutivo do aço em altas temperaturas

O comportamento mecânico do aço estrutural em altas temperaturas é definido por meio do diagrama tensão × deformação de acordo com a temperatura ( $\theta$ ), conforme apresentado na Figura 9 (EN 1993-1-2:2005). As equações correspondentes a cada trecho desse diagrama são mostradas na Tabela 2.

Figura 9 – Modelo constitutivo para o aço dependente da temperatura.



Fonte: EN 1993-1-2:2005.

Tabela 2 – Equações do modelo constitutivo para o aço dependente da temperatura.

Deformação	Tensão ( $\sigma$ )	Módulo tangente
$\varepsilon < \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	–
<b>Parâmetros</b>	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,2$	
<b>Funções</b>	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

Fonte: EN 1993-1-2:2005.

onde:

- $f_{y,\theta}$  é a tensão efetiva de escoamento;
- $f_{p,\theta}$  é a tensão limite de proporcionalidade;
- $E_{a,\theta}$  é o módulo de elasticidade linear;
- $\varepsilon_{p,\theta}$  é a deformação no limite de proporcionalidade;
- $\varepsilon_{y,\theta}$  é a deformação de escoamento
- $\varepsilon_{t,\theta}$  é a deformação limite para o patamar de escoamento
- $\varepsilon_{u,\theta}$  é a deformação última do aço.

Os fatores de redução para a relação tensão  $\times$  deformação apresentada para o aço estão expostos na Tabela 3. Esses fatores são definidos da seguinte forma:

a) Tensão efetiva de escoamento ( $f_{y,\theta}$ ) em relação à tensão de escoamento à 20 °C ( $f_y$ ):

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y \quad (\text{A.12})$$

b) Tensão limite de proporcionalidade ( $f_{p,\theta}$ ) em relação à tensão de escoamento à 20 °C:

$$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y \quad (\text{A.13})$$

c) Módulo de elasticidade ( $E_{a,\theta}$ ) em relação ao módulo de elasticidade à 20 °C ( $E_a$ ):

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a \quad (\text{A.14})$$

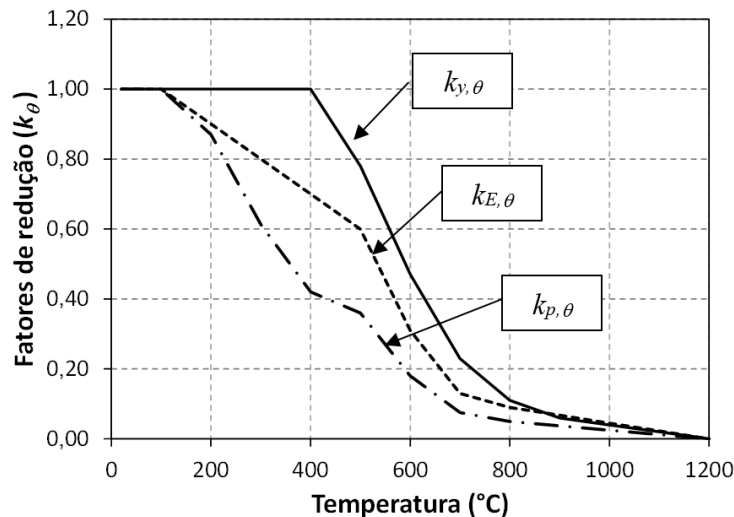
Tabela 3 –Fatores de redução para a relação tensão × deformação do aço em altas temperaturas.

Temperatura (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,00	1,000	1,000
100	1,00	1,000	1,000
200	1,00	0,870	0,900
300	1,00	0,613	0,800
400	1,00	0,420	0,700
500	0,78	0,360	0,600
600	0,47	0,180	0,310
700	0,23	0,075	0,130
800	0,11	0,050	0,090
900	0,06	0,0375	0,0675
1000	0,04	0,0250	0,0450
1100	0,02	0,0125	0,0225
1200	0,00	0,000	0,000

Fonte: EN 1993-1-2:2005.

A norma permite ainda admitir interpolação linear entre os valores intermediários dos fatores de redução, conforme ilustrado na Figura 10.

Figura 10 – Fatores de redução ( $k_\theta$ ) em função da temperatura ( $\theta_a$ ).



Fonte: Adaptado de EN 1993-1-2:2005.

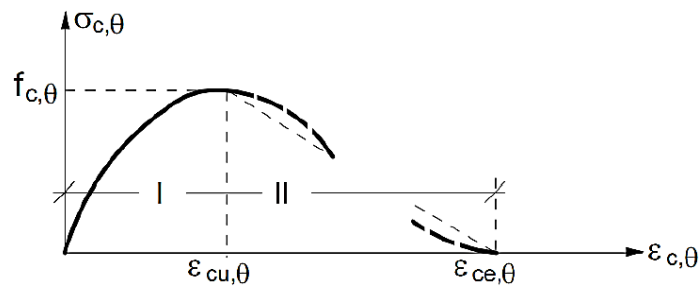
Com relação aos aços utilizados como armaduras no concreto, a norma recomenda o uso do mesmo modelo constitutivo empregado para o aço estrutural. Para as barras laminadas, pode-se inclusive utilizar os mesmos fatores de redução usados para o aço estrutural.

## 2.2. Modelo constitutivo do concreto em altas temperaturas

### 2.2.1. Concreto comprimido

A EN 1992-1-2:2004 e a EN 1994-1-2:2005 apresentam um modelo constitutivo para descrever o comportamento do concreto sujeito à compressão uniaxial. Esse modelo só é válido para taxas de aquecimento entre 2 e 50 °C/min, sendo representado na Figura 11.

Figura 11 – Modelo constitutivo para o concreto comprimido em função da temperatura.



Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Esse modelo é definido em dois trechos, um ascendente (I) e outro descendente (II). O trecho ascendente é matematicamente representado pela Equação (A.15).

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{3 f_{c,\theta} \epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta} \left[ 2 + \left( \frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right]} \quad \epsilon_{c,\theta} \leq \epsilon_{cu,\theta} \quad (\text{A.15})$$

onde:

- $f_{c,\theta}$  é a resistência do concreto em função da temperatura ( $f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \times f_c$ );
- $f_c$  é a resistência do concreto em temperatura ambiente;
- $k_{c,\theta}$  é o fator de redução da resistência do concreto;
- $\epsilon_{cu,\theta}$  é a deformação do concreto correspondente a  $f_{c,\theta}$ .

No trecho descendente, permite-se que seja adotado um decréscimo linear até se atingir a deformação máxima do concreto em situação de incêndio ( $\epsilon_{ce,\theta}$ ). Segundo a norma, o módulo de elasticidade inicial em altas temperaturas ( $E_{c,\theta}$ ) e o módulo de elasticidade secante ( $E_{c,sec,\theta}$ ) podem ser obtidos pelas Equações (A.16) e (A.17), respectivamente.

$$E_{c,\theta} = \frac{3 f_{c,\theta}}{2 \epsilon_{cu,\theta}} \quad (\text{A.16})$$

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \quad (\text{A.17})$$

Com base nessas equações, pode-se concluir que o fator de redução do módulo de elasticidade e do módulo secante do concreto, representado por  $k_{EC,\theta}$ , pode ser obtido por:

$$k_{EC,\theta} = \frac{E_{c,\theta}}{E_c} = \frac{1,5 f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}}{1,5 f_c / \varepsilon_{cu}} = \frac{0,0025 k_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \quad (\text{A.18})$$

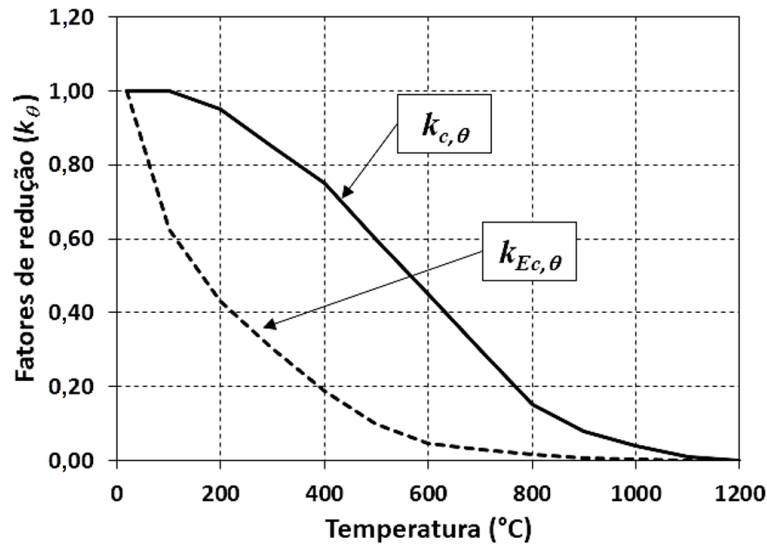
Os fatores de redução da resistência ( $k_{c,\theta}$ ) e do módulo de elasticidade ( $k_{EC,\theta}$ ) para concretos de densidade normal, bem como as deformações  $\varepsilon_{cu,\theta}$  e  $\varepsilon_{ce,\theta}$ , de acordo com a temperatura, são apresentados na Tabela 4. Na Figura 12 apresentam-se graficamente os fatores de redução  $k_{c,\theta}$  e  $k_{EC,\theta}$ , admitindo-se interpolação linear entre os valores intermediários.

Tabela 4 – Fatores de redução e deformações para concretos estruturais de densidade normal.

Temperatura (°C)	$k_{c,\theta}$	$k_{EC,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{ce,\theta}$
20	1,000	1,000	0,0025	0,0200
100	1,000	0,625	0,0040	0,0225
200	0,950	0,432	0,0055	0,0250
300	0,850	0,304	0,0070	0,0275
400	0,750	0,188	0,0100	0,0300
500	0,600	0,100	0,0150	0,0325
600	0,450	0,045	0,0250	0,0350
700	0,300	0,030	0,0250	0,0375
800	0,150	0,015	0,0250	0,0400
900	0,080	0,008	0,0250	0,0425
1000	0,040	0,004	0,0250	0,0450
1100	0,010	0,001	0,0250	0,0475
1200	0,000	0,000	0,0250	0,0475

Fonte: EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005.

Figura 12 – Fatores de redução do concreto de densidade normal de acordo com a temperatura.



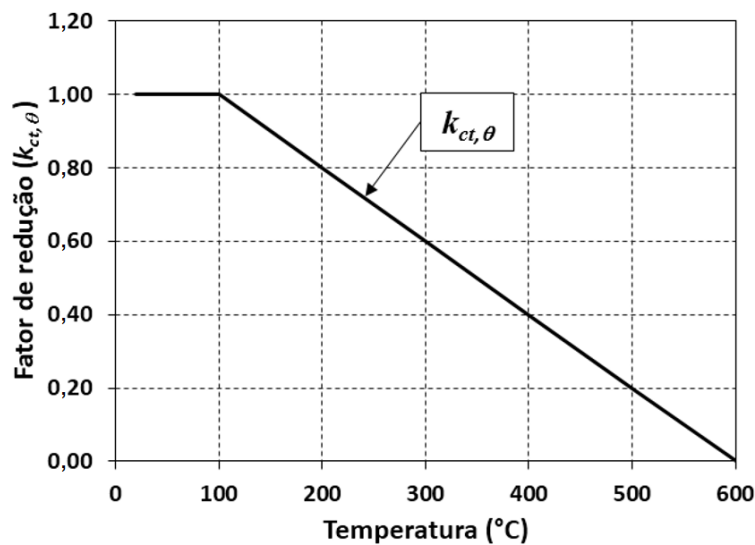
Fonte: EN 1994-1-2:2005.

### 2.2.2. Concreto tracionado

A EN 1992-1-2:2004 recomenda, para análises conservativas, desconsiderar a resistência à tração do concreto sob altas temperaturas. Para análises mais rigorosas o fator de redução da resistência à tração do concreto em relação à temperatura ( $k_{ct,\theta}$ ) é dado pela Equação (A.19), representado graficamente na Figura 13.

$$\begin{aligned}
 k_{ct,\theta} &= 1,0 & 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \\
 k_{ct,\theta} &= 1,0 - 1,0(\theta_c - 100)/500 & 100 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{A.19}$$

Figura 13 – Fator de redução da resistência do concreto tracionado em função da temperatura.



Fonte: EN 1992-1-2:2004.

Embora apresente fatores de redução para tensão de tração, a norma não apresenta expressões para representar o comportamento do concreto tracionado em altas temperaturas. Dessa forma, o modelo utilizado nesta dissertação foi o de Bastami, Aslani e Omran (2010).

**Modelo constitutivo de Bastami, Aslani e Omran (2010):**

O modelo constitutivo desenvolvido por Bastami, Aslani e Omran (2010) é dado pela Equação (A.20).

$$\sigma_{ctT} = \begin{cases} \varepsilon_{ctT} E_c & \text{para } \varepsilon_{ctT} \leq \varepsilon'_{ctT} \\ f_{crT} \left( \frac{\varepsilon'_{ctT}}{\varepsilon_{ctT}} \right)^{0,75} & \text{para } \varepsilon_{ctT} > \varepsilon'_{ctT} \end{cases} \quad (\text{A.20})$$

onde:

- $\sigma_{ctT}$  é a tensão de tração do concreto em altas temperaturas;
- $\varepsilon_{ctT}$  é a deformação do concreto em altas temperaturas;
- $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto em altas temperaturas;
- $\varepsilon'_{ctT}$  é deformação do concreto referente à tensão de tração máxima ( $f_{crT}$ );
- $f_{crT}$  é a tensão de tração resistente do concreto em altas temperaturas.

Vale ressaltar que esse modelo não estabelece uma expressão para a tensão resistente de tração ( $f_{crT}$ ) e nem para a deformação máxima em altas temperaturas. Portanto, a resistência à tração de acordo com a temperatura foi considerada como 10 % da resistência a compressão para a temperatura correspondente, conforme o trabalho de Guo (2012).