



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS DE CRATEÚS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUIZ FELIPE SEIXAS CURY DA COSTA

ANÁLISE TERMOMECÂNICA E PARAMÉTRICA DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS A UM INCÊNDIO

CRATEÚS

2021

LUIZ FELIPE SEIXAS CURY DA COSTA

ANÁLISE TERMOMECÂNICA E PARAMÉTRICA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDAS A UM INCÊNDIO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal do Ceará, Campus de Crateús, como
requisito parcial à obtenção do título de bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ms. Carlos David Rodrigues
Melo.

CRATEÚS

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Universidade Federal do Ceará

Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

C1a Costa, Luiz Felipe Seixas Cury da.

Análise termomecânica e paramétrica de estruturas de concreto armado submetidas a um incêndio / Luiz Felipe Seixas Cury da Costa. – 2021.

111 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, Curso de Engenharia Civil, Crateús, 2021.

Orientação: Prof. Me. Carlos David Rodrigues Melo.

1. Análise termomecânica. 2. Elementos de concreto armado. 3. Incêndio. 4. Método dos elementos finitos. I. Título.

CDD 620

LUIZ FELIPE SEIXAS CURY DA COSTA

ANÁLISE TERMOMECÂNICA E PARAMÉTRICA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO SUBMETIDAS A UM INCÊNDIO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal do Ceará, Campus de Crateús, como
requisito parcial à obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 28 de abril de 2021

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Carlos David Rodrigues Melo (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Sandro Vagner de Lima
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Me. Bergson da Silva Matias
Pilotis Engenharia/Unichristus

A Deus.

Aos meus pais, Maria de Fátima e Antônio
Fernando por todo o apoio, ensinamentos e
incentivo durante essa árdua trajetória.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por toda força durante essa árdua jornada, pelas oportunidades que me foram dadas na vida, pelas pessoas que foram colocadas no meu caminho, pelas experiências vividas e por toda as minhas conquistas até hoje e pelas que virão.

À toda minha família, em especial aos meus pais, Fátima e Fernando, por todo apoio, incentivo e motivação durante toda minha vida. Por todo o suporte para enfrentar as dificuldades encontradas ao longo do curso e pelo esforço constante para que possa realizar meus sonhos. Pela confiança em mim depositado e por, apesar da distância, sempre estarem presente em todos os momentos que vivenciei.

Aos meus irmãos, Ana Júlia e Luiz Fernando, por toda a amizade, apoio, incentivo, parceria e união durante toda minha vida.

Ao meu tio, Carlos, por sempre ter sido tão presente em minha vida e por ser um exemplo de ser humano para que eu me inspirasse em ser uma pessoa melhor.

Ao meu avô, Jonas (in memoriam) que me ensinou como se reerguer diante das adversidades da vida, além de ter sido um exemplo de ser humano íntegro e honrado para todos da minha família.

A minha namorada, Karol, que me deu todo o suporte ao longo desses anos. Sou grato pela confiança, por nunca ter me negado apoio, carinho e incentivo. Pela compreensão nos momentos de ausência e por toda a atenção nos momentos de angustia e aflição.

Ao meu orientador, Carlos David, por acreditar em minha capacidade, pelos conselhos e pela condução no desenvolvimento do trabalho e pela amizade criada durante esse processo. Pelo respeito, compreensão e incentivo na busca de conhecimentos e por ter me ajudado a superar as inúmeras dificuldades encontradas no decorrer desse ano.

Aos meus amigos de graduação, em especial ao Mailson, Phablo, Douglas, João Victor e Lucas Rafael que colaboraram na minha vida acadêmica, pela companhia e pela presença constante todos os dias na realização dos trabalhos, e por terem tornado os momentos mais alegres ao longo desses anos de curso.

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais
voltará ao seu tamanho original.”

Albert Einstein

RESUMO

A análise da segurança estrutural de edifícios em situação de incêndio ainda é um tópico em constante desenvolvimento, principalmente pelo grau de dificuldade do efeito acoplado termomecânico. Embora haja códigos normativos para atribuir diretrizes que sejam aplicáveis a análise de estruturas de maneira simplificada, a difusão das fases de um incêndio natural ainda é difícil de se prever, dado que este é sensível a uma série de fatores, como a quantidade de material combustível no compartimento, condições de ventilação, tamanho e geometria do compartimento, tipo de material e área de superfície do combustível. A norma brasileira, por exemplo, apresenta uma abordagem baseada em um desses métodos simplificados de cálculo, mais precisamente no método dos estados limites. Nesse sentido, uma abordagem de dimensionamento mais precisa consiste em: avaliar os riscos da edificação fazendo-se uso de ferramentas computacionais mais eficientes para se avaliar esse fenômeno de forma mais próxima do real e otimizar o comportamento da estrutura sob essas condições. Dessa maneira, esse trabalho tem por principal objetivo estudar os efeitos termomecânicos de estruturas de concreto armado submetidos à um incêndio por meio de uma análise paramétrica, variando a classe de agressividade conforme a NBR 6118:2014 e as espessuras dos elementos. Para isso, modelos de análises serão desenvolvido via o Método dos Elementos Finitos no *software* ABAQUS®. Será utilizado o processo denominado “*temperature approach*” em que uma carga mecânica é inserida para obter os campos de tensões e deformações anteriores ao incêndio por meio de um passo no programa denominado *Static, General* e, logo após, aplica-se uma curva de incêndio padrão ISO 834 e por meio do *step coupled temp-displacement* avalia-se a distribuição da temperatura ao longo da espessura e as deformações e tensões geradas pelos campos de temperatura decorrentes do incêndio. A sensibilidade das propriedades termomecânicas será considerada de acordo com a literatura científica e com códigos normativos vigentes. Ao final, um panorama sobre esse tópico é traçado e espera-se contribuir para projetos mais seguros e eficientes a estas situações.

Palavras-chave: Efeitos termomecânico. Incêndio. Tensão. Deformação. Campos de temperatura. Método dos elementos finitos. Propriedades termomecânicas.

ABSTRACT

The analysis of the structural safety of buildings in fire situations is still a topic in constant development, mainly due to the degree of difficulty of the coupled thermomechanical effect. Although there are normative codes to assign guidelines that are applicable to the analysis of structures in a simplified way, the diffusion of the phases of a natural fire is still difficult to predict, since it is sensitive to a number of factors, such as the amount of combustible material in the compartment, ventilation conditions, size and geometry of the compartment, type of material and surface area of the fuel. The Brazilian standard, for example, presents an approach based on one of these simplified calculation methods, more precisely on the method of limit states. In this sense, a more accurate dimensioning approach consists of: assessing building risks using more efficient computational tools to assess this phenomenon in a way closer to the real and optimizing the behavior of the structure under these conditions. Thus, this work has as main objective to study the thermomechanical effects of reinforced concrete structures subjected to fire through a parametric analysis, varying the aggressiveness class according to NBR 6118: 2014 and the thickness of the elements. For this, analysis models will be developed using the Finite Element Method in the ABAQUS® software. The process called “temperature approach” will be used in which a mechanical load is inserted to obtain the stress and deformation fields prior to the fire by means of a step in the program called Static, General and, soon after, a fire curve is applied. ISO 834 standard and using the step coupled temp-displacement, the temperature distribution along the thickness and the deformations and stresses generated by the temperature fields resulting from the fire are evaluated. The sensitivity of thermomechanical properties will be considered in accordance with the scientific literature and with current normative codes. At the end, an overview of this topic is outlined and it is expected to contribute to safer and more efficient projects in these situations.

Keywords: Thermomechanical effects. Fire. Voltage. Deformation. Temperature fields. Finite Element Method. Thermomechanical properties.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Efeito do <i>spalling</i> nas lajes de concreto armado do cinema Cacique em Porto Alegre em 1996	20
Figura 2 – Anéis de concreto do <i>Channel Tunnel</i> destruídos por lascamentos térmicos explosivos nos primeiros minutos de incêndio em 1996	20
Figura 3 – Mecanismos de transferência de calor simultâneo em um pórtico espacial.....	25
Figura 4 – Balanço de energia em um elemento tridimensional retangular	26
Figura 5 – Resfriamento convectivo de um corpo aquecido	27
Figura 6 – Distribuição da radiação incidente	28
Figura 7 – Teoria do Triângulo do Fogo	30
Figura 8 – Teoria do Tetraedro do Fogo	30
Figura 9 – Curva temperatura - tempo de um modelo de incêndio real	31
Figura 10 – Curva de temperatura - tempo de um incêndio padrão	34
Figura 11 – Alterações físico-químicas e mineralógica na microestrutura do concreto.....	35
Figura 12 – Gráfico da variação do módulo de elasticidade com a temperatura.....	38
Figura 13 – Variação do calor específico do concreto com a umidade	40
Figura 14 – Variação da massa específica do concreto de acordo com a temperatura	41
Figura 15 – Coeficientes de redução da resistência à compressão de concretos silicosos e calcários.....	43
Figura 16 – Curva do coeficiente redutor da resistência à tração do concreto	45
Figura 17 – Relação tensão-deformação do concreto sob elevadas temperaturas.....	47
Figura 18 – Alongamento térmico relativo do concreto em função da temperatura	50
Figura 19 – Curvas da condutividade térmica do concreto em função da temperatura.....	52
Figura 20 – Variação do módulo de elasticidade do aço com a temperatura.....	54
Figura 21 – Curvas do calor específico do aço em função da temperatura	56
Figura 22 – Variação da massa específica do aço em função da temperatura	56
Figura 23 – Curvas dos coeficientes redutores da resistência característica do aço.....	58
Figura 24 – Diagrama tensão - deformação do aço sob temperaturas elevadas	59
Figura 25 – Variação da condutividade térmica do aço em função da temperatura	61
Figura 26 – Alongamento térmico relativo do aço em função da temperatura	63
Figura 27 – Discretização em finitos elementos de um sólido genérico	64
Figura 28 – Malha de elementos finitos em um sólido arbitrário.....	65
Figura 29 – Diferentes tipos de elementos finitos	66

Figura 30 – Módulos constituintes para análise de modelos do software ABAQUS	67
Figura 31 – Delineamento da pesquisa e sequenciamento adotado.....	68
Figura 32 – Fluxograma das análises adotadas para o modelo de laje	69
Figura 33 – Modelo de laje simplesmente apoiada	69
Figura 34 – Condições de contorno da laje: (a) restrições de apoio; (b) representação 3D	70
Figura 35 – Discretização do modelo em MEF: (a) refinamento da malha; (b) 3D.....	71
Figura 36 – Fluxograma da modelagem de laje de concreto com análise <i>heat transfer</i>	73
Figura 37 – <i>Boundary condition</i> para inserção das temperaturas adotadas.....	73
Figura 38 – Superfícies da laje submetidas à: (a) incêndio; (b) temperatura ambiente de 20°C	74
Figura 39 – Detalhes da discretização do domínio ao longo da seção transversal.....	75
Figura 40 – Transferência de calor por condução ao longo da placa no regime permanente... 76	
Figura 41 – Placa composta por dois materiais (Zircônia e Titânio).....	77
Figura 42 – Aplicação do fluxo de calor na superfície da placa.....	78
Figura 43 – Variação da condutividade térmica do zircônia e titânio com a temperatura.....	81
Figura 44 – Expansão térmica do zircônia e titânio com a temperatura.....	81
Figura 45 – Variação do módulo de elasticidade do zircônia e titânio com a temperatura	82
Figura 46 – Variação do coeficiente de poisson do zircônia e titânio com a temperatura.....	82
Figura 47 – Variação do calor específico do zircônia e titânio com a temperatura.....	83
Figura 48 – Laje maciça de concreto armado: (a) seção de concreto; (b) armaduras da laje... 84	
Figura 49 – <i>Step coupled temp-displacement</i> com as características adotadas do modelo.....	85
Figura 50 – Amplitude representativa do incêndio conforme curva ISO 834.....	86
Figura 51 – Discretização da malha da laje maciça em concreto armado	87
Figura 52 – Tensões da placa nos eixos X e Y	88
Figura 53 – Deformação máxima da placa em relação ao eixo z	88
Figura 54 – Gráfico da variação da temperatura ao longo da espessura da placa do modelo térmico permanente	90
Figura 55 – Representação gráfica da variação da temperatura ao longo da espessura da laje 90	
Figura 56 – Comparação dos resultados de Reddy & Chin (1998) com o ABAQUS®.....	91
Figura 57 – Representação gráfica da variação da temperatura ao longo da espessura: (a) 1 segundo; (b) 3 segundos; (c) 5 segundos.....	92
Figura 58 – Deformação da placa de titânio ao longo do eixo x	93
Figura 59 – Deformações da placa de titânio oriundas do <i>software</i> ABAQUS® para os tempos de: (a) 1 segundo; (b) 3 segundos; (c) 5 segundos	94

Figura 60 – Variação da temperatura ao longo da espessura da laje de 12 cm para classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014.....	95
Figura 61 – Variação da temperatura ao longo da espessura da laje de 16 cm para classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014.....	96
Figura 62 – Variação da temperatura ao longo da espessura da laje de 20 cm para classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014.....	96
Figura 63 – Comparativo da variação da temperatura para as espessuras das lajes em 30, 60, 90 e 120 minutos	98
Figura 64 – Comparativo das deformações no centro das lajes de 12, 16 e 20 cm no decorrer do incêndio	100
Figura 65 – Deformações nas lajes antes do incêndio: (a) Laje de 12 cm; (b) Laje de 16 cm; (c) Laje de 20 cm	100
Figura 66 – Tensões de Von Mises nas barras de aço das lajes de 12, 16 e 20 cm.....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Temperaturas conforme modelo de incêndio-padrão.....	33
Tabela 2 – Variação do módulo de elasticidade do concreto com a temperatura	38
Tabela 3 – Valores do calor específico de acordo com a umidade do concreto para faixa de temperatura de 100 à 115 °C	39
Tabela 4 – Valores para o coeficiente redutor da resistência à compressão do concreto.....	42
Tabela 5 – Valores dos coeficientes redutores da resistência à tração do concreto	44
Tabela 6 – Deformações específicas e últimas do concreto de acordo com a temperatura.....	47
Tabela 7 – Valores do alongamento térmico relativo em função da temperatura.....	49
Tabela 8 – Condutividade térmica dos materiais que compõem o concreto para temperatura ambiente	51
Tabela 9 – Valores da condutividade térmica do concreto em função da temperatura.....	52
Tabela 10 – Valores dos coeficientes redutores do módulo de elasticidade do aço.....	53
Tabela 11 – Valores do calor específico do aço em função da temperatura	55
Tabela 12 – Valores dos coeficientes redutores para a resistência característica do aço.....	57
Tabela 13 – Valores da condutividade térmica do aço em função da temperatura	61
Tabela 14 – Tabela com as propriedades do modelo mecânico estático.....	71
Tabela 15 – Propriedades térmica utilizadas no modelo de transferência de calor por condução em regime permanente.....	75
Tabela 16 – Propriedades do titânio utilizadas no modelo em função da temperatura	79
Tabela 17 – Propriedades do zircônia utilizadas no modelo em função da temperatura.....	80
Tabela 18 – Confronto dos resultados obtidos através do <i>software</i> ABAQUS® em relação a <i>Navier</i>	87
Tabela 19 – Variação da temperatura ao longo da placa no modelo térmico permanente.....	89
Tabela 20 – Prescrição normativa para o cobrimento de armadura NBR 6118:2014	95
Tabela 21 – Temperaturas das barras de aço para cada intervalo de tempo do incêndio	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CAR	Concreto de Alta Resistência
ELU	Estado Limite Último
FCK	<i>Feature Compression Know</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Técnica Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

\dot{Q}_{cond}	Taxa de condução de calor
K	Condutividade térmica
$\frac{dT}{dx}$	Gradiente de temperatura
\dot{Q}_{conv}	Taxa de convecção de calor
h	Coefficiente de transferência de calor por convecção
T_s	Temperatura da superfície
T_∞	Temperatura do fluido suficientemente longe da superfície
τ	Fator de transmissividade
ψ	Fator de refletividade
α	Fator de absortividade
ε	Fator de emissividade
σ	Constante de <i>Stefan-Boltzmann</i>
E_b	Poder emissivo da radiação incidente
T	Temperatura absoluta em Kelvin
θ_g	Temperatura dos gases
θ_0	Temperatura do ambiente inicial
t	Tempo de incêndio
$E_{c,\theta}$	Módulo de elasticidade do concreto conforme a elevação da temperatura θ
$K_{cE,\theta}$	Fator de redução adimensional do módulo de elasticidade do concreto
E_c	Módulo de elasticidade do concreto a temperatura ambiente
Fck	Resistência característica à compressão do concreto
$C_{p,\theta}$	Calor específico do concreto em função da temperatura θ
ρ_θ	Massa específica do concreto de densidade normal em função da temperatura θ
$\rho(20^\circ C)$	Massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente
$f_{c,\theta}$	Resistência característica à compressão do concreto dependente da temperatura
$k_{c,\theta}$	Coefficiente redutor da resistência do concreto
$f_{ctk,\theta}$	Resistência característica a tração do concreto de acordo com a temperatura θ
$k_{t,\theta}$	Coefficiente redutor da resistência característica do concreto
f_{ctk}	Resistência característica a tração do concreto em temperatura ambiente
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto em temperatura constante
$\sigma_{c,\theta}$	Tensão de compressão do concreto de acordo com a temperatura

$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformação linear específica do concreto sob elevadas temperaturas
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Deformação linear específica do concreto correspondente à resistência máxima
$\lambda_{c,\theta}$	Condutividade térmica do concreto de acordo com a temperatura
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço em função da temperatura θ
$k_{sE,\theta}$	Coefficiente redutor do módulo de elasticidade do aço
E_s	Módulo de elasticidade normal do aço
$c_{s,\theta}$	Calor específico do aço por unidade de massa em função da temperatura θ
$f_{yk,\theta}$	Resistência característica do aço de acordo com a temperatura
$k_{s,\theta}$	Coefficiente redutor da resistência característica do aço
f_{yk}	Resistência característica do aço à temperatura ambiente
$\sigma_{s,\theta}$	Tensão do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{s,\theta}$	Deformação do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{sp,\theta}$	Limite de proporcionalidade na deformação
$\varepsilon_{sy,\theta}$	Deformação de escoamento
$\varepsilon_{st,\theta}$	Limite de deformação para resistência ao escoamento
$\varepsilon_{su,\theta}$	Deformação de ruptura
$f_{sp,\theta}$	Resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço
$f_{sy,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço
$\lambda_{s,\theta}$	Condutividade térmica do aço em função da temperatura
P_{ef}	Propriedade efetiva
P_{ec}	Propriedade do zircônia
V_c	Volume de zircônia da fatia
P_{em}	Propriedade do titânio
V_m	Volume de titânio da fatia

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Objetivos	22
1.2	Estruturação do Trabalho	23
2	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR	24
2.1	Condução	25
2.2	Convecção	27
2.3	Radiação	28
2.4	Incêndio	30
2.4.1	Fogo	30
2.4.2	Curva temperatura-tempo de um incêndio	31
2.4.3	Modelo de incêndio padrão – Curva ISO 834	32
3	CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	34
3.1	Estruturas de concreto armado	34
3.2	Estruturas de concreto armado sob elevadas temperaturas	35
3.3	Propriedades termomecânicas do concreto	36
3.3.1	Módulo de elasticidade	37
3.3.2	Calor específico	39
3.3.3	Massa específica	40
3.3.4	Resistência a compressão	42
3.3.5	Resistência a tração	43
3.3.6	Diagrama tensão – deformação	45
3.3.7	Alongamento térmico relativo	48
3.3.8	Condutividade térmica	50
3.4	Propriedades termomecânicas do aço	53
3.4.1	Módulo de elasticidade	53
3.4.2	Calor específico	54
3.4.3	Massa específica	56
3.4.4	Resistência ao escoamento do aço	57
3.4.5	Diagrama tensão – deformação	58
3.4.6	Condutividade térmica	60
3.4.7	Alongamento térmico relativo do aço	62
4	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	63

4.1	Descrição do software ABAQUS®.....	66
5	METODOLOGIA	67
5.1	Estudo paramétrico do modelo de laje simplesmente apoiada	68
5.1.1	Modelo mecânico estático.....	69
5.1.2	Modelo térmico permanente	72
5.1.4	Modelo termomecânico para placas.....	77
5.2	Análise termomecânica paramétrica de lajes	83
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	87
6.1	Resultados do modelo de validação mecânica para laje	87
6.2	Resultados do modelo de validação térmica permanente para lajes	89
6.3	Resultados do modelo de validação termomecânico para placas	91
6.4	Resultado da análise termomecânica paramétrica para lajes	94
6.4.1	Varição da classe de agressividade.....	94
6.4.2	Varição da espessura no final do incêndio	98
6.4.3	Deformações e tensões nas lajes	99
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	102
	REFERÊNCIAS.....	104

1 INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais importante e utilizado na construção civil. No Brasil, a maior parte dos edifícios de múltiplos andares são feitos em concreto armado, devido às suas inúmeras vantagens, tais como, durabilidade e resistência ao fogo, superiores em relação à madeira e ao aço, desde que os cobrimentos e a qualidade do concreto estejam de acordo com as condições do meio em que está inserida a estrutura (CHUST, 2014).

A utilização de concretos de alto desempenho (CAD), devido à sua elevada resistência, permite a concepção de elementos estruturais cada vez mais esbeltos, isto é, áreas de seção transversal menores e comprimentos maiores. A redução do fator água/cimento às custas de aditivos confere maior compactidade ao concreto e reduz a permeabilidade das estruturas. Essas características melhoram a durabilidade e resistência em temperatura ambiente, mas, por outro lado, antecipam a degradação do concreto ao fogo (COSTA; SILVA, 2002).

Amaral (2014) explica que por ser um material heterogêneo e poroso, o concreto está sujeito a alterações físicas e químicas quando exposto a condições ambientais extremas, como temperaturas elevadas. Por conta disso, quando submetido a essa conjuntura, o concreto tende a ter modificações nas suas propriedades mecânicas, à exemplo da sua acentuada perda de resistência, de rigidez e, também, rupturas na microestrutura da pasta de cimento que resulta na diminuição do módulo de elasticidade.

Além disso, em muitos casos, elementos de concreto quando sujeitos a altas temperaturas podem ter suas camadas fragmentadas devido a deslocamentos explosivos do material, fenômeno conhecido como *spalling*¹ que está relacionado às tensões térmicas da dilatação dos materiais e às poropressões do processo de vaporização da água (Figura 1 e Figura 2). Segundo Kanéma (2011), dentre os parâmetros que contribuem para a ocorrência do *spalling*, pode-se citar: a porosidade, permeabilidade, expansão térmica diferencial, alto teor de umidade, taxa de calor e carregamento externo. Do mesmo modo, conforme Bazant e Kaplan (1996), esse fenômeno pode ocorrer por dois principais motivos, sendo a primeira hipótese a que o aquecimento produz altas pressões de vapor de água nos poros do concreto, o que resulta em tensões elevadas e conseqüentemente o *spalling*. A segunda hipótese considera que o rápido

¹ *Spalling*¹ é um termo inglês que pode ser descrito como o lascamento de camadas ou partes de concreto da superfície de um elemento estrutural, quando exposto a elevadas temperaturas (MALHOTRA, 1982).

aquecimento causa expansão térmica que é contida pelo concreto circundante. Isto produz uma elevada tensão de compressão que pode causar o esmagamento do concreto e danificar a camada superficial.

Figura 1 – Efeito do *spalling* nas lajes de concreto armado do cinema Cacique em Porto Alegre em 1996



Fonte: (LIMA et al., 2004).

Figura 2 – Anéis de concreto do *Channel Tunnel* destruídos por lascamentos térmicos explosivos nos primeiros minutos de incêndio em 1996



Fonte: (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002).

Entre os estudos encontrados sobre elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio, convém ressaltar o trabalho desenvolvido por Costa e Silva (2002) em que este descreveu o comportamento do incêndio por meio de modelos matemáticos simplificados propostos pelas normas brasileiras e internacionais, além da aplicação do método de Hertz, constatando a redução da resistência do aço e concreto quando submetido a altas temperaturas, e sobretudo, a degradação prematura por meio do *spalling* de concreto de alto desempenho (CAD) e alta resistência (CAR). Moreno e Oliveira (2011) analisaram as degradações na matriz cimentícia, na resina, nas fibras e as mudanças nas propriedades mecânicas do concreto armado reforçado com polímero, evidenciando que o aumento da temperatura causa expansões térmicas do compósito, desenvolvendo-se tensões térmicas que causam o desprendimento do reforço, neutralizando o confinamento do concreto, oferecido pelo sistema.

Amaral (2014), propôs incorporar o modelo de dano de Mazars ao modelo de acoplamento mecânico desenvolvido anteriormente por Ferreira (2011) para realizar uma análise computacional termo-hídrico-mecânico de estruturas de concreto sujeitas a altas temperaturas, observando-se, assim como em Costa e Silva (2002), que o concreto de alto desempenho possui um mau comportamento quando exposto a elevadas temperaturas em virtude da sua baixa porosidade e permeabilidade. Ferreira (2019) teve como objetivo a criação de um modelo numérico tridimensional para simulação de pilares de concreto armado em situação de incêndio, validando o modelo por meio de ensaios laboratoriais, evidenciando a boa correlação entre o campo numérico e o experimental, embora haja um pequeno percentual de diferença entre os resultados, por conta da heterogeneidade do concreto.

Nesse contexto, conforme Silva (2015) a análise da segurança estrutural de edifícios em situação de incêndio ainda é algo em constante desenvolvimento, principalmente pelo complexo efeito acoplado termomecânico não linear, embora haja códigos normativos para atribuir diretrizes que sejam aplicáveis a análise de estruturas em situação de incêndio, como, a NBR 14432/2001 – Exigências de resistência ao fogo dos elementos construtivos de edificações – Procedimento – e a NBR 15200/2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. Outrossim, a difusão das fases de um incêndio natural ainda é difícil de se prever, dado que este é sensível a uma série de fatores, como a quantidade de material combustível no compartimento, condições de ventilação, tamanho e geometria do compartimento, tipo de material e área de superfície do combustível (SOUZA, 2004).

Devido a isso, a norma brasileira apresenta uma abordagem baseada nos métodos simplificados de cálculo, mais precisamente no método dos estados limites. Neste, coeficientes

parciais de segurança são atribuídos para majorar as cargas solicitantes e minorar as solicitações resistentes, visando obter a resistência de projeto e evitar que a estrutura atinja o Estado Limite Último (ELU) e apresente um bom desempenho em serviço. Nesse sentido, uma abordagem de dimensionamento mais racional consiste em avaliar os riscos da edificação, dentro dos conceitos da engenharia de segurança contra incêndio, fazendo-se uso de ferramentas computacionais para se avaliar, de forma mais próxima do real, o comportamento da estrutura, sob condições de incêndio (SOUZA, 2004).

Dessa forma, este trabalho tratará da análise linear dos efeitos termomecânicos de elementos estruturais de concreto armado submetido a situação de incêndio desenvolvido através do programa computacional ABAQUS®, que tem como base o Método dos Elementos Finitos (MEF). Será utilizado o processo denominado “*temperature approach*” em que uma carga mecânica é inserida para obter os campos de tensões e deformações anteriores ao incêndio por meio de um passo no programa denominado *Static, General* e, logo após, aplica-se uma curva de incêndio padrão ISO 834 e por meio do *step coupled temp-displacement* avalia-se a distribuição da temperatura ao longo da espessura e as deformações e tensões geradas pelos campos de temperatura decorrentes do incêndio. Ademais, o tempo de degradação da estrutura será estudada por meio da perda de rigidez devido a mudança nas propriedades mecânicas dos materiais e, por fim, será realizado uma análise paramétrica de lajes de concreto armado, variando espessuras e cobrimentos conforme classes de agressividade estabelecidas pela NBR 6118:2014.

1.1 Objetivos

Objetiva-se com este trabalho analisar estruturas de concreto armado submetidas à situação de incêndio.

O presente trabalho busca atingir os seguintes objetivos específicos:

- a) Realizar uma extensa revisão bibliográfica sobre estruturas em situação de incêndio, caracterizando a influência das propriedades mecânicas e térmicas e da microestrutura dos materiais;
- b) Validar os resultados das modelagens realizadas no *software* ABAQUS® mediante analogia com resultados consistente da solução de *Navier* de uma laje simplesmente apoiada com uma carga mecânica distribuída;

- c) Validar os resultados das modelagens realizadas no *software* ABAQUS® mediante analogia com os resultados das equações de condução de calor e estudos termomecânicos anteriores para placas retangulares;
- d) Realizar uma análise paramétrica considerando o efeito da variação do cobrimento, da variação da espessura do elemento e das propriedades dos materiais no comportamento termomecânico de lajes de concreto armado;

1.2 Estruturação do Trabalho

A seção 1 apresenta a introdução exibindo o contexto e as características referentes a exposição de lajes de concreto armado submetidas à situação de incêndio. Além disso, é indicado trabalhos acadêmicos existentes na literatura que servem como base para a revisão bibliográfica desenvolvida no trabalho. No mais, são apresentados os objetivos, geral e específicos, e também, a delimitação e estruturação do trabalho.

A seção 2 apresenta uma revisão bibliográfica a respeito dos mecanismos de transferência de calor e incêndio, debatendo-se sobre suas particularidades e a influência de cada um desses em uma situação de incêndio. Evidencia-se conceitos gerais, definições, equações que governam o problema e limitações.

A seção 3 apresenta as propriedades mecânicas – módulo de elasticidade, resistência a compressão, resistência a tração, massa específica, diagrama tensão-deformação – e térmicas – calor específico, alongamento térmico, condutividade térmica – do concreto e do aço, além de, analisar as consequências decorrentes dos efeitos do incêndio nas propriedades dos materiais.

A seção 4 apresenta uma explicação sobre o método dos elementos finitos, assim como a utilização desse método através do *software* ABAQUS®.

A seção 5 é composta pela descrição metodológica, no qual esclarece os passos necessários para validar os resultados obtidos no *software* ABAQUS® e a modelagem computacional da análise mecânica, térmica e termomecânica, assim como, os passos realizados para modelar as lajes de concreto armado.

A penúltima seção, seção 6, apresenta os resultados encontrados e as discussões acerca do mesmo.

Por fim, na seção 7, são expostas as últimas considerações sobre o tema abordado, bem como sugestões para realização de estudos futuros, seguida das referências.

2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

A energia pode ser transferida de ou para uma massa através de dois meios: transferência de calor e trabalho. A transferência de energia é considerada transferência de calor quando a força motriz é a diferença de temperatura entre os corpos (ÇENGEL; BOLES, 2013). O calor, de acordo com Regobello (2007), é a energia térmica associada a agitação molecular das partículas em movimento. Tal movimento é coordenado pelo gradiente de temperatura, transcorrendo da zona de maior temperatura para a de menor.

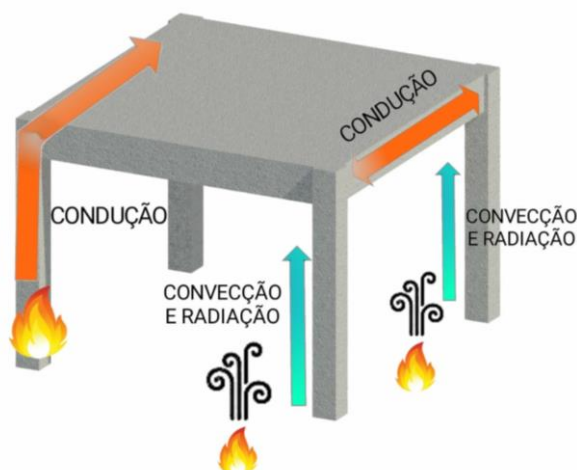
Os mecanismos de transferência de calor que devem ser compreendidos para analisar um pórtico em situação de incêndio são:

- **Condução:** é a transferência de energia resultante da interação de partículas de maior energia de uma substância com partículas adjacentes de menor energia (ÇENGEL; GHAJAR, 2013).
- **Convecção:** é o modo de transferência de calor entre uma superfície sólida e um fluido adjacente que está em movimento (ÇENGEL; GHAJAR, 2013).;
- **Radiação:** é a energia emitida pela matéria em forma de ondas eletromagnéticas, como resultado das mudanças nas configurações de átomos ou moléculas (ÇENGEL; GHAJAR, 2013).

Embora haja os três mecanismos de maneira distintas, ocasionalmente, o desempenho de um sistema é governado pelo efeito combinado desses três modos de transferência de calor (Figura 3), podendo ocorrer de forma permanente ou transiente (REGOBELLO, 2007). O estado permanente refere-se ao comportamento de sistemas quando não há variação da temperatura e das propriedades no meio ao longo do tempo, e, o regime transiente é atribuído a situação em que há variação da temperatura ou das propriedades no decorrer do tempo, sendo um estado mais real ao contexto de estruturas submetido à altas temperaturas (ÇENGEL; GHAJAR, 2012).

No decorrer do incêndio os gases circundantes das regiões em chamas transferem a energia térmica até a superfície dos elementos estruturais por radiação e convecção. Seguidamente, o interior dos componentes é submetido a uma súbita elevação da temperatura por meio da condução (ALMEIDA, 2018).

Figura 3 – Mecanismos de transferência de calor simultâneo em um pórtico espacial



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

2.1 Condução

Conforme Çengel e Ghajar (2012) a condução é a transferência de energia térmica das partículas com maior energia para partículas adjacentes menos energéticas, podendo ocorrer em líquidos, gases e sólidos. Em líquidos e gases, esse mecanismo ocorre por conta das difusões das moléculas em seus movimentos aleatórios, e também, as colisões existentes entre partículas. Nos sólidos, a energia é transportada através de elétrons livres e a condução ocorre por causa das combinações das vibrações das moléculas.

A Equação diferencial que caracteriza a condução é definida por meio da Lei de Fourier que menciona que o fluxo de calor está intimamente ligado ao gradiente de temperatura em sua direção e a condutividade térmica, sendo esta definida como, a taxa de transferência de calor ao longo de uma unidade de comprimento de um material por unidade de área por unidade de diferença de temperatura (ÇENGEL; GHAJAR, 2012; FERREIRA, 2019).

Ademais, esse mecanismo possui considerações diferentes em relação ao tipo de direção adotada, podendo ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais dependendo da magnitude relativa das taxas de transferência de calor nas diferentes direções desejada. Para o caso unidimensional a Lei de Fourier é descrita de acordo com a Equação 1, ao passo que a formulação tridimensional é representada pela Equação 2.

$$Q_{cond} = -kA \frac{dT}{dx} \quad (1)$$

sendo:

Q_{cond} a taxa de condução de calor [W/m^2];

k a condutividade térmica do material [$\frac{\text{W}}{\text{mK}}$];

$\frac{dT}{dx}$ o gradiente de temperatura.

$$\vec{Q}_n = \dot{Q}_x \vec{i} + \dot{Q}_y \vec{j} + \dot{Q}_z \vec{k} \quad (2)$$

onde:

\vec{i}, \vec{j} e \vec{k} são os vetores unitários;

\dot{Q}_x, \dot{Q}_y e \dot{Q}_z são as taxas de transferência de calor nas coordenadas x, y e z , respectivamente, definidas pela Lei de Fourier de acordo com Equação 3.

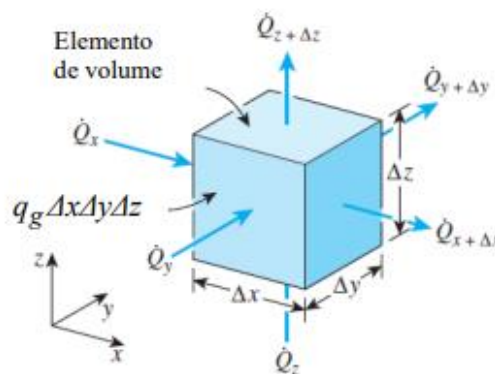
$$\dot{Q}_x = -kA_x \frac{\partial T}{\partial x}, \dot{Q}_y = -kA_y \frac{\partial T}{\partial y} \text{ e } \dot{Q}_z = -kA_z \frac{\partial T}{\partial z} \quad (3)$$

em que:

A_x, A_y e A_z são as áreas de condução de calor normais para a direção das coordenadas x, y e z , respectivamente.

A Figura 4 representa o fenômeno de condução para um corpo tridimensional através de um elemento retangular, semelhante a um elemento estrutural de concreto.

Figura 4 – Balanço de energia em um elemento tridimensional retangular



Fonte: Çengel e Ghajar (2012).

2.2 Convecção

Incropera e Dewitt (2008) definem o fenômeno da convecção como o mecanismo de transferência de calor que ocorre com o contato entre uma superfície sólida e um fluido em movimento, desde que haja um gradiente de temperatura entre eles.

Incropera e Dewitt (2008) também ressaltam que a transferência de calor por convecção pode ocorrer de duas maneiras, a convecção forçada e a convecção natural. A convecção forçada acontece quando o escoamento do fluido é originado de meios externos, tais como bombas, ventiladores ou ventos atmosféricos. Ao contrário disso, a convecção natural é provocada quando o escoamento do fluido é induzido por forças de empuxo, originadas a partir da diferença de densidades causadas pelas variações de temperaturas nesse fluido.

Esse mecanismo de transferência é expresso por meio da Lei de resfriamento de Newton (Equação 4) que demonstra que a taxa de transferência de calor é proporcional à diferença de temperatura. A Figura 5 ilustra o processo de resfriamento devido à convecção.

$$\dot{Q}_{conv} = hA_x(T_s - T_\infty) \quad (4)$$

sendo:

\dot{Q}_{conv} a taxa de convecção de calor;

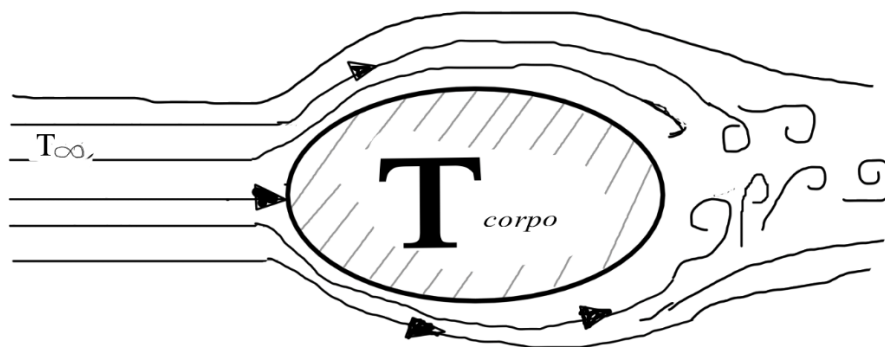
h o coeficiente de transferência de calor por convecção [$\frac{W}{m^2K}$];

A_x a área da superfície por meio do qual a transferência de calor por convecção ocorre;

T_s a temperatura da superfície;

T_∞ a temperatura do fluido suficientemente longe da superfície.

Figura 5 – Resfriamento convectivo de um corpo aquecido



Fonte: Regobello (2007, adaptado).

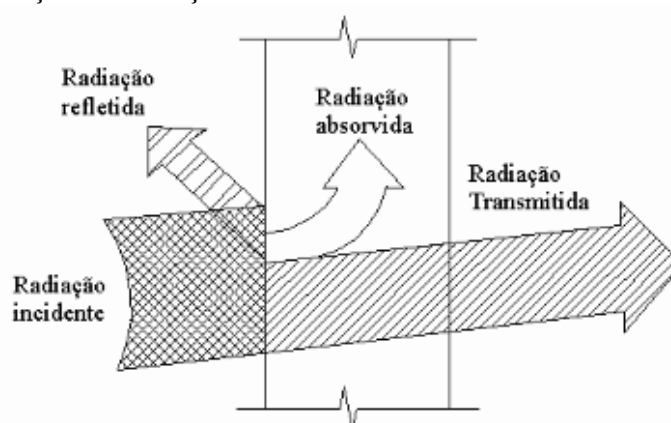
É importante ressaltar que o coeficiente de transferência de calor por convecção h , diferentemente da condutividade térmica, não é uma propriedade do material, mas concerne a um parâmetro definido por meio de experimentos, cujo valor depende não somente do gradiente de temperatura, mas de todas as variáveis que governam o princípio da convecção, tais quais, geometria da superfície, propriedades do fluido, velocidade da massa e natureza do movimento.

Regobello (2007) adapta a elucidação do fenômeno da convecção para a situação de estruturas em situação de incêndio, alegando que a medida que o ar é aquecido, as moléculas de ar da zona aquecida vão se tornando menos densas e tendem a subir, chocando-se com os elementos estruturais, como vigas e lajes. Nesse momento, com o choque das moléculas do fluido em movimento com a superfície dos elementos estruturais, ocorre a transferência de calor por convecção.

2.3 Radiação

A radiação é o mecanismo de transferência de calor que, ao contrário da condução e convecção, não necessita de um meio para se propagar, ocorrendo através das ondas eletromagnéticas. Quando a energia radiante incide sobre uma superfície material parte da radiação se reflete, parte é absorvida e parte é transmitida, como ilustrado na Figura 6 (HOLMAN, 1999).

Figura 6 – Distribuição da radiação incidente



Fonte: (MARTINS, 2000).

Dessa maneira, o balanço energético da radiação pode ser expresso através da Equação 5, considerando os fatores de transmissividade (τ), refletividade (ψ) e absorvidade (α), sendo estas a fração da energia incidente que é transmitida através do corpo receptor, a

fração da energia incidente que é refletida pela superfície do corpo receptor e a fração da energia incidente que é absorvida pelo corpo receptor, respectivamente (MARTINS, 2000).

$$\tau + \psi + \alpha = 1 \quad (5)$$

De um modo geral, tanto a transmissividade quanto a absorptância depende de propriedades como a temperatura e comprimento de onda de radiação, sendo estas explicadas pela Lei de *Kirchhoff* que indica que esses fatores a um determinado comprimento de onda e temperatura de onda são iguais.

Um caso particular da Equação 5 é quando toda a energia incidente de um corpo é absorvida pelo mesmo ($\alpha = 1$), sendo está uma superfície idealizada e comumente denominada como corpo negro. Holman (1999) menciona que a taxa de radiação máxima que pode ser emitida é governada pela Lei de Stefan-Boltzmann, apresentada na Equação 6 e referente a um corpo negro. Ademais, ressalta-se, conforme Çengel e Ghajar (2012) que um corpo negro é também, um perfeito emissor, tendo em vista que sua taxa de emissividade (ϵ) é igual a 1.

$$E_b = \sigma T^4 \quad (6)$$

onde:

E_b é o poder emissivo da radiação incidente [$\frac{W}{m^2}$];

σ é a constante de *Stefan-Boltzmann* igual à $5,67 \times 10^{-8} \frac{W}{m^2 K^4}$;

T é a temperatura absoluta em Kelvin.

Todavia, é intuitivo perceber que um corpo negro é uma situação idealizada de perfeita absorção ou emissão de calor. Em vista disso, a Equação 6 é acrescida do termo da emissividade, variando de 0 a 1, para quantificar a energia emitida do corpo, conforme a Equação 7. Em geral, a emissividade de uma superfície depende do ângulo de radiação, da temperatura da superfície e do comprimento de onda radiante. Entretanto, por simplificação, para uma situação de incêndio, considera-se que a emissividade não é dependente desses fatores, sendo a superfície radiante comumente adotada de superfície de corpo cinzento (REGOBELLO, 2007).

$$E_b = \epsilon \sigma T^4 \quad (7)$$

2.4 Incêndio

2.4.1 Fogo

O fogo, de acordo com a NBR 13860:1997 – Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio – é definido como: “*processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz*”. Inicialmente, nos estudos relacionados ao fogo, determinou-se a teoria, usualmente conhecida como triângulo do fogo (Figura 7), formada por três elementos essenciais: o combustível, o comburente e o calor. Conforme a teoria, a retirada de algum dos três componentes do triângulo seria o causador direto pela extinção do fogo (BRITTEZ, 2011).

Figura 7 – Teoria do Triângulo do Fogo



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Todavia, atualmente, a teoria do triângulo do fogo foi reestruturada e tornou-se dependente de quatro elementos distintos, o calor, o combustível, o comburente e a reação em cadeia, criando-se a teoria do Tetraedro do fogo (Figura 8).

Figura 8 – Teoria do Tetraedro do Fogo



Fonte: (BRITTEZ, 2011).

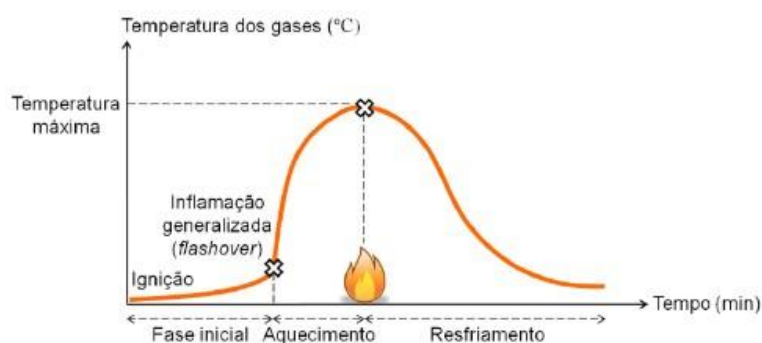
O combustível é qualquer elemento suscetível a entrar em combustão e propagar o fogo, podendo ser sólido, líquido ou gasoso. O comburente é o elemento que associado quimicamente ao combustível, é capaz de fazê-lo entrar em combustão, sendo, na maioria das vezes, o próprio gás oxigênio (O₂). O calor é qualquer energia ativa que permite a combustão entre os dois elementos, além de manter e aumentar subitamente sua propagação. Por fim, a reação química em cadeia é a sequência de reações que ocorrem durante o fogo, produzindo energia ativa, enquanto há comburente e combustível para queimá-lo, dando continuidade ao incêndio (BRITTEZ, 2011; WIESE, 2018).

2.4.2 Curva temperatura-tempo de um incêndio

No caso de estruturas de concreto armado, o incêndio, normalmente, começa em pequenas proporções e o seu desenvolvimento depende da carga inflamável dos itens ignificados², das peculiaridades e da reação dos materiais ao fogo, além da sua distribuição na zona de incêndio a depender da compartimentação dos ambientes (BRITTEZ, 2011).

Segundo Reina (2010), em conformidade ao apresentado por Graças (2005), “o incêndio é indicado como uma curva que fornece a temperatura média dos gases de um ambiente em função do tempo em situação de fogo descontrolado”. Essa curva é caracterizada por possuir dois ramos bem determinados: o crescente e o decrescente. O ramo crescente retrata a ascensão da temperatura até atingir a temperatura máxima e o ramo decrescente o período de resfriamento durante o incêndio. Esse tipo de curva, é descrito por meio de ensaios experimentais em laboratórios, simulando o comportamento real de interesse em chamas. A Figura 9 representa o modelo de um incêndio real com todas as suas respectivas fases.

Figura 9 – Curva temperatura - tempo de um modelo de incêndio real



Fonte: ALBUQUERQUE (2012).

² Do verbo ignificar, possui significado de inflamar, de pôr ou ficar em combustão, transformar algo em fogo.

Na fase inicial, denominada ignição, ocorre o crescimento gradual da temperatura. No entanto, por ser uma reação localizada, a energia térmica liberada é mínima, o que torna a elevação da temperatura lenta e normalmente insuficiente para causar modificações consideráveis nas propriedades dos materiais do concreto. A fase de ignição determina um período conhecido como *pré-flashover*, definido como o estágio ao qual ocorre uma aceleração no crescimento da temperatura, sendo ainda caracterizado por um incêndio localizado e dependente das características dos compartimentos (FERREIRA, 2019).

Se o incêndio não for extinto na fase de ignição, ocorre o ponto denominado *flashover* ou inflamação generalizada que é descrito como o momento em que toda a carga combustível presente no ambiente entra em ignição quase simultaneamente e o incêndio se espalha por todo o compartimento, atingindo sua máxima temperatura. Nesta fase gera-se gradiente térmico elevado e uma redistribuição dos esforços por conta da ação térmica na seção transversal das peças. Ademais, o ponto do *flashover* marca a transição da fase inicial para a fase de aquecimento, sendo está marcada por possuir a maior probabilidade de risco de colapso estrutural ou de perda da integridade dos elementos expostos ao fogo, além do risco a vida humana ser deliberadamente alto (FERREIRA, 2019).

Após o fogo consumir quase todo o material combustível presente, ocorre a redução gradativa da temperatura dos gases nos ambientes, e por consequência, o arrefecimento gradual do incêndio, fase denominada de resfriamento ou *pós-flashover* (FERREIRA, 2019).

Tendo em vista que a simulação de um incêndio real é complexa devido aos inúmeros fatores e particularidades de cada incêndio, modelos matemáticos foram desenvolvidos com a finalidade de simplificar a relação temperatura – tempo de um incêndio real, adotando-se curvas padronizadas como modelo para análises experimentais.

2.4.3 Modelo de incêndio padrão – Curva ISO 834

A curva de incêndio padrão ISO 834 (1999), adotada na NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de Edificações – Procedimentos” é caracterizada por possuir apenas um ramo ascendente, e, por consequência, adotar que a temperatura dos gases seja sempre constante com o tempo, independente da carga inflamável ou das características do ambiente. Além disso, essa curva padronizada diferentemente das curvas de incêndio real, representada na Figura 9, não possui a fase de ignição e resfriamento.

A norma ABNT NBR 14432:2001 define a Equação 8 para determinar a temperatura em função do tempo de incêndio padrão.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (8)$$

onde:

θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no tempo t;

θ_0 é a temperatura do ambiente inicial, geralmente igual à 20 °C;

t é o tempo de incêndio, em minutos.

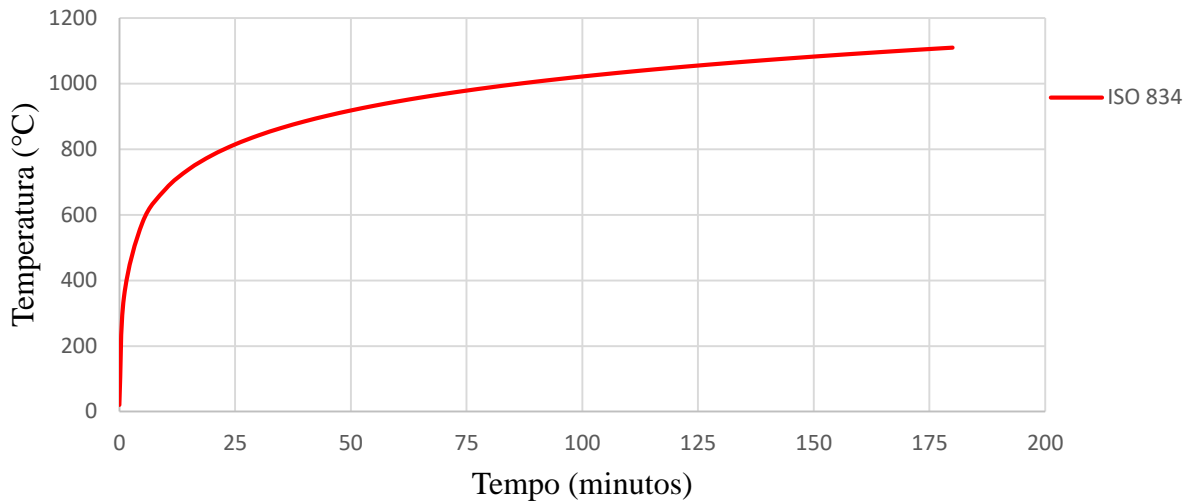
Da Equação 8 resulta a Tabela 1 e Figura 10 que representam a curva de incêndio-padrão. No mais, ressalta-se que por ser um modelo simplificado, essa curva de incêndio possui algumas limitações, tais quais: não levar em consideração a inércia térmica do compartimento, a ventilação e a carga ignificada, e também, o mais importante, a mesma temperatura é considerada em todos os pontos dos elementos, independente das dimensões.

Tabela 1 – Temperaturas conforme modelo de incêndio-padrão

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20	90	1006
5	576	100	1022
10	678	105	1029
15	739	110	1036
20	781	115	1043
25	815	120	1049
30	842	125	1055
35	865	130	1061
40	885	135	1067
45	902	140	1072
50	918	145	1077
55	932	150	1082
60	945	155	1087
65	957	160	1092
70	968	165	1097
75	979	170	1101
80	988	175	1106
85	997	180	1110

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 10 – Curva de temperatura - tempo de um incêndio padrão



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

3 CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 Estruturas de concreto armado

O concreto é o produto da mistura entre cimento, areia, britas e água. Este, é material mais utilizado na construção civil, em virtude de alguns fatores, tais como (AMARAL, 2011):

- A facilidade em se moldar em diferentes formatos, permitindo a confecção de estruturas com geometrias complexas e modernas. Isto porque o concreto fresco é de consistência plástica, podendo ser colocado no interior de qualquer forma pré-fabrica;
- O concreto convencional é produzido por um custo relativamente baixo. O agregado, a água e o cimento, que são os componentes do concreto, são, em geral, baratos e facilmente encontrados em praticamente todas as regiões do mundo.

Ademais, segundo Leonhardt e Monnig (1988), a utilização de barras de aço incorporadas ao concreto serve para absorver os esforços de tração, em decorrência da baixa resistência à tração do concreto convencional. Além disso, devido a aderência entre os materiais, o concreto age na proteção das armaduras a efeitos de corrosão e temperaturas elevadas.

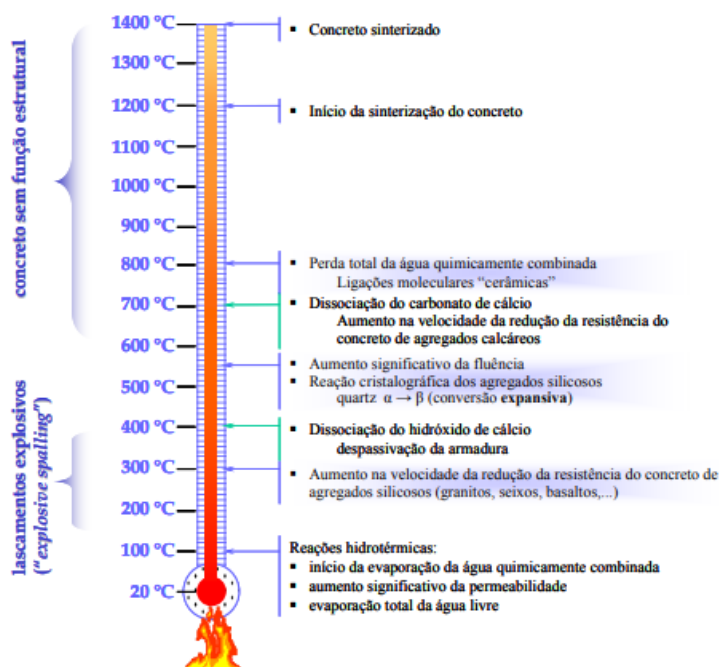
Nesse contexto, ao longo dos séculos o concreto armado vem aumentando sua utilização nos edifícios, em virtude do crescimento urbano vertical existente. Além disso, nesse processo, estruturas cada vez mais esbeltas vêm sendo lançadas gerando um menor gasto de

materiais e elementos com seções transversais reduzidas. No entanto, quando exposto a condições ambientais agressivas, as dificuldades encontradas na análise do comportamento de estruturas de concreto devem-se a aspectos relacionados a heterogeneidade do compósito em questão, que é poroso e multifásico, podendo conter fluidos na forma líquida e gasosa, em virtude dos materiais empregados não possuírem um controle tecnológico rigoroso. (AMARAL, 2011).

3.2 Estruturas de concreto armado sob elevadas temperaturas

O concreto armado possui bom desempenho à compressão e por conta da aderência entre o aço e o concreto, pode ser considerado como um material homogêneo à temperatura ambiente (SOUSA; SILVA, 2015). Contudo, quando exposto a temperaturas acima de 100°C o concreto perde a sua solidariedade entre os materiais e comporta-se como um compósito heterogêneo, por conta das alterações físico-químicas e mineralógica na sua microestrutura, conforme visto na Figura 11 (AMARAL, 2014).

Figura 11 – Alterações físico-químicas e mineralógica na microestrutura do concreto



Fonte: (COSTA, 2008; SOUSA; SILVA, 2015).

Embora aconteça as alterações físico-químicas no concreto endurecido ao ser exposto a temperaturas elevadas, as estruturas, em geral, possuem uma excelente resistência ao incêndio, por conta da sua baixa condutividade térmica, não exalar gases tóxicos ao aquecer e por ser um material não combustível. Dessa forma, a transferência de calor ao longo da seção

transversal não é contínua, mesmo decorrido um longo período de exposição, sendo mais acentuado nos pontos externos e em contato direto com o fogo, enquanto que a região interna não atinge temperaturas tão elevadas (ALMEIDA, 2018).

Apesar disso, atualmente, constata-se que a capacidade resistente do concreto armado nessas circunstâncias é menor em virtude da degradação das propriedades mecânicas dos materiais e da fragmentação superficial explosiva. Além disso, salienta-se que as alterações que acontecem na microestrutura durante a exposição a temperaturas muito altas são provenientes das especificidades dos materiais empregados na mistura e suas proporções utilizadas na dosagem (COSTA; SILVA, 2002).

A fragmentação superficial explosiva, mais conhecida como o fenômeno do *spalling* (Figura 10), acontece dentro do intervalo de 100°C a 600°C, período ao qual a estrutura ainda possui sua capacidade resistente. Esse fenômeno está diretamente relacionado a maneira que a temperatura causa tensões na matriz cimentícia do concreto e a forma que o vapor exerce pressões internas, originando o desprendimento de camadas superficiais. Conforme Reina (2010), concretos com elevado grau de porosidade exibem um acúmulo de umidade alta, e com a ascensão da temperatura isto resulta em descamações graduais no material. Em decorrência disso, há uma súbita redução da resistência do material em virtude da exposição ao fogo e perda de sua área resistente (ALMEIDA, 2018).

3.3 Propriedades termomecânicas do concreto

Consoante ao apresentado no item 3.1, o concreto é um compósito obtido por meio da mistura da pasta de cimento com os agregados graúdos e miúdos que reagem de maneira distinta à medida que são expostos a elevadas temperaturas. Os agregados silicosos, como, granito, arenito e alguns xistos, de acordo com a Figura 11, aumentam a velocidade de redução da resistência do concreto por volta de 300 °C enquanto que nos agregados calcários (calcíticos e dolomíticos) essa redução acontece em torno de 700 °C quando inicia-se a decomposição do carbonato, formando óxidos de cálcio e magnésio. Além disso, por volta de 500 a 600 °C, ocorre a reação cristalográfica³ dos agregados silicosos (FERREIRA, 2019; SOUZA, 2005).

Ademais, conforme a NBR 6118:2014 o concreto pode ser classificado em dois grupos segundo a resistência característica a compressão (F_{ck}) – do inglês, *Feature Compression Know* – O grupo I caracteriza-se pelos concretos com f_{ck} entre 10 MPa e 50 MPa e o grupo II

³ Reação química onde ocorre a conversão expansiva do quartzo α em quartzo β , sendo uma mudança de fase da ordem de 0,85 % (SOUZA, 2005)

concretos com f_{ck} entre 55 MPa e 90 MPa. Diante disso, a seguir, serão apresentadas as propriedades termomecânicas do concreto e suas variações com a temperatura. Salienta-se que para o estudo das propriedades considerou-se agregados silicosos e concretos abaixo de 50 MPa.

3.3.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto diminui de acordo com a elevação da temperatura. Esse decréscimo acontece por meio da consideração do fator de redução $K_{cE,\theta}$. A Equação que governa a redução do módulo de elasticidade é dada de acordo com a Equação 9 fornecida pelo Eurocode 2 (2004), visto que a NBR 15200:2012 não retrata relações para a diminuição do módulo de elasticidade do concreto.

$$E_{c,\theta} = K_{cE,\theta} \times E_c \quad (9)$$

onde:

$E_{c,\theta}$ é o módulo de elasticidade do concreto conforme a elevação da temperatura θ , dado em MPa;

$K_{cE,\theta}$ é o fator de redução adimensional do módulo de elasticidade do concreto conforme a elevação da temperatura θ ;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto a temperatura ambiente, dado em MPa.

Além disso, o módulo de elasticidade do concreto (E_c), segundo a NBR 6118:2014 no item 8.2.8 pode ser dado, para o Grupo I, de acordo com a Equação 10. No mesmo item, ressalta-se que essa Equação deve ser utilizada quando não há ensaios laboratoriais ou não existirem dados mais precisos sobre o concreto aos 28 dias.

$$E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (10)$$

em que:

α_E é igual a 1,0 para concreto com agregados silicosos e 0,9 para concretos com agregados calcários, sendo um fator adimensional;

f_{ck} é resistência característica à compressão do concreto, dada em MPa.

A Tabela 2 demonstra todos os valores do módulo de elasticidade do concreto em função do fator de redução e da temperatura para f_{ck} 25 MPa e agregados silicosos.

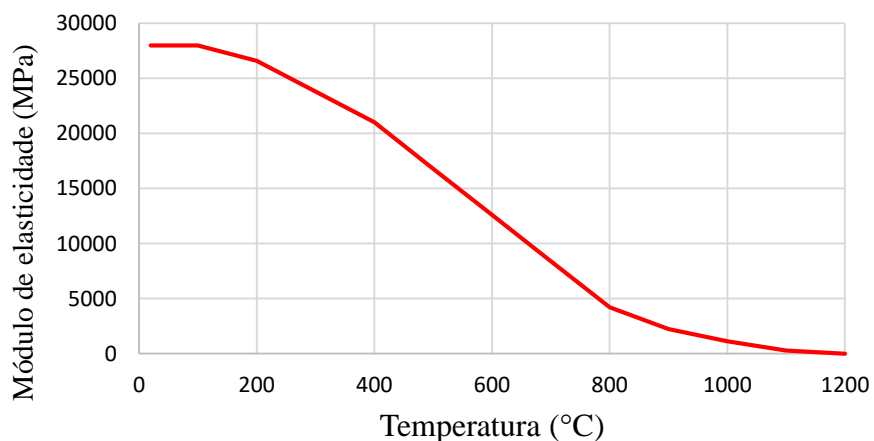
Tabela 2 – Variação do módulo de elasticidade do concreto com a temperatura

Temperatura (°C)	Fator de Redução $K_{cE,\theta}$	Módulo de elasticidade (MPa)
20	1,00	28000
100	1,00	28000
200	0,95	26600
300	0,85	23800
400	0,75	21000
500	0,60	16800
600	0,45	12600
700	0,30	8400
800	0,15	4200
900	0,08	2240
1000	0,04	1120
1100	0,01	280
1200	0,00	0

Fonte: Elaborado pelo autor (2021), baseado no EN 1992 – 1 – 2 (2004).

Da Tabela 2 resulta o gráfico representado pela Figura 12, sendo este, correspondente a variação do módulo de elasticidade (Eixo y) com a temperatura (Eixo x).

Figura 12 – Gráfico da variação do módulo de elasticidade com a temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor (2021), EN 1992 – 1 – 2 (2004).

3.3.2 Calor específico

O calor específico segundo Çengel e Ghajar (2012) é definido como “*Energia necessária para aumentar em 1 °C de uma unidade de massa de uma dada substância*”. Desse modo, quanto maior for o calor específico de uma dada substância, maior será a quantidade de calor que deverá ser fornecida para que ocorram variações de temperatura.

Conforme o anexo C da NBR 15200:2012 e o Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004), o calor específico do concreto seco, ou seja, aqueles com umidade relativa igual à zero ($u = 0\%$), tanto para concretos silicosos quanto calcários, pode ser expresso através da Equação 11.

$$\begin{aligned}
 c_{p,\theta} &= 900, & 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \\
 c_{p,\theta} &= 900 + (\theta - 100), & 100^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 200^{\circ}\text{C} \\
 c_{p,\theta} &= 1000 + \frac{(\theta - 200)}{2}, & 200^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \\
 c_{p,\theta} &= 1100, & 400^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}
 \end{aligned} \tag{11}$$

em que:

$C_{p,\theta}$ é o calor específico do concreto em função da temperatura θ , dado em $[\frac{J}{Kg \cdot ^{\circ}C}]$

Quando a umidade não for ponderada explicitamente nos métodos de cálculos, o calor específico pode ser descrito por um valor constante $C_{p,tot}$, situado em torno de 100 a 115 °C, correspondendo aos valores de pico devido à evaporação livre da água (ABNT NBR 15200:2012). A Tabela 3 apresenta os valores constantes do calor específico expostos na NBR 15200:2012 e Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004).

Tabela 3 – Valores do calor específico de acordo com a umidade do concreto para faixa de temperatura de 100 à 115 °C

Calor específico constante $[\frac{J}{Kg \cdot ^{\circ}C}]$	Umidade
900	0,0 % em peso
1470	1,5 % em peso
2020	3,0 % em peso

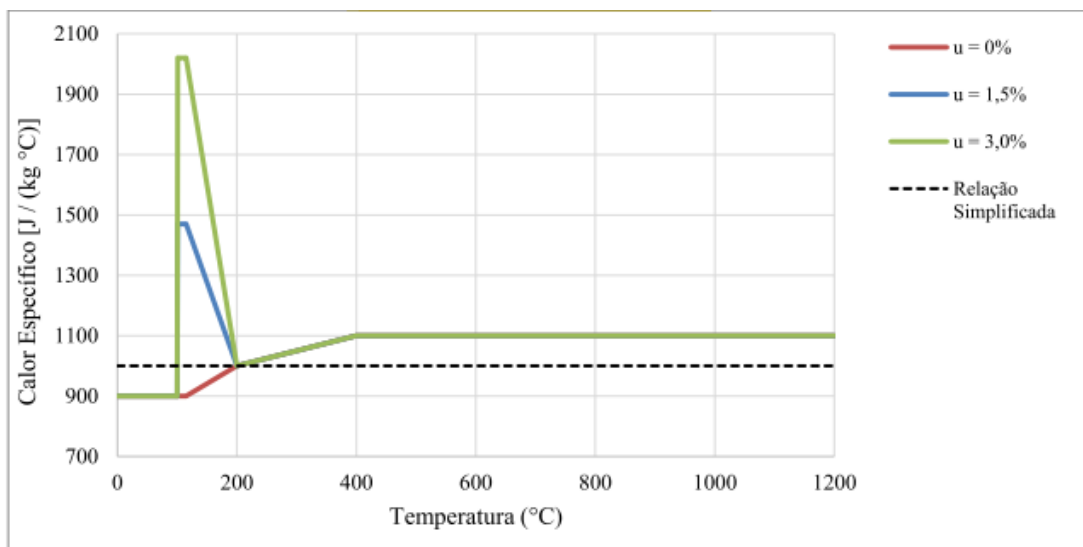
Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992 – 1 – 2 (2004).

Constata-se pela Tabela 3 que o calor específico do concreto aumenta conforme

eleva-se a umidade presente no concreto. Esse fato, de acordo com Ferreira (2019) é atribuído ao alto valor do calor específico da água, sendo este, igual à $1 \frac{J}{Kg.^{\circ}C}$. No mais, a NBR 15200:2012 sugere o valor simplificado de $1000 \frac{J}{Kg.^{\circ}C}$ para o calor específico do concreto, tornando-o independente da temperatura adotada.

A Figura 13 representa a variação do calor específico do concreto em função da umidade considerada.

Figura 13 – Variação do calor específico do concreto com a umidade



Fonte:(ALMEIDA, 2018b).

3.3.3 Massa específica

A massa específica do concreto, sob elevadas temperaturas, varia devido à perda de umidade e a expansão térmica do material, sendo estes influenciados pela mudança na porosidade e dilatação térmica (ALMEIDA, 2018; FERREIRA, 2019).

A NBR 15200:2012 no Anexo C e o Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004) apresentam a variação da massa específica do concreto de acordo Equação 12 para concretos com agregados silicosos e calcários de densidade normal.

$$\begin{aligned}
 \rho_{\theta} &= \rho(20^{\circ}C), & 20^{\circ}C \leq \theta \leq 115^{\circ}C \\
 \rho_{\theta} &= \rho(20^{\circ}C) \cdot \left(1,00 - 0,02 \frac{(\theta - 115)}{85}\right), & 115^{\circ}C \leq \theta \leq 200^{\circ}C \\
 \rho_{\theta} &= \rho(20^{\circ}C) \cdot \left(0,98 - 0,03 \cdot \frac{(\theta - 200)}{200}\right), & 200^{\circ}C \leq \theta \leq 400^{\circ}C
 \end{aligned} \tag{12}$$

$$\rho_{\theta} = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,95 - 0,07 \cdot \frac{(\theta - 400)}{800}\right), \quad 400^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

em que:

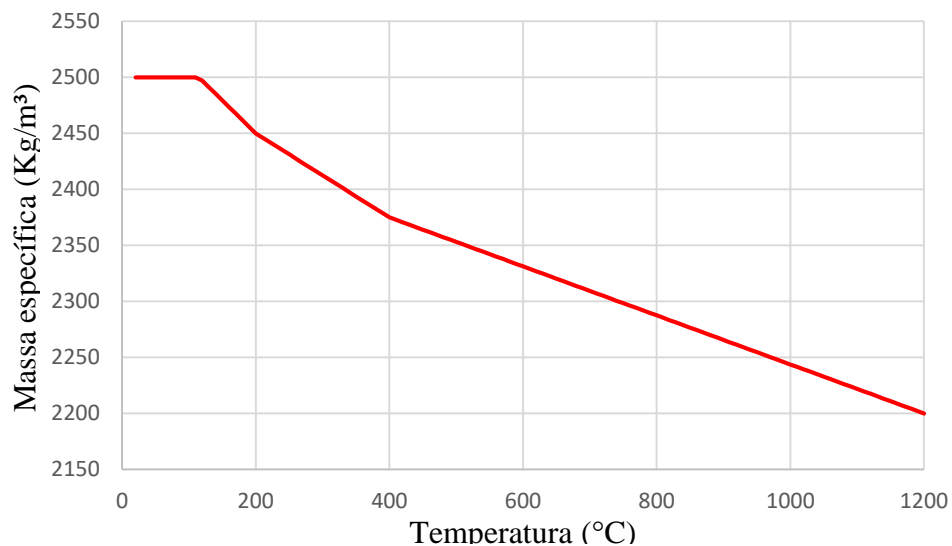
ρ_{θ} é a massa específica do concreto de densidade normal em função da temperatura θ , dada em $\left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}\right]$;

$\rho(20^{\circ}\text{C})$ é a massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente, dada em $\left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}\right]$.

Ressalta-se ainda que a NBR 6118:2014 determina que quando a massa específica real do concreto seja desconhecida, pode-se utilizar para concreto simples $\rho = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$ e para concreto armado o valor de $\rho = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$.

A Figura 14 mostra a variação da massa específica do concreto armado dada de acordo com a Equação 12.

Figura 14 – Variação da massa específica do concreto de acordo com a temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 15200:2012 e EN 1992 – 1 – 2 (2004).

Destaca-se ainda que, na prática, os estudos recentes demonstram que a variação da massa específica é menor do que a apontada pela Equação 12, sendo uma alteração de cerca de

12 % (COSTA, 2008). Além disso, devido à influência da variação da massa específica ser relativamente pequena pode-se considerá-la constante quando exposto a elevadas temperaturas (SCHLEICH, 2005).

3.3.4 Resistência a compressão

A resistência à compressão do concreto diminui com o aumento da temperatura. Essa redução é estimada por meio de um coeficiente redutor ($K_{c,\theta}$), de acordo com a NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2 (2004) e é representado através da Equação 13.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (13)$$

onde:

$f_{c,\theta}$ é a resistência característica à compressão do concreto dependente da temperatura θ adotada, dada em MPa;

$k_{c,\theta}$ é o coeficiente redutor da resistência do concreto, sendo um valor adimensional;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em temperatura ambiente [MPa].

O coeficiente redutor da resistência do concreto é um valor tabelado, variando de acordo com o tipo de agregado, podendo este ser silicosos ou calcários, e também, com o aumento da temperatura. A Tabela 4 apresenta os valores especificados conforme a EN 1992-1-2 (2004). No mais, enfatiza-se que a adoção de tal norma como referência é explicado pelo fato da NBR 15200:2012 tratar unicamente concretos com agregados silicosos, com massa específica entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³ e indicar o uso da norma europeia para análise de materiais que não estejam em conformidade ao estipulado (FERREIRA, 2019).

Tabela 4 – Valores para o coeficiente redutor da resistência à compressão do concreto

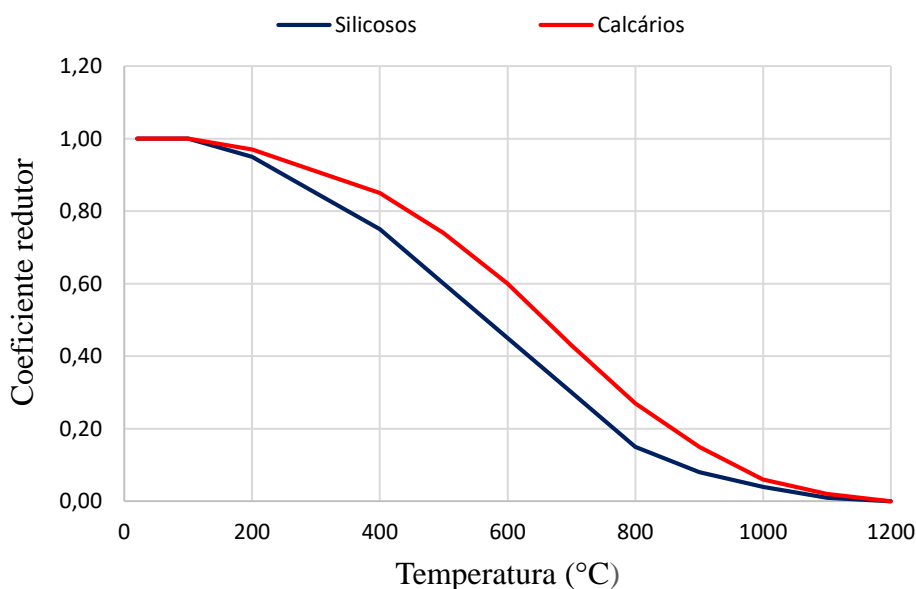
Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta}$ (adimensional)	
	Agregados silicosos	Agregados calcários
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91

400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004).

A partir dos valores da Tabela 4, observa-se que a resistência à compressão dos concretos silicosos apresentam comportamento inferior aos concretos calcários quando expostos ao fogo. A Figura 15 representa de maneira visual os valores expostos na Tabela 4.

Figura 15 – Coeficientes de redução da resistência à compressão de concretos silicosos e calcários



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004).

3.3.5 Resistência a tração

De maneira similar à apresentada sobre a resistência à compressão do concreto, a resistência à tração do concreto sofre uma redução de acordo com o aumento da temperatura,

embora, comumente, esta seja desprezada tanto para a temperatura ambiente quanto para temperaturas elevadas (SOUSA; SILVA, 2015). Por conta disso, a NBR 15200:2012 não dispõe os coeficientes redutores para a minoração dessa resistência. Contudo, caso haja a necessidade de consideração dessa propriedade, deve-se adotar a Equação 14, imposta pelo EN 1992-1-2 (2004).

$$f_{ctk,\theta} = k_{t,\theta} \cdot f_{ctk} \quad (14)$$

onde:

$f_{ctk,\theta}$ é a resistência característica à tração do concreto de acordo com a temperatura θ , dada em MPa;

$k_{t,\theta}$ é o coeficiente redutor da resistência característica do concreto, sendo um valor adimensional;

f_{ctk} é a resistência característica à tração do concreto em temperatura ambiente, dado em MPa.

Para o coeficiente redutor, a Eurocode 2: parte 1 -2 (2004) informa que na ausência de dados precisos, deve-se utilizar as formulações propostas na Equação 15 para obter os respectivos valores para cada temperatura.

$$\begin{aligned} k_{t,\theta} &= 1,00, & 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \\ k_{t,\theta} &= 1,00 - 1,00 \cdot \frac{(\theta - 100)}{500}, & 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600^{\circ}\text{C} \\ k_{t,\theta} &= 0,00, & 600^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (15)$$

Na Tabela 5 estão indicados alguns valores do coeficiente redutor à tração do concreto extraídos da Equação 15.

Tabela 5 – Valores dos coeficientes redutores da resistência à tração do concreto

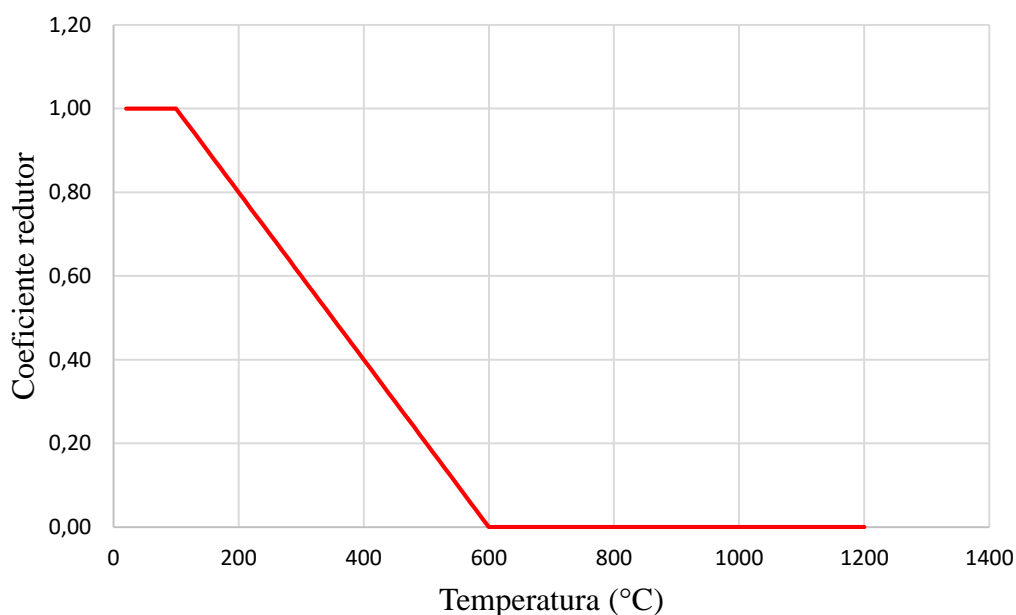
Temperatura (°C)	Fator redutor ($k_{t,\theta}$)	Temperatura (°C)	Fator redutor ($k_{t,\theta}$)
20	1,00	600	0,00
50	1,00	700	0,00
100	1,00	800	0,00

200	0,80	900	0,00
300	0,60	1000	0,00
400	0,40	1100	0,00
500	0,20	1200	0,00

Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004).

Da Tabela 5 resulta a Figura 16 que representa a curva do coeficiente redutor da resistência à tração do concreto.

Figura 16 – Curva do coeficiente redutor da resistência à tração do concreto



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004).

3.3.6 Diagrama tensão – deformação

A NBR 6118:2014 define que a distribuição de tensões de compressão no concreto a temperatura ambiente é feita por meio de uma parábola-retângulo com tensão máxima calculada de acordo com a Equação 16.

$$\sigma_{m\acute{a}xima} = \alpha f_{cd} \quad (16)$$

onde:

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto em temperatura constante, dada por $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ e expressa em MPa;

α é o redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto, sendo um valor adimensional igual à 0,85 para concretos de classe até C50.

O valor $\alpha = 0,85$, segundo Carvalho (2014) *apud* Fusco (1995), é o resultado da multiplicação de três fatores $0,85 = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 0,75$. O primeiro fator, refere-se ao fato da resistência ser obtida com ensaios de corpos de prova; a segunda, leva em consideração o aumento da resistência do concreto ao longo e após os 28 dias de idade, e o último fator, é decorrente do efeito Rusch, que mostra que, à medida que o tempo aumenta, a resistência a compressão do corpo de prova, sob carga permanente, diminui.

A NBR 15200:2012 e o Eurocode 2: parte 1-2 (2004) sugerem a Equação 17 para a elaboração do diagrama tensão-deformação do concreto sob elevadas temperaturas.

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{3 \cdot \varepsilon_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (17)$$

em que:

$\sigma_{c,\theta}$ é a tensão de compressão do concreto de acordo com a temperatura, dada em MPa;

$f_{c,\theta}$ é o valor da resistência à compressão do concreto sob elevadas temperaturas, dado em MPa;

$\varepsilon_{c,\theta}$ é a deformação linear específica do concreto sob elevadas temperaturas, sendo um valor adimensional;

$\varepsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica do concreto correspondente à resistência máxima do concreto, sendo um valor adimensional;

A NBR 15200:2012 determina os valores das deformações lineares específicas máximas e últimas, conforme exibido na Tabela 6.

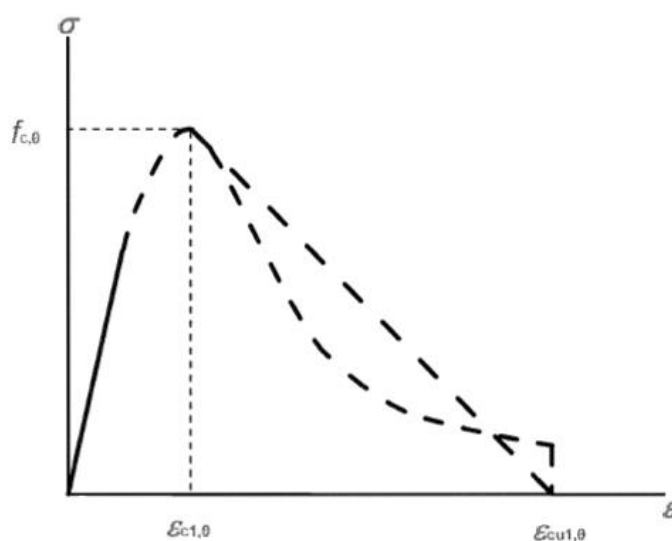
Tabela 6 – Deformações específicas e últimas do concreto de acordo com a temperatura

Temperatura (°C)	$\epsilon_{c1,\theta}(\%)$	$\epsilon_{cu,\theta}(\%)$
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

Fonte: NBR 15200:2012.

A relação constitutiva do concreto sob compressão, de acordo com a NBR 15200:2012 e o EN 1992-1-2 (2004) é representada pelas curvas da tensão – deformação expressa no Figura 17.

Figura 17 – Relação tensão-deformação do concreto sob elevadas temperaturas



Fonte: Eurocode 2: parte 1 – 2 (2004).

Do Gráfico, nota-se, um ramo ascendente em que a deformação aumenta de acordo com o incremento de tensão até atingir o valor máximo da resistência a compressão ($f_{c,\theta}$) em que a partir daí inicia-se a deformação linear específica última do concreto. Esse ramo descendente representa a plastificação do concreto e é permitido a sua adoção conforme a NBR 15200:2012.

3.3.7 Alongamento térmico relativo

O alongamento térmico relativo do concreto de densidade normal, conforme a NBR 15200:2012 no seu anexo C e o EN 1992-1-2 (2004) é uma propriedade que varia de acordo com o tipo de agregado adotado na composição, podendo ser silicosos ou calcários, e também, com a elevação da temperatura, sendo as formulações para cada um identificado pela Equação 18 e 19, respectivamente.

- Concretos com agregados silicosos:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c,\theta} &= 9 \times 10^{-6}\theta_c + 2,3 \times 10^{-11}\theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4}, & 20^\circ C \leq \theta_c < 700^\circ C \\ \varepsilon_{c,\theta} &= 1,4 \times 10^{-2}, & 700^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C \end{aligned} \quad (18)$$

- Concretos com agregados calcários:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c,\theta} &= 6 \times 10^{-6}\theta_c + 1,4 \times 10^{-11}\theta_c^3 - 1,2 \times 10^{-4}, & 20^\circ C \leq \theta_c < 805^\circ C \\ \varepsilon_{c,\theta} &= 1,2 \times 10^{-2}, & 805^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C \end{aligned} \quad (19)$$

onde:

$\varepsilon_{c,\theta}$ é o alongamento térmico relativo do concreto em função da temperatura adotada, sendo um valor adimensional;

θ é a temperatura do concreto, dada em graus Celsius.

No mais, o alongamento térmico relativo pode ser simplificado, tornando a relação constante entre o aumento da temperatura e a propriedade (NBR 15200:2012). A expressão que representa essa simplificação está descrita por meio da Equação 20.

$$\varepsilon_{c,\theta} = 1,8 \times 10^{-5}(\theta - 20) \quad (20)$$

Na Tabela 7 estão representados alguns valores referentes as equações 18,19 e 20 a respeito do alongamento térmico relativo.

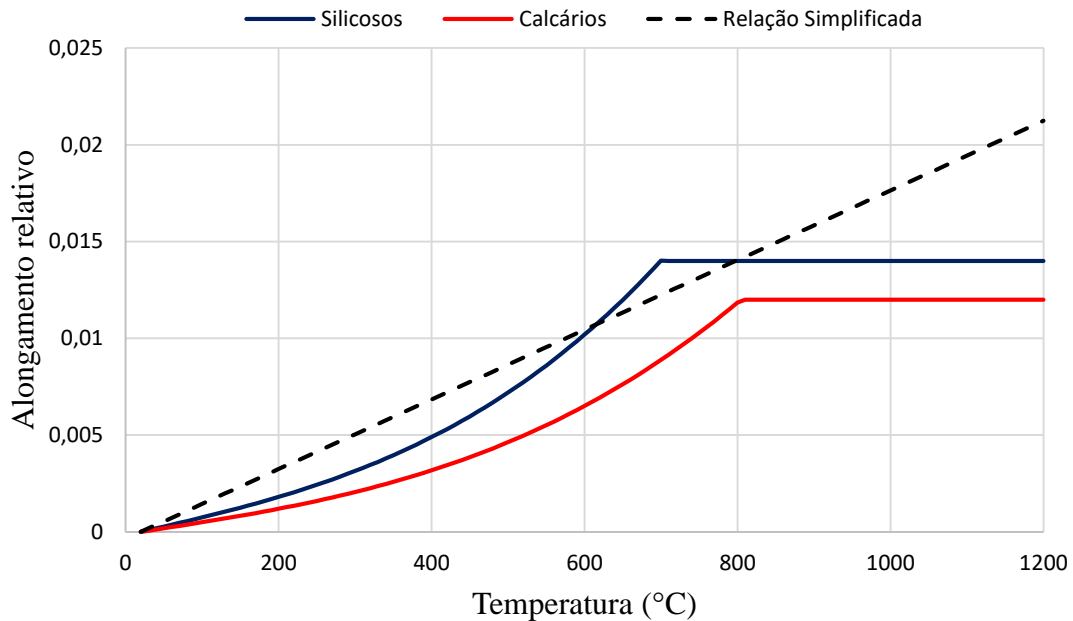
Tabela 7 – Valores do alongamento térmico relativo em função da temperatura

Temperatura (°C)	Alongamento térmico relativo (%)		
	Agregado siliciosos	Agregado calcários	Relação simplificada
20	0,000018	0,0000112	0
100	0,0743	0,0494	0,144
200	0,1804	0,1192	0,324
300	0,3141	0,2058	0,504
400	0,4892	0,3176	0,684
500	0,7195	0,463	0,864
600	1,0188	0,6504	1,044
700	1,4009	0,8882	1,224
800	1,4000	1,1848	1,404
900	1,4000	1,2000	1,584
1000	1,4000	1,2000	1,764
1100	1,4000	1,2000	1,944
1200	1,4000	1,2000	2,124

Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2 (2004).

Ademais, na Figura 18 observa-se as curvas definidas de acordo com as equações 18,19 e 20 para a variação do alongamento específico do concreto em função da temperatura e do tipo de agregado.

Figura 18 – Alongamento térmico relativo do concreto em função da temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2 (2004).

3.3.8 Condutividade térmica

A condutividade térmica é uma propriedade dos materiais que está intimamente relacionada à sua capacidade de transportar calor pelo mecanismo de condução. Para o concreto, a condutividade térmica é definida de acordo a sua composição, sendo dependente tanto das propriedades dos agregados quanto da porosidade da pasta de cimento (ALMEIDA, 2018b).

Conforme Britez (2011), “*embora a condutividade térmica do concreto dependa de todos os seus componentes, esta é em grande parte governada, também, pelo tipo de agregado usado*”, isso, devido ao fato dos agregados ocuparem cerca de 70 % do concreto endurecido. No mais, outro fator de grande influência diz respeito ao teor de umidade, tendo em vista que os vazios da microestrutura da pasta cimentícia é preenchida por água ou ar que tendem a retardar a absorção do calor (COSTA, 2008).

A Tabela 8 apresenta valores da condutividade térmica dos materiais constituintes do concreto, considerando temperatura normal.

Tabela 8 – Condutividade térmica dos materiais que compõem o concreto para temperatura ambiente

Material/Elemento	Condutividade térmica (W/m°C)
Agregados	0,7 – 4,2
Concretos saturados	1,0 – 3,6
Pastas de cimento endurecidas (saturadas)	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Fonte: (BRITTEZ, 2011).

A Equação 21 é recomendada tanto pela NBR 15200:2012 quanto pelo EN 1992-1-2 (2004) para obtenção da condutividade térmica de concretos com agregados silicosos em função da temperatura.

$$\lambda_{c,\theta} = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\theta}{100} + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (21)$$

onde:

$\lambda_{c,\theta}$ é a condutividade térmica do concreto de acordo com a temperatura, dada em $\frac{W}{m \cdot ^\circ\text{C}}$;

θ é a temperatura adotada do concreto, dado em graus Celsius.

Além da Equação 21, o EN 1992-1-2 (2004) ainda define uma Equação para representar o limite superior da condutividade térmica, proveniente de ensaios experimentais com estruturas de aço e concreto. Esse limite está descrito de acordo com a Equação 22.

$$\lambda_{c,\theta} = 2,00 - 0,2451 \cdot \frac{\theta}{100} + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (22)$$

Ressalta-se que segundo a NBR 15200:2012, para a condutividade térmica do concreto o valor mínimo estipulado e constante é igual à 1,30 W/m°C.

A Tabela 9 apresenta os valores calculados pela NBR 15200:2012 e pelo EN 1992-1-2 (2004) em conformidade com as equações 21 e 22.

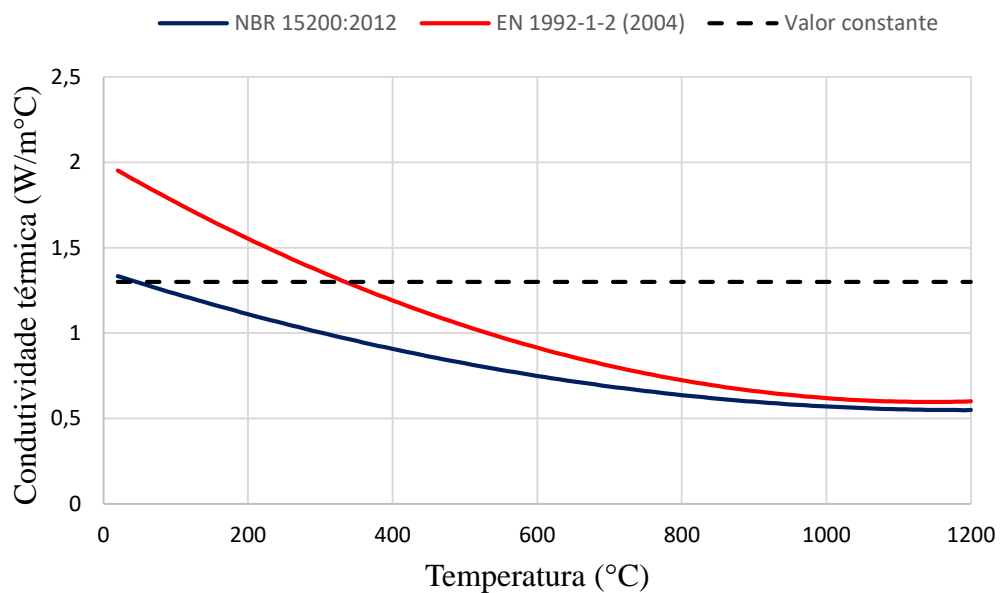
Tabela 9 – Valores da condutividade térmica do concreto em função da temperatura

Temperatura (°C)	Condutividade térmica (W/m°C)		
	NBR 15200:2012	EN 1992-1-2 (2004)	Valor constante
20	1,333	1,951	1,30
100	1,229	1,765	1,30
200	1,110	1,552	1,30
300	1,003	1,361	1,30
400	0,907	1,190	1,30
500	0,822	1,042	1,30
600	0,749	0,914	1,30
700	0,687	0,808	1,30
800	0,636	0,724	1,30
900	0,597	0,660	1,30
1000	0,570	0,619	1,30
1100	0,553	0,598	1,30
1200	0,548	0,599	1,30

Fonte: Elaborado pelo autor, com base na NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2 (2004).

A Figura 19 representa visualmente as curvas definidas pelas equações 21 e 22 referente à condutividade térmica do concreto exposto a elevadas temperaturas.

Figura 19 – Curvas da condutividade térmica do concreto em função da temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, com base na NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2 (2004).

3.4 Propriedades termomecânicas do aço

O aço, no geral, apresenta propriedades térmicas mais sensíveis comparada ao concreto, muito embora, para a análise termo estrutural, as propriedades térmicas sejam desprezadas em virtude da consideração que a presença do aço não altera significativamente a distribuição da temperatura no concreto, pois a pequena área das barras é insuficiente para desenvolver gradientes de temperatura nas seções transversais (COSTA, 2008).

A seguir, serão apresentadas as propriedades termomecânicas do aço e suas variações em função da temperatura.

3.4.1 Módulo de elasticidade

Assim como para o concreto, o módulo de elasticidade do aço também diminui de acordo com o aumento da temperatura. Essa redução, semelhante ao apresentado para o concreto, é estimada por um coeficiente redutor ($k_{sE,\theta}$) em conformidade ao exposto pela NBR 15200:2012. A Equação 23 representa a formulação proposta pelo código normativo vigente.

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (23)$$

em que:

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço em função da temperatura θ , dado em MPa;

$k_{sE,\theta}$ é o coeficiente redutor do módulo de elasticidade do aço, sendo um valor adimensional;

E_s é o módulo de elasticidade normal do aço, dado em MPa.

O coeficiente redutor $K_{Es,\theta}$ é especificado pela NBR 15200:2012 através da Tabela 10, dependente do tipo de aço, podendo ser CA-50 ou laminados a quente e CA-60 ou encruados a frio.

Tabela 10 – Valores dos coeficientes redutores do módulo de elasticidade do aço

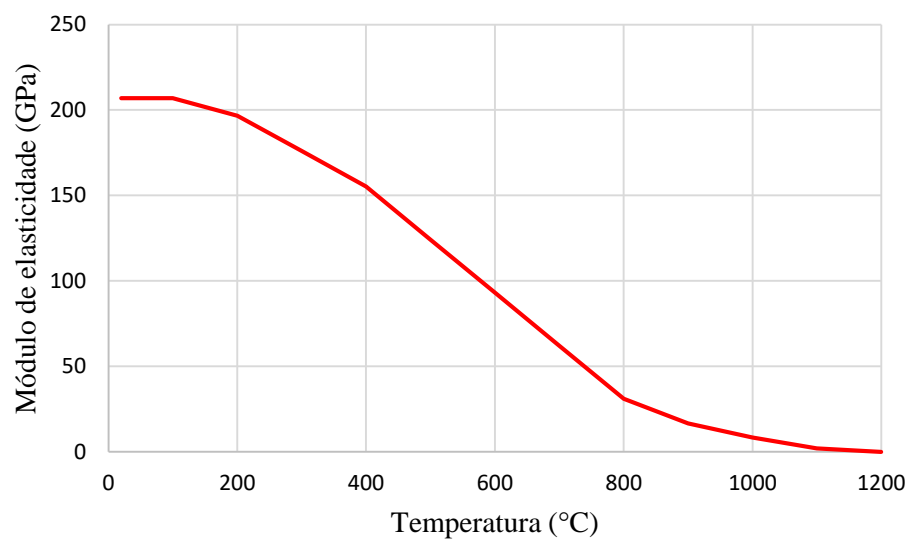
Temperatura do aço (°C)	Coeficiente redutor ($k_{Es,\theta}$)	
	CA – 50	CA – 60
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,90	0,87

300	0,80	0,72
400	0,70	0,56
500	0,60	0,40
600	0,31	0,24
700	0,13	0,08
800	0,09	0,06
900	0,07	0,05
1000	0,04	0,03
1100	0,02	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: (FERREIRA, 2019).

O gráfico representado pela Figura 20, demonstra a variação do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura.

Figura 20 – Variação do módulo de elasticidade do aço com a temperatura



Fonte: NBR 15200:2012.

3.4.2 Calor específico

O calor específico do aço é formulado de acordo com a NBR 14323:2013 e o EN 1993-1-2 (2005) através da Equação 24, independentemente do tipo de aço a ser utilizado, podendo ser tanto laminado a quente quanto encruado a frio.

$$\begin{aligned}
c_{s,\theta} &= 425 + 7,730 \cdot 10^{-1} \cdot \theta - 1,690 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^2 + 2,200 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^3 & 0 \leq \theta < 600^\circ\text{C} \\
c_{s,\theta} &= 666 + \frac{13002}{738 - \theta}, & 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C} \\
c_{s,\theta} &= 545 + \frac{17820}{\theta - 731}, & 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \\
c_{s,\theta} &= 650, & 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}
\end{aligned} \tag{24}$$

onde:

$c_{s,\theta}$ é o calor específico do aço por unidade de massa em função da temperatura θ [J/(kg°C)];
 θ é a temperatura do aço, dado em graus Celsius.

No mais, a NBR 14323:2013 sugere o valor estimado de 650 J/(kg.°C) para o calor específico do aço, tornando-o independente da temperatura (FERREIRA, 2019). A Tabela 11 apresenta valores de referência do calor específico do aço para determinadas temperaturas.

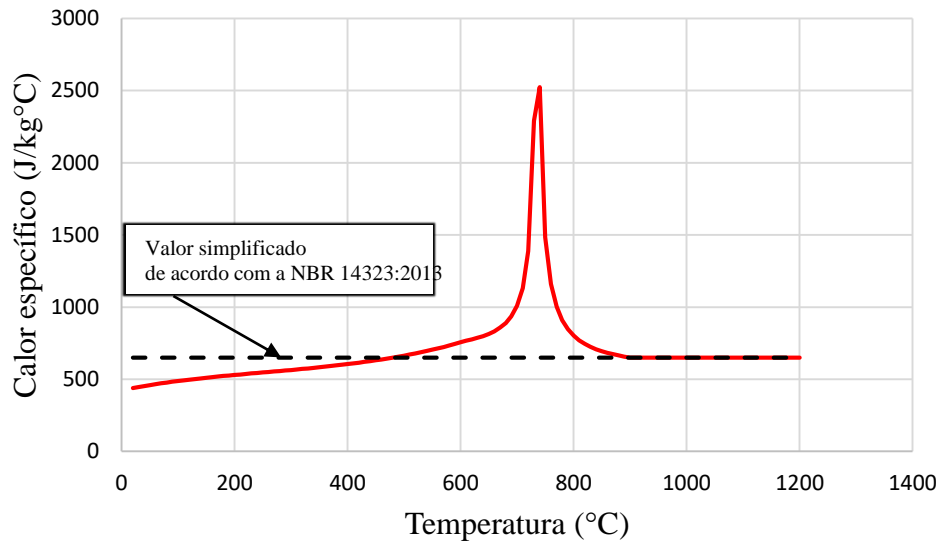
Tabela 11 – Valores do calor específico do aço em função da temperatura

Temperatura (°C)	Calor específico ($\frac{J}{kg^\circ C}$)	Temperatura (°C)	Fator redutor ($\frac{J}{kg^\circ C}$)
20	1,00	600	0,00
50	1,00	700	0,00
100	1,00	800	0,00
200	0,80	900	0,00
300	0,60	1000	0,00
400	0,40	1100	0,00
500	0,20	1200	0,00

Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 14323:2013.

Da Tabela 11, origina-se a Figura 21 com as curvas do calor específico em função da temperatura. Salienta-se que por volta de 740 °C há uma descontinuidade do calor específico. Segundo Ferreira (2019) *apud* Costa (2008) “*essa descontinuidade é atribuída a uma perda das propriedades magnéticas do aço que são readquiridas com o seu resfriamento*”, fenômeno denominado “Ponto Curie”.

Figura 21 – Curvas do calor específico do aço em função da temperatura



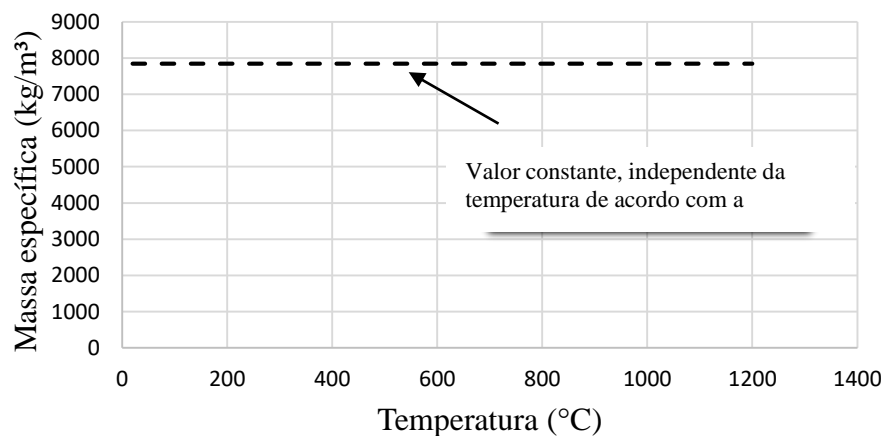
Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 14323:2013.

3.4.3 Massa específica

A massa específica do aço, diferentemente do concreto, é uma propriedade que independe da temperatura, assumindo valor constante no intervalo de $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$. Esse valor, é estimado tanto pela NBR 14323:2013 quanto pelo EN 1993-1-2 (2005), sendo igual à 7850 kg/m^3 . Conforme Ferreira (2019) *apud* Lomba (2011) esse fato é atribuído a microestrutura do aço ser estável e bem definida em elevadas temperaturas.

A Figura 22 demonstra visualmente o comportamento da massa específica do aço em função da temperatura θ adotada.

Figura 22 – Variação da massa específica do aço em função da temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 14323:2013 e EN 1993-1-2 (2005).

3.4.4 Resistência ao escoamento do aço

A resistência ao escoamento do aço, assim como para o concreto, decresce com o aumento da temperatura. A redução da resistência a compressão e tração são expressas pela Equação 25 por meio da minoração da resistência através de um coeficiente redutor ($k_{s,\theta}$), conforme a NBR 15200:2012 e EN 1993-1-2 (2005).

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (25)$$

onde:

$f_{yk,\theta}$ é a resistência característica do aço de acordo com a temperatura, dado em MPa;

$k_{s,\theta}$ é o coeficiente redutor da resistência característica do aço, sendo um valor adimensional;

f_{yk} é a resistência característica do aço à temperatura ambiente, dado em MPa.

A NBR 15200:2012 e o EN 1993-1-2 (2005) especificam os valores dos coeficientes redutores por meio da Tabela 12. Atribuindo-se diferentes valores a depender do tipo de aço, podendo ser CA – 50 ou CA – 60.

Tabela 12 – Valores dos coeficientes redutores para a resistência característica do aço

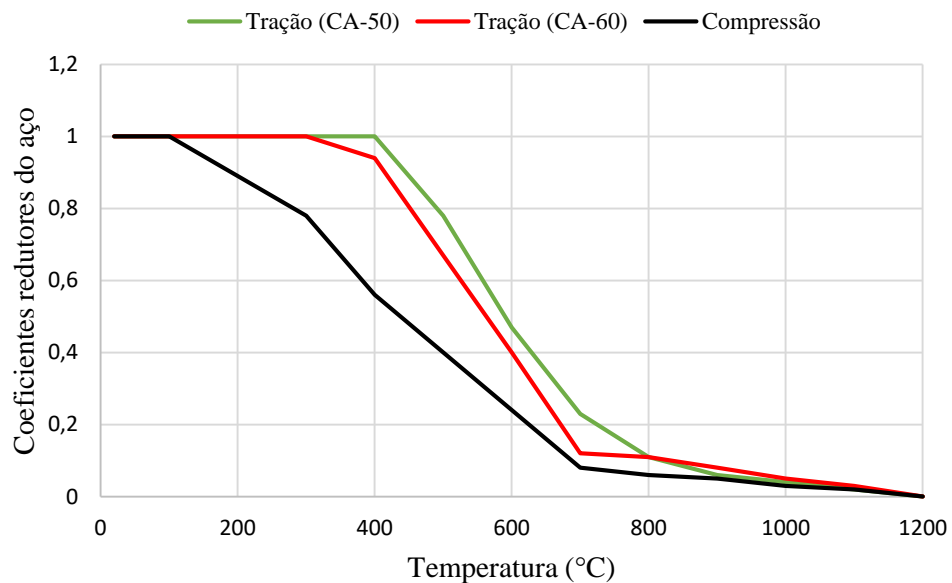
Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta}$ (adimensional)		
	Tração		Compressão
	CA – 50	CA – 60	CA – 50 ou CA – 60
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,94	0,56
500	0,78	0,67	0,40
600	0,47	0,40	0,24
700	0,23	0,12	0,08
800	0,11	0,11	0,06
900	0,06	0,08	0,05
1000	0,04	0,05	0,03

1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: (ALMEIDA, 2018a), baseado na NBR 15200:2012.

Da Tabela 12 resulta a Figura 23 com as curvas referentes aos coeficientes redutores da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura.

Figura 23 – Curvas dos coeficientes redutores da resistência característica do aço

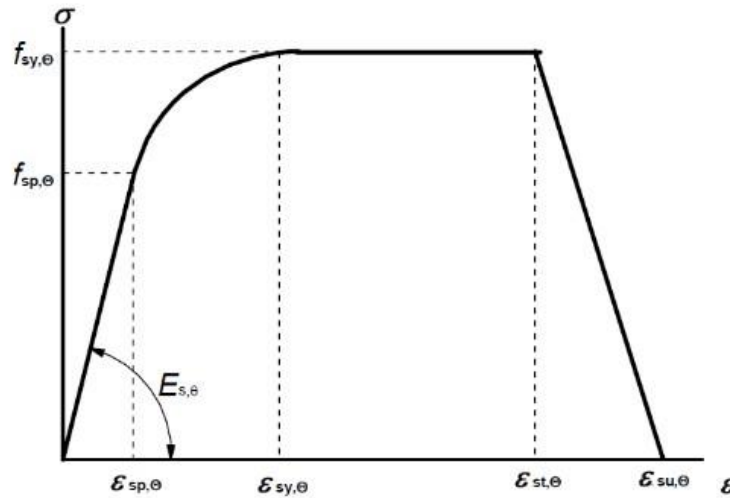


Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 15200:2012 e EN 1993-1-2 (2005)

3.4.5 Diagrama tensão – deformação

O diagrama tensão – deformação do aço sob temperaturas elevadas, conforme NBR 15200:2012 e o EN 1992-1-2 (2004), é representado de acordo com a Figura 24. Ferreira (2019) *apud* Costa (2008) reiteram que a temperatura ambiente, o aço é considerado um material elastoplástico, podendo ser retratado por um diagrama tensão – deformação bilinear. Os autores ainda comentam que na situação de incêndio, tal consideração deixa de ser plausível, pois acima dos 100 °C a região elasto-plástica que sucede o limite elástico é muito vasta.

Figura 24 – Diagrama tensão - deformação do aço sob temperaturas elevadas



Fonte: NBR 15200:2012 e EN 1992-1-2 (2004).

Da Figura 24 observa-se quatro fases distintas e bem definidas na composição constitutiva do diagrama tensão – deformação, no primeiro momento, verifica-se o comportamento linear da deformação à medida que incrementa-se a tensão aplicada, até atingir o valor $f_{sp,\theta}$, correspondente à tensão de proporcionalidade do aço. Em seguida, advém uma curva com desempenho elastoplástico em que acontece o encruamento do aço até atingir a tensão de escoamento $f_{sy,\theta}$. Na terceira fase, acontece o escoamento das barras, onde a tensão não se altera com o aumento da deformação e, por fim, no último momento ocorre a diminuição da tensão até se atinja a ruptura do material.

A NBR 15200:2012, o EN 1992-1-2 (2004) e o EN 1993-1-2 (2005) descrevem as equações 26, 27 e 28 para traçar os diagramas tensão – deformação dos aços.

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s,\theta} &= \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}, & se \ 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{sp,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2}, & se \ \varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{sy,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{sy,\theta}, & se \ \varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{st,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{sy,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right) \right], & se \ \varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{su,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= 0, & se \ \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{su,\theta}
 \end{aligned} \tag{26}$$

em que:

$$\begin{aligned}
 a^2 &= (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}}) \\
 b^2 &= c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \\
 c &= \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}
 \end{aligned} \tag{27}$$

$$\varepsilon_{sp,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{E_{s,\theta}} \tag{28}$$

onde:

$\sigma_{s,\theta}$ é a tensão do aço em função da temperatura;

$\varepsilon_{s,\theta}$ é a deformação do aço em função da temperatura;

$\varepsilon_{sp,\theta}$ é o limite de proporcionalidade na deformação;

$\varepsilon_{sy,\theta}$ é a deformação de escoamento, sendo igual a 0,02;

$\varepsilon_{st,\theta}$ é o limite de deformação para resistência ao escoamento;

$\varepsilon_{su,\theta}$ é a deformação de ruptura;

$f_{sp,\theta}$ é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço;

$f_{sy,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço.

Salienta-se que os parâmetros de deformação $\varepsilon_{st,\theta}$ e $\varepsilon_{su,\theta}$ dependem da ductilidade e da classe do aço. A NBR 6118:2014 sugere os valores de 5% e 10% para as deformações, respectivamente.

3.4.6 Condutividade térmica

Para o cálculo da condutividade térmica do aço em função da temperatura, a NBR 14323:2012 e o EN 1993-1-2 (2005) adotam a Equação 29, independente da classe de aço escolhida.

$$\begin{aligned}
 \lambda_{s,\theta} &= 54 - 3,33 \times 10^{-2} \cdot \theta, & \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C} \\
 \lambda_{s,\theta} &= 27,3, & \text{para } 800^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{29}$$

onde:

$\lambda_{s,\theta}$ é a condutividade térmica do aço em função da temperatura θ , dada em $W/m^{\circ}C$.

Além da Equação 29, para modelos simplificados, a condutividade térmica do aço pode ser considerada independente da temperatura e constante, igual à $45 W/m^{\circ}C$, conforme estabelecido pela NBR 14323:2013. A Tabela 13 representa valores de referências da condutividade térmica em função da temperatura.

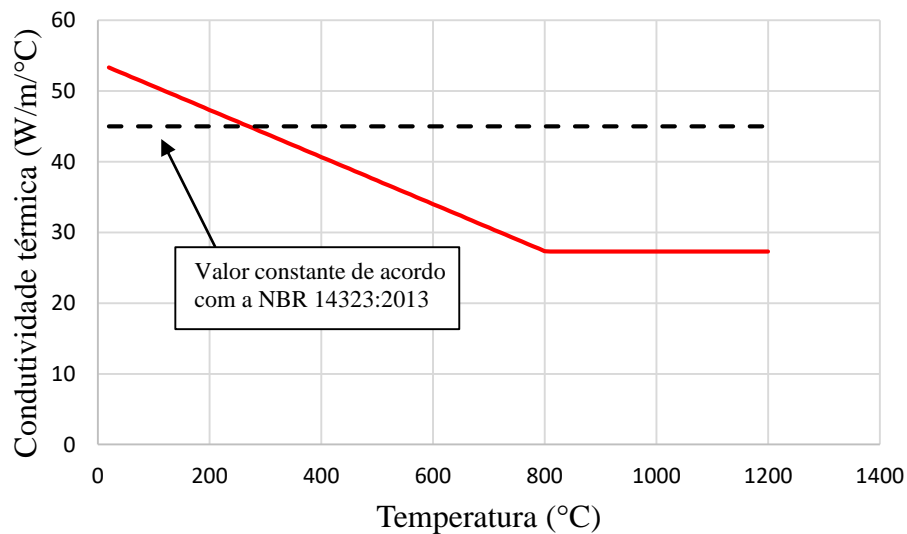
Tabela 13 – Valores da condutividade térmica do aço em função da temperatura

Temperatura ($^{\circ}C$)	Condutividade térmica ($\frac{W}{m^{\circ}C}$)	Temperatura ($^{\circ}C$)	Condutividade térmica ($\frac{W}{m^{\circ}C}$)
20	53,33	600	34,02
50	52,33	700	30,69
100	50,67	800	27,36
200	47,34	900	27,30
300	44,01	1000	27,30
400	40,68	1100	27,30
500	37,35	1200	27,30

Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 14323:2013.

A Figura 25 apresenta as curvas que representam a condutividade térmica do aço em função da temperatura.

Figura 25 – Variação da condutividade térmica do aço em função da temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado na NBR 14323:2013.

3.4.7 Alongamento térmico relativo do aço

A NBR 14323:2013, o EN 1992-1-2 (2004) e o EN 1993-1-2 (2005) utilizam a Equação 30 para obter o alongamento térmico relativo do aço, ou ainda, deformação térmica específica, do aço carbono, em função da temperatura.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s,\theta} &= -2,41 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta^2 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{s,\theta} &= 1,100 \times 10^{-2} && \text{para } 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{s,\theta} &= -6,200 \times 10^{-3} + 2,000 \times 10^{-5} \times \theta && \text{para } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}\end{aligned} \quad (30)$$

em que:

$\varepsilon_{s,\theta}$ é o alongamento térmico relativo em função da temperatura [adimensional];

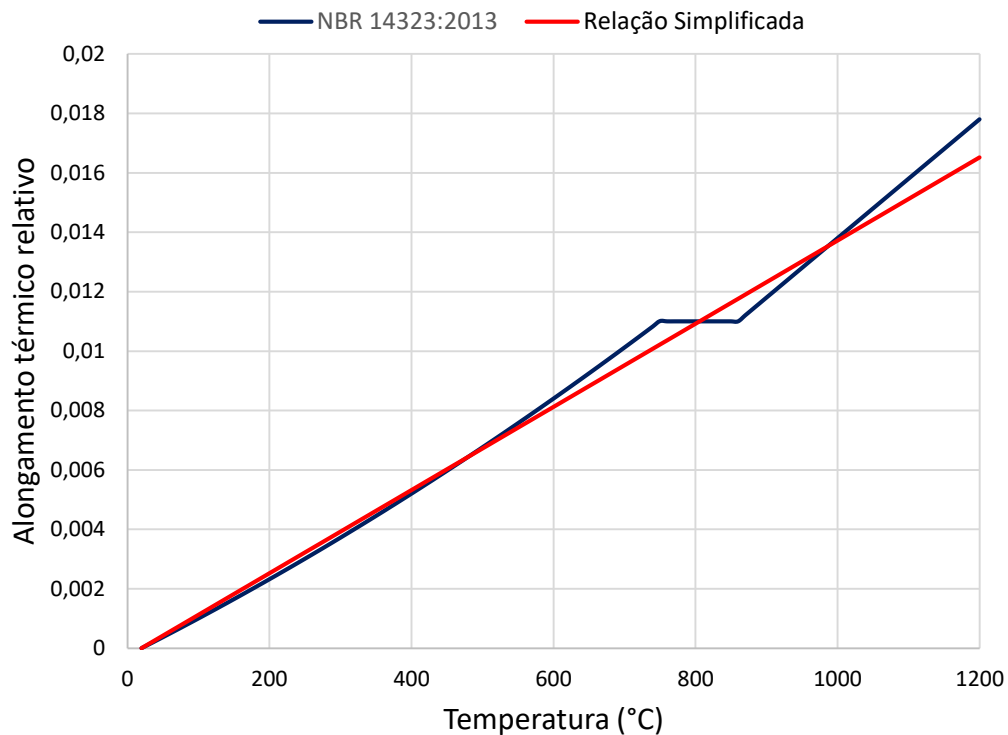
θ é a temperatura do aço em um dado instante de tempo, em graus Celsius;

A NBR 14323:2013 sugere ainda uma simplificação para o alongamento térmico, tornando a variação linear com o incremento de temperatura (Equação 31).

$$\varepsilon_{s,\theta} = 1,400 \times 10^{-5} \cdot (\theta - 20) \quad (31)$$

Das Equações 30 e 31 obtém-se o gráfico da evolução do alongamento térmico relativo em função do aumento da temperatura, como pode ser visualizado na Figura 26.

Figura 26 – Alongamento térmico relativo do aço em função da temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em: NBR 14323:2013; EN 1992-1-2 (2004); EN 1993-1-2 (2005).

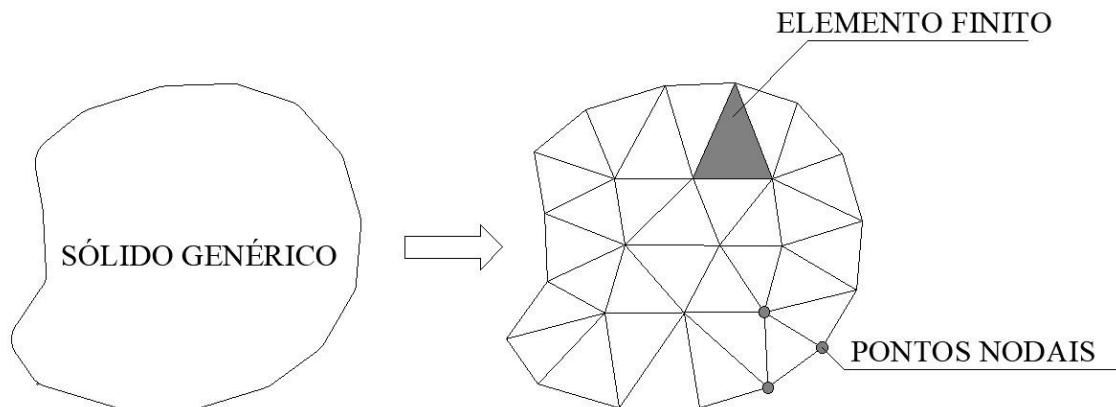
4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Todo fenômeno físico, independente da sua natureza, é descrito por meio de formulações matemáticas, leis físicas, equações algébricas e premissas do Cálculo Diferencial e Integral (CESARINO, 2018). Desse modo, todo fenômeno físico é governado por um modelo matemático que representa de maneira simplificada um sistema real ou abstrato.

Os modelos matemáticos consistem em um conjunto de equações que representam de forma quantitativa, as hipóteses que foram usadas na construção do modelo. Desse modo, com a popularização de computadores com alta capacidade de processamento, diversas áreas de exata, tem feito um intensivo uso de técnicas e métodos computacionais para desenvolver modelos matemáticos que visam diversas aplicações cotidianas (CESARINO, 2018).

Dentre os métodos de análise numérica, destaca-se o método dos elementos finitos (MEF) que, segundo Moraes (2015), consiste na discretização (subdivisão) de domínios em um número limitado de elementos polinomiais básicos, que permitem, por meio da resolução das aproximações em seus pontos nodais, chegar-se a aproximação da estrutura como um todo (Figura 27).

Figura 27 – Discretização em finitos elementos de um sólido genérico



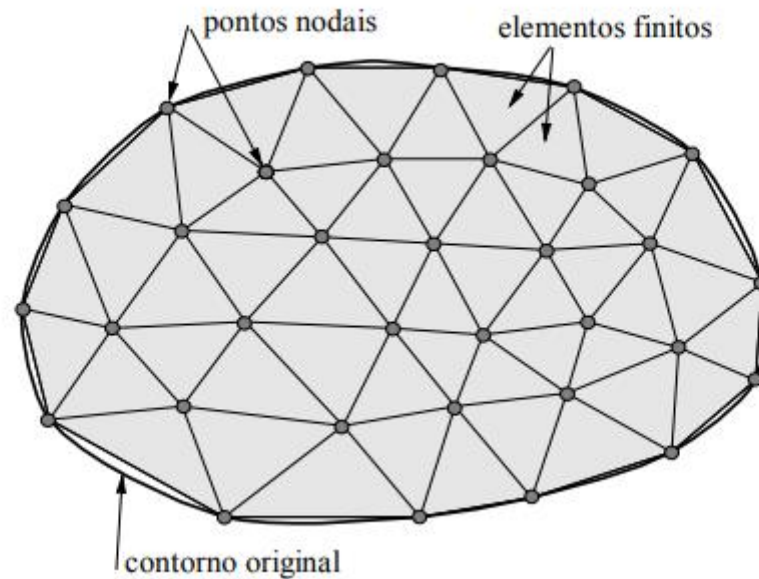
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Antes do aparecimento do MEF, a análise dos meios contínuos era efetuada através de sistemas de equações baseados nas séries de Fourier que por conta da sua complexidade só eram aplicáveis a meios contínuos homogêneos e geometria simples (AZEVEDO, 2003). Com a difusão do MEF, os métodos analíticos tornaram-se preferenciais na análise de sistema heterogêneos sujeitos às condições de contorno diversificadas, em virtude da discrepância obtida nos resultados quando comparado às soluções encontradas com o MEF (ANJOS, 2019).

O MEF é utilizado para analisar o comportamento de qualquer sistema físico que seja regido por meio de equações diferenciais ou integrais, como da mecânica dos sólidos ou da condução de calor (SORIANO, 2009). Segundo Kane (1994), o MEF, embora consiga uma boa modelagem das condições de contorno e seja aplicado em uma gama de variedade de elementos, para problemas em meios infinitos, este, não pode ser aplicado com grande eficiência em virtude da exigência de uma discretização maior do domínio e refinamento extremo da malha.

A malha de elementos finitos (Figura 28) representa o conjunto dos pontos nodais oriundos da subdivisão da estrutura e deve-se aproximar da real geometria analisada (ANJOS, 2019). Sendo assim, o equacionamento do método é obtido com a somatória dos resultados de cada subdivisão realizada. Dessa maneira, o aumento do refinamento da malha tende a convergir para a solução mais próxima da exata, embora, o aumento substancial do refinamento demande mais tempo e maior custo computacional (TAVARES, 1998). Logo, de acordo com Martha (1994), as condições de convergência e a acurácia das soluções do MEF não dependem somente da formulação dos elementos, mas também da malha gerada para analisar o problema.

Figura 28 – Malha de elementos finitos em um sólido arbitrário



Fonte: Souza (2003).

A principal vantagem do método concerne no fato da equação de movimento do sistema global ser obtida por meio do agrupamento das equações determinadas de forma individual para cada elemento finito que é utilizado na modelização. Cada movimento, e em qualquer ponto do elemento, é obtido por interpolação, sendo, frequentemente, as funções de interpolação ou de forma polinômios de grau reduzido e igual para todos os elementos (TAVARES, 1998).

A formulação do MEF, segundo Azevedo (2003), necessita a presença de uma equação integral, que seja admissível substituir a integral de domínio complexo (de volume V_d) por um somatório de integrais correspondentes, modificados por sub domínios simples (de volume V_i). Tal equação pode ser representada por uma integral de volume de uma função f , como descrito na Equação 30.

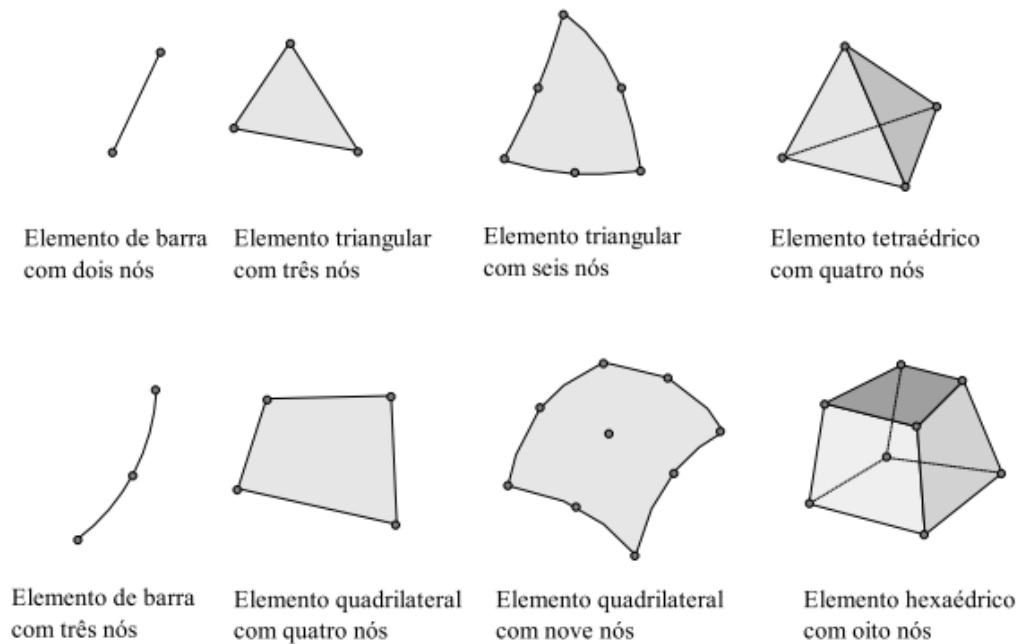
$$\int_{V_d} f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (30)$$

em que, pressupõe-se V de acordo com a equação 31.

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (31)$$

O somatório descrito pelo segundo membro da Equação 30 representa a montagem do domínio, processo mais conhecido como assemble. Cada sub domínio V_i corresponde a um elemento finito com geometria simples (Figura 29), sendo o somatório de todos eles semelhante ao que acontece em estruturas reticuladas, como barras lineares, em que a união dos elementos é efetuada por meio de nós.

Figura 29 – Diferentes tipos de elementos finitos



Fonte: Souza (2003).

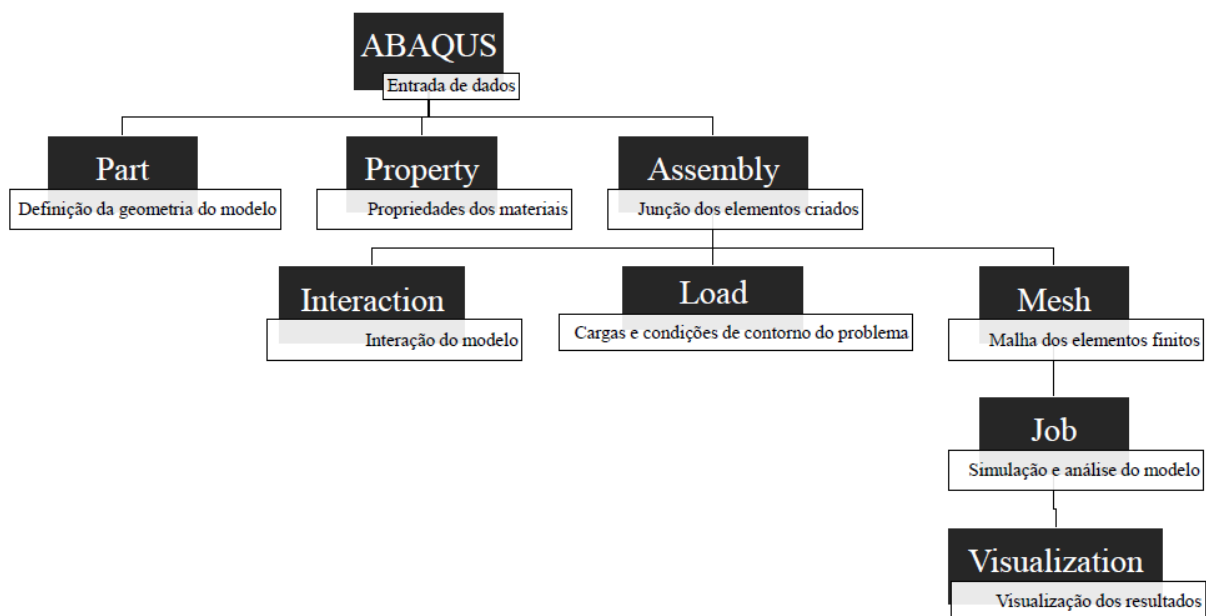
4.1 Descrição do software ABAQUS®

O ABAQUS é um *software* de Engenharia, baseado no Método dos Elementos Finitos, empregado na simulação de diversos problemas que envolvem relações constitutivas lineares e não-lineares, além de outros processos, como, fluidos, interação sólido-fluido etc. Dentre os problemas que podem ser modelados numericamente têm-se: eventos dinâmicos, estáticos, térmicos, eletromagnéticos, elétricos, etc. O ABAQUS é capaz de modelar o comportamento e geometria de fenômenos complexos e da maioria dos materiais usualmente empregados na Engenharia, tais como, metais, compósitos, polímeros, borracha, concreto reforçado e matérias geotécnicas (VIEIRA, 2019).

A simulação e análise de um dado fenômeno pode ser descrito, dentro do *software*, por três fases sucessivas: fase de pré-processamento, simulação (*job*) e pós-processamento (VIEIRA, 2019).

Na etapa de pré-processamento, os dados de entrada do modelo são fornecidos pelo usuário, por meio dos módulos constituintes do programa (Figura 30). Cada módulo possui diversas ferramentas de entradas para idealizar de forma real o modelo, seguindo um sequenciamento lógico do fornecimento de dados. Uma descrição detalhada do funcionamento de cada módulo, das suas ferramentas e outros assuntos relacionados podem ser encontrados no manual do ABAQUS intitulado *ABAQUS User's Manual* ou ainda, nas notas explicativas do *ABAQUS 6.13 Release Notes*.

Figura 30 – Módulos constituintes para análise de modelos do software ABAQUS

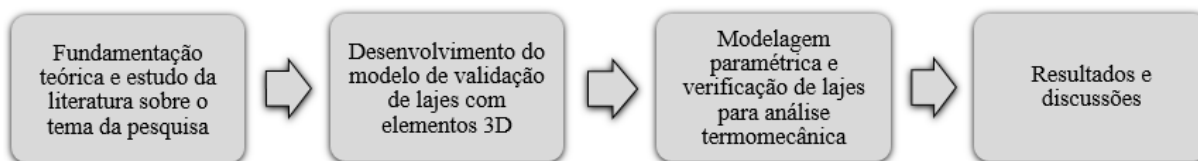


Fonte: Elaborado pelo autor.

5 METODOLOGIA

Nesta seção apresenta-se os procedimentos metodológicos utilizados para alcançar os objetivos propostos. No fluxograma representado pela Figura 31, tem-se o sequenciamento das atividades – envolvendo o estudo da literatura e de informações teóricas pertinentes ao trabalho, à validação dos modelos por meio da utilização do *software* ABAQUS® e as simulações computacionais realizadas, envolvendo análises mecânicas, térmicas e termomecânicas.

Figura 31 – Delineamento da pesquisa e sequenciamento adotado



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A metodologia de pesquisa classifica-se em natureza exploratória e descritiva, com objetivos quantitativos, por meio de modelagens e análises de casos com auxílio da mecânica computacional para obtenção de resultados.

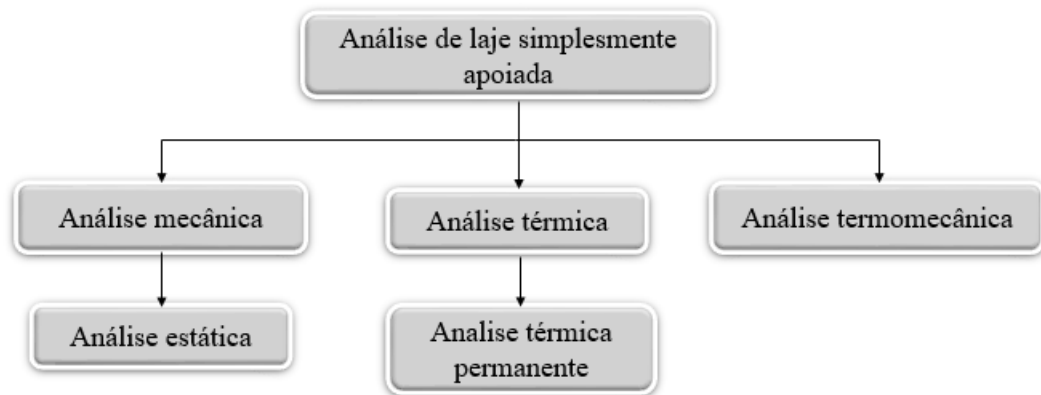
As análises estruturais propostas neste trabalho serão realizadas em duas situações: validação do modelo de placas utilizando elementos 3D por meio do *software* ABAQUS® para análise mecânica, térmica e termomecânica e análise termomecânica paramétrica de lajes maciças em concreto armado. A escolha do sistema foi baseada na necessidade de detalhar os elementos em concreto armado sob condições termomecânicas, particularmente envolvendo o incêndio.

5.1 Estudo paramétrico do modelo de laje simplesmente apoiada

Por meio do *software* ABAQUS® serão obtidos os resultados para uma laje simplesmente apoiada submetida à carga distribuída e variações térmicas, conforme fluxograma da Figura 32. Em uma fase inicial de pré-processamento do *software*, insere-se os dados para a construção da geometria do modelo escolhido. Em seguida, escolhe-se o tipo de análise – mecânica, térmica ou termomecânica – que será desenvolvida.

Para essas análises, é necessário contemplar todas as especificidades do modelo, tais como propriedades do material, condições de contornos, cargas, temperaturas e refinamento da discretização da malha.

Figura 32 – Fluxograma das análises adotadas para o modelo de laje

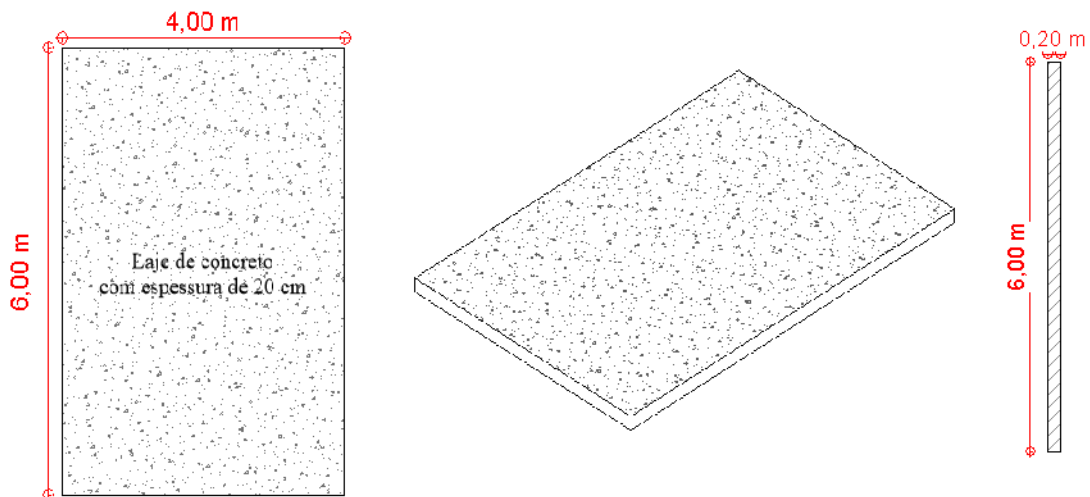


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

5.1.1 Modelo mecânico estático

O modelo de validação da utilização do *software* ABAQUS® para análises mecânicas consistiu em um estudo paramétrico de uma laje simplesmente apoiada, com carga distribuída de 10 KN/m^2 ao longo da sua superfície (Figura 33).

Figura 33 – Modelo de laje simplesmente apoiada



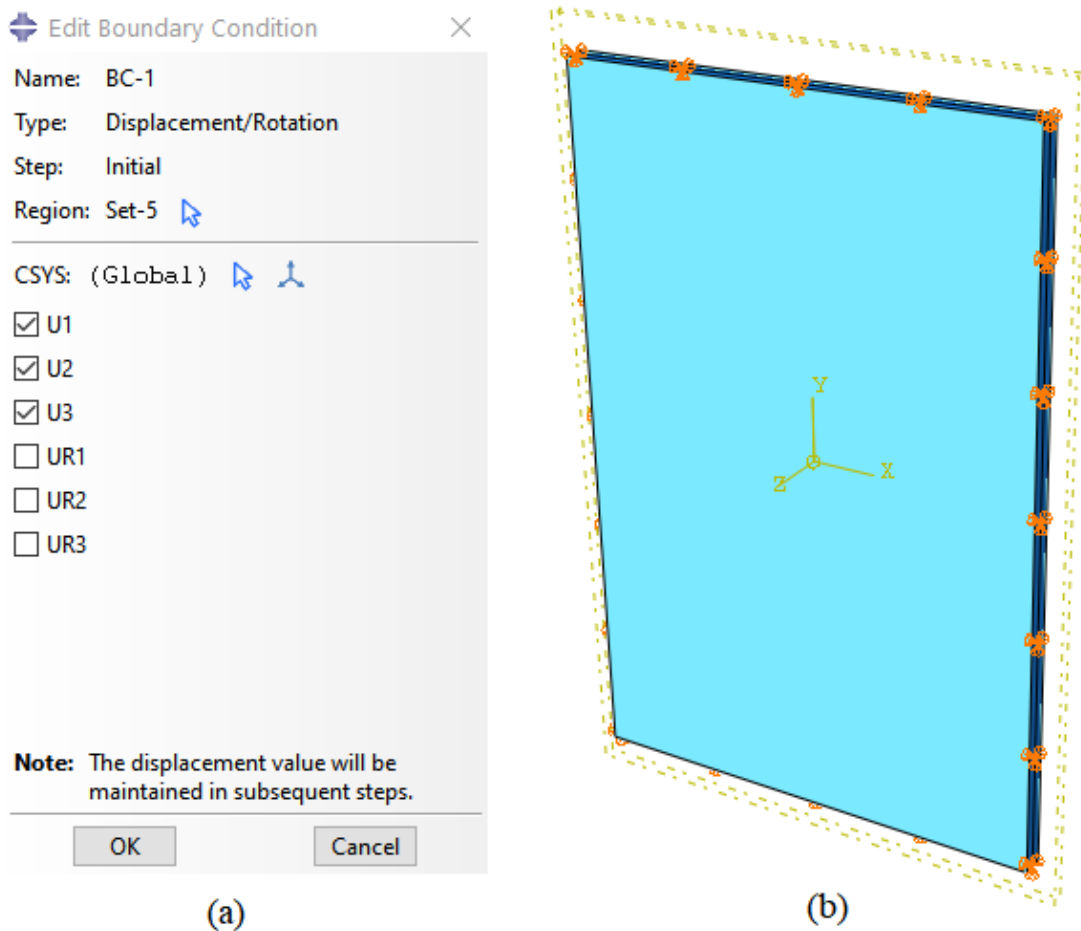
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A análise utilizada foi do tipo *General, Static*, sendo uma das principais etapas disponíveis no ABAQUS® para simular problemas lineares e não lineares estáticos. Para o presente trabalho, utiliza-se uma análise estática linear com uma solução obtida por meio de

uma série de incrementos com pequenas iterações.

As condições de apoio adotadas (Figura 34 (a)) foram as restrições em $U1$, $U2$ e $U3$ na superfície média da placa, equivalente à linha neutra, de modo que não tenha deslocamento ao longo das coordenadas x , y e z (Figura 34 (b)).

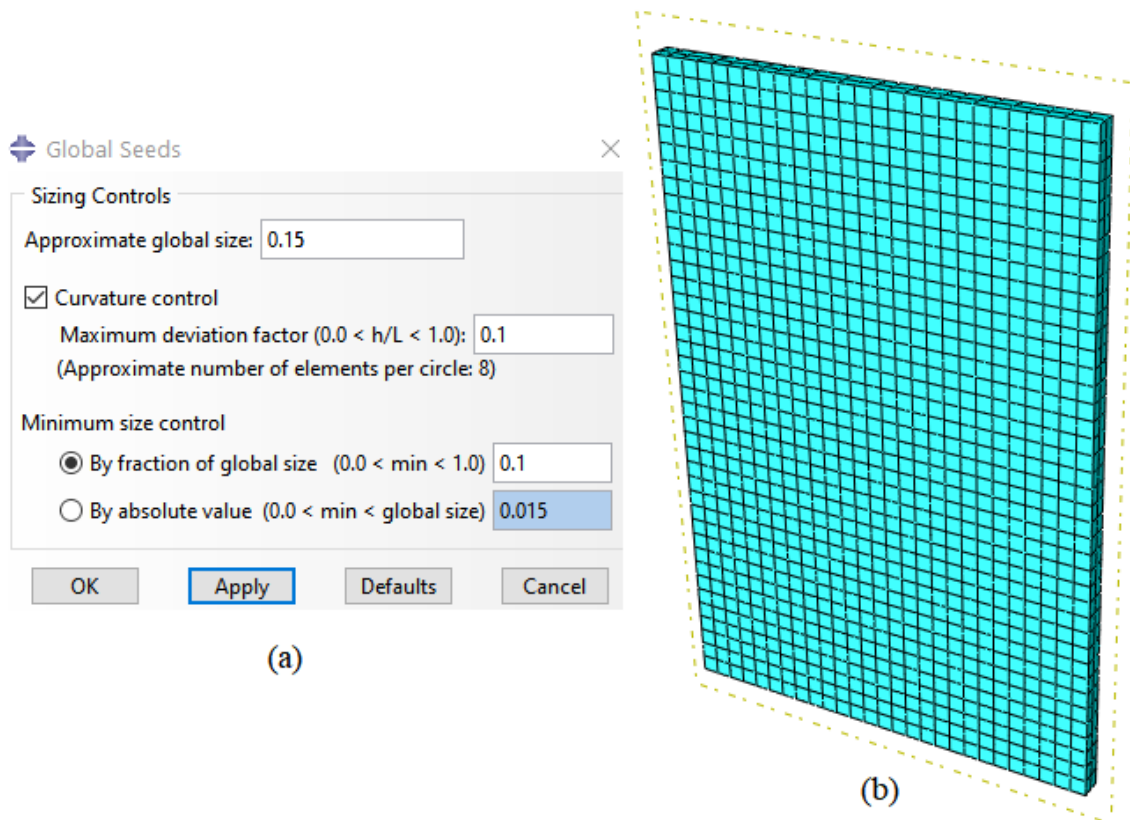
Figura 34 – Condições de contorno da laje: (a) restrições de apoio; (b) representação 3D



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A malha (Figura 35 (a)) foi discretizada em dois elementos ao longo da espessura da placa e em 27 elementos ao longo da superfície no eixo X e em 40 elementos ao longo da superfície no eixo Y (Figura 35 (b)). Discretizou-se a malha de elementos finitos nesse tamanho afim de permitir uma boa aproximação dos resultados com um tempo computacional conveniente para a análise do modelo numérico.

Figura 35 – Discretização do modelo em MEF: (a) refinamento da malha; (b) 3D



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os parâmetros de entradas para aplicação do modelo foram considerados conforme o tipo de material adotado – concreto – segundo a ABNT NBR 6118:2014, conforme Tabela 14. Ressalta-se que o módulo de elasticidade foi calculado para um f_{ck} de 25 MPa.

Tabela 14 – Tabela com as propriedades do modelo mecânico estático

Propriedades	Valores
Densidade	2500 $\frac{Kg}{m^3}$
Módulo de elasticidade	21287360000 Pa $[\frac{N}{m^2}]$
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os resultados obtidos foram confrontados aos encontrados de acordo com a solução de Navier. Esta solução é um método difundido para transformar equações diferenciais em equações algébricas, facilitando, consideravelmente, as operações matemáticas necessárias (SZILARD, 2004).

Para obter os resultados, como tensão máxima na direção x e y , momentos fletores máximo na direção x e y e flecha no centro da laje utilizou-se as Equações 35 à 39. As deduções das equações podem ser encontradas no estudo da teoria de placas finas com pequenas deformações não sendo o foco do presente trabalho.

$$M_x = \pi^2 D \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\left(\frac{m}{a} \right)^2 + \nu \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right] W_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{b} \quad (35)$$

$$\sigma_x = - \frac{Ez}{1 - \nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (36)$$

$$M_x = \pi^2 D \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\left(\frac{n}{b} \right)^2 + \nu \left(\frac{m}{a} \right)^2 \right] W_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{b} \quad (37)$$

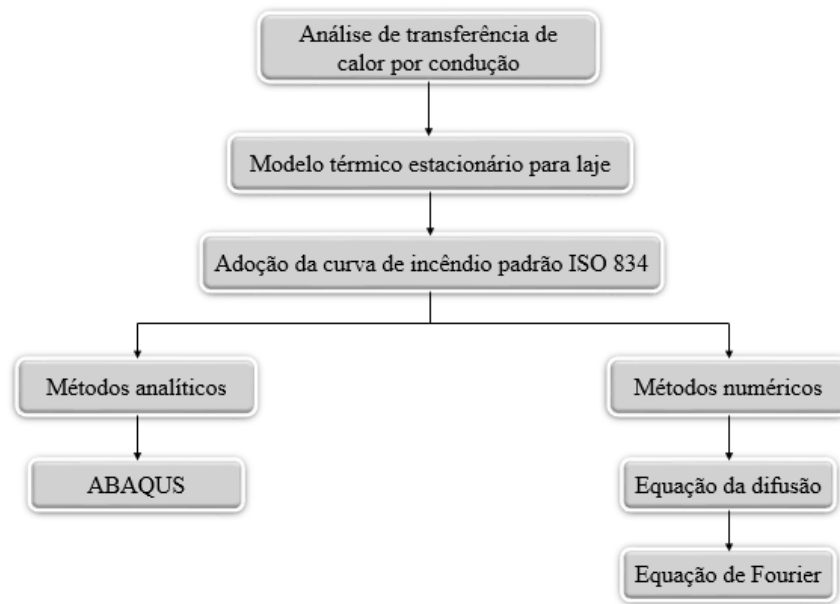
$$\sigma_x = - \frac{Ez}{1 - \nu^2} \left(\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (38)$$

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} W_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{b} \quad (39)$$

5.1.2 Modelo térmico permanente

A análise *heat transfer* – análise de transferência de calor do *software* ABAQUS® - proposta neste trabalho será realizado em caráter unidimensional com a utilização de elementos 3D, com o mesmo elemento estrutural da análise mecânica. Abordar-se-á os principais detalhes da simulação numérica, descrevendo as características da malha utilizada na discretização do modelo e as condições de contorno para validação das equações gerais de transferência de calor por condução no regime permanente. O fluxograma representado pela Figura 36 aborda o caminho do processo de simulação do fenômeno de transferência de calor por condução no regime estacionário.

Figura 36 – Fluxograma da modelagem de laje de concreto com análise *heat transfer*

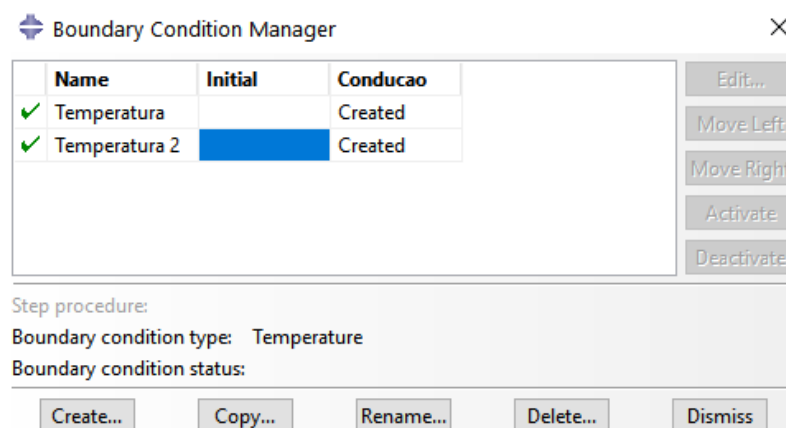


Fonte: Elaborado pelo autor (2021), baseado em Vieira (2019).

Durante a análise *heat transfer* serão monitorados diversos pontos ao longo da seção transversal da laje com a finalidade de verificar a variação térmica do elemento. Com a análise térmica, seguindo as recomendações da ABNT NBR 14323:2013 e ABNT NBR 15200:2012 é possível determinar a elevação de temperatura no elemento estrutural, considerando as temperaturas pré-definidas para tempos arbitrários a partir da curva de incêndio padrão ISO 834.

Para o modelo térmico permanente, as condições de contorno (*Boundary Condition Manager*) necessárias devem ser inseridas de modo que o sistema represente de maneira fidedigna o sistema estrutural adotado (Figura 37).

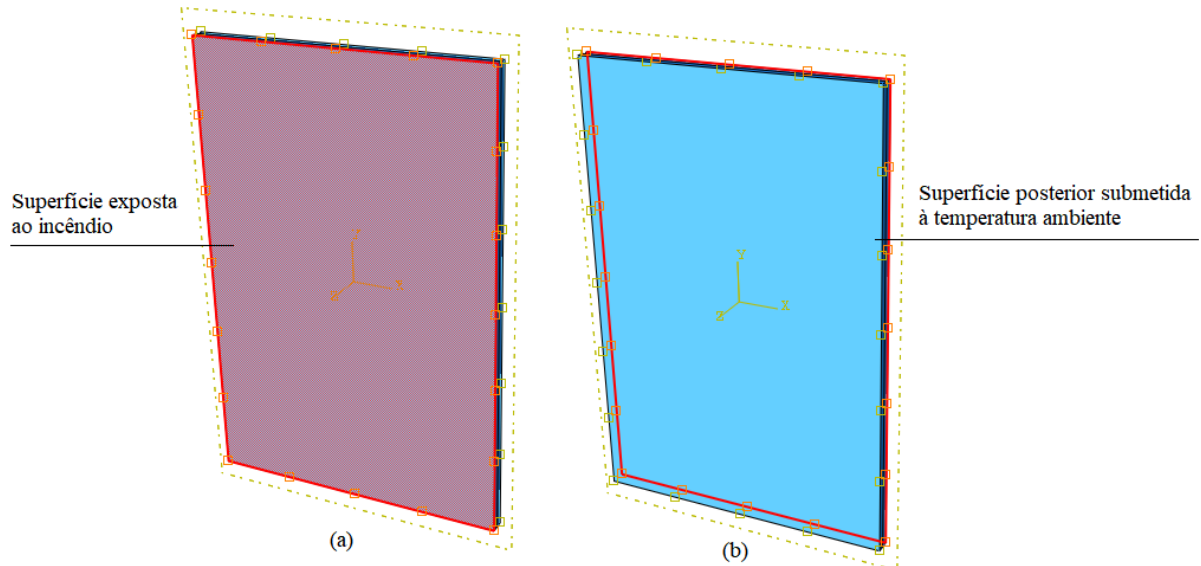
Figura 37 – *Boundary condition* para inserção das temperaturas adotadas



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Insere-se duas condições de temperatura, conforme Figura 37, uma para a superfície submetida ao incêndio em um determinado tempo decorrido, e outra para a superfície oposta (temperatura ambiente), como pode ser visto na Figura 38.

Figura 38 – Superfícies da laje submetidas à: (a) incêndio; (b) temperatura ambiente de 20°C

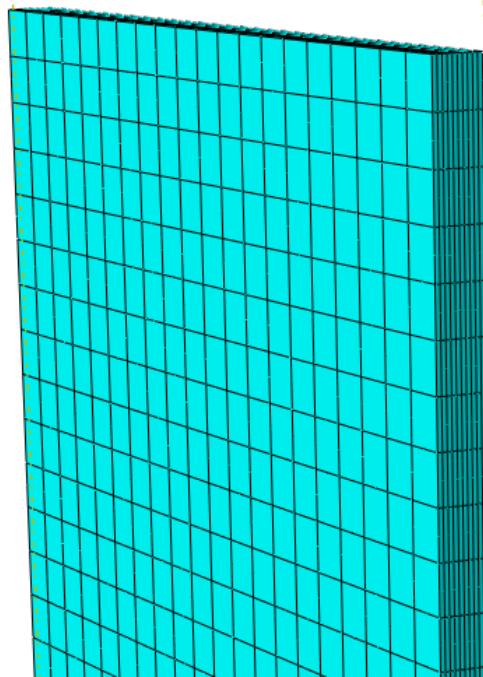


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A subdivisão do problema térmico deu-se a partir da discretização dos modelos geométricos em elementos contínuos do tipo quadrangular linear de oito nós para o cálculo da transferência de calor chamados pelo ABAQUS de “DC2D8 – Quadratic quadrat of heat transfer of 8 knots”.

A discretização do domínio da laje teve-se como principal foco o refinamento ao longo da seção transversal (Figura 39), tendo em vista que a única variação decorrente da transferência de calor no regime estacionário ocorre nessa direção, mantendo-se constante ao longo da superfície longitudinal para cada segmento de seção transversal.

Figura 39 – Detalhes da discretização do domínio ao longo da seção transversal



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os parâmetros de entradas para aplicação do modelo foram considerados conforme o tipo de material adotado – concreto – segundo a ABNT NBR 15200:2012. Essas propriedades térmicas podem ser visualizadas na Tabela 15.

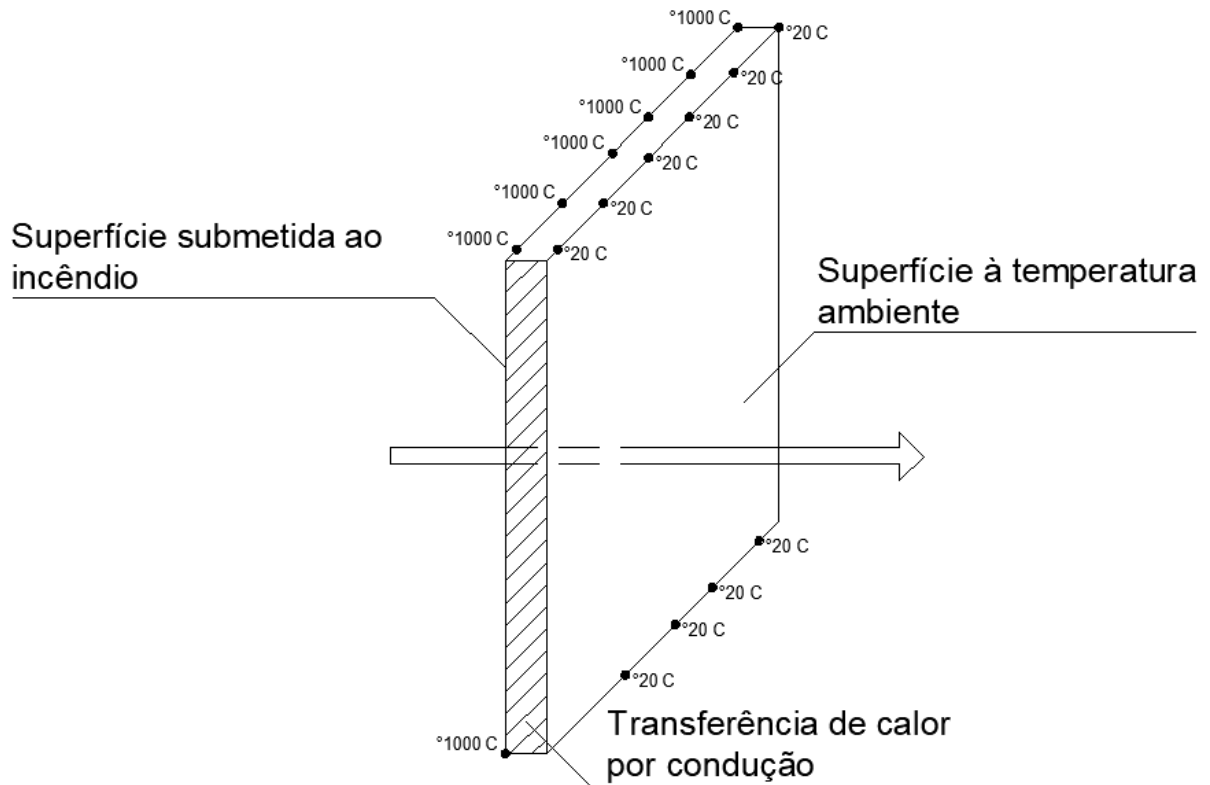
Tabela 15 – Propriedades térmica utilizadas no modelo de transferência de calor por condução em regime permanente

Propriedades	Valores
Densidade	$2500 \frac{Kg}{m^3}$
Condutividade térmica	$1,30 \frac{W}{m^{\circ}C}$
Calor específico	$1000 \frac{J}{Kg^{\circ}C}$

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os resultados obtidos foram confrontados aos encontrados de acordo com a equação de condução de calor permanente em paredes planas, em que a transferência de calor em determinada direção ocorre em decorrência do gradiente de temperatura nessa mesma direção (Figura 40).

Figura 40 – Transferência de calor por condução ao longo da placa no regime permanente



Fonte: Elaborado pelo autor (2021), baseado em Çengel (2012).

A equação de condução de calor permanente em paredes planas, com condutividade térmica constante, é encontrada a partir das equações fundamentais da termodinâmica: equação da difusão (Equação 40) e equação de *Fourier* (Equação 41).

$$\frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla^2 T + \frac{q'}{k} \quad (40)$$

$$q_x = -kA \nabla T \quad (41)$$

em que, ∇T representa o laplaciano da temperatura, demonstrado pela Equação 42.

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = 0 \quad (42)$$

Por se tratar de regime estacionário, a derivada parcial da temperatura em relação ao tempo torna-se zero. Além disso, por ser uma análise de condução em apenas uma direção,

as derivadas parciais de 2ª ordem da temperatura em relação as coordenadas y e z , também, tornam-se zero. Com isso, após todos as operações matemáticas necessárias, encontra-se a equação linear da temperatura em função da espessura na forma irreduzível e a taxa de condução de calor, decorrente da equação de *Fourier*, sendo estas representadas pelas Equações 43 e 44, respectivamente, em que as condições de contorno são as temperaturas em cada superfície (ÇENGEL; GHAJAR, 2012).

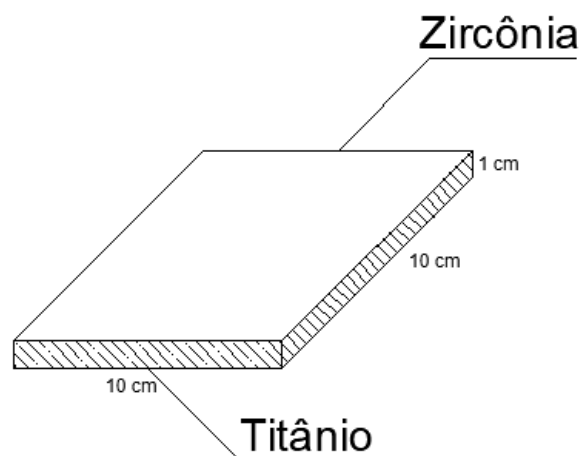
$$T(x) = \left(\frac{T_1 - T_0}{L}\right)x + T_0 \quad (43)$$

$$q = -kA\left(\frac{T_1 - T_0}{L}\right) \quad (44)$$

5.1.4 Modelo termomecânico para placas

A validação do modelo termomecânico para lajes consiste na aplicação do estudo realizado por Reddy & Chin (1998) para uma placa de uma aeronave entrando na atmosfera e composta por dois materiais diferentes – Zircônia e Titânio – em cada superfície (Figura 41).

Figura 41 – Placa composta por dois materiais (Zircônia e Titânio)

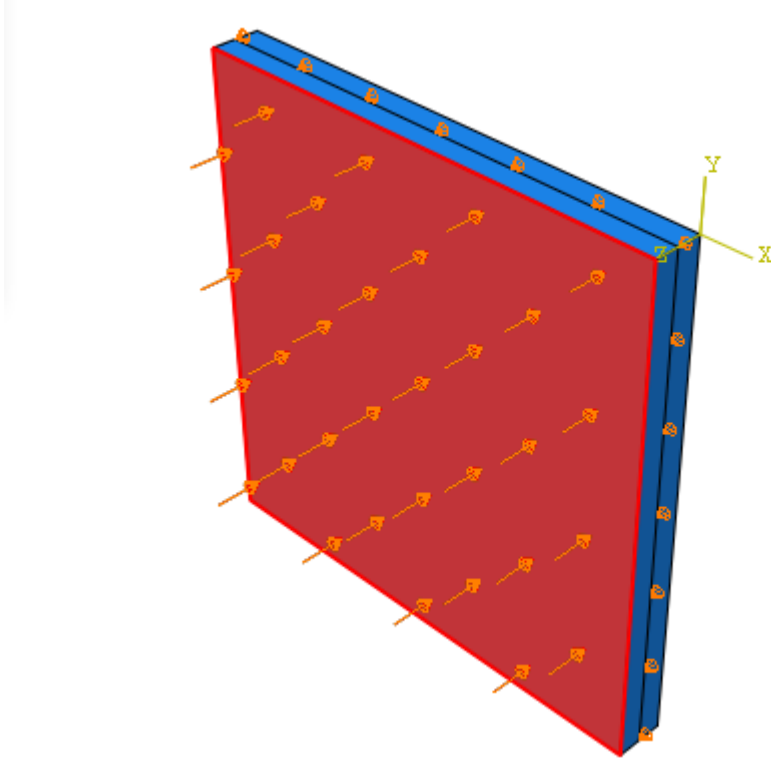


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Reddy & Chin (1998) impuseram um fluxo de calor de $500 \frac{KW}{m^2}$ na placa com quatro bordas simplesmente apoiada e com as laterais termicamente isoladas, além de, variar as propriedades de ambos os materiais com o avanço da temperatura. A aplicação do fluxo de

calor, assim como, as condições de contorno da superfície lateral podem ser visualizados na Figura 42.

Figura 42 – Aplicação do fluxo de calor na superfície da placa



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Para variar as propriedades dos materiais, o autor criou propriedades efetivas com base na lei das misturas (Equação 50), onde cada volume representativo foi calculado dividindo-se a espessura da placa em 'n' fatias.

$$P_{ef} = P_{ec} \times V_c + P_{em} \times V_m \quad (50)$$

em que:

P_{ef} é a propriedade efetiva da soma dos dois elementos;

P_{ec} é a propriedade avaliada do zircônia ;

V_c é a fração volumétrica correspondente da zircônia;

P_{em} é a propriedade avaliada do titânio;

V_m é a fração volumétrica correspondente do titânio.

Os volumes de cada material, segundo os autores, podem ser calculados por meio

das Equações 51 e 52, em função do número de fatias adotadas.

$$V_m = \left(\frac{h - 2z}{2h}\right)^n \quad (51)$$

$$V_c = 1 - V_m \quad (52)$$

em que:

h é a espessura da placa, em metros;

z é a variável do problema, correspondente ao comprimento da fatia calculada, em metros;

n é o número de fatias utilizadas;

As propriedades fornecidas pelo modelo de Reddy & Chin (1998) para o titânio encontram-se listadas na Tabela 16 e para o zircônia na Tabela 17, sendo todas elas variáveis com a temperatura. Entretanto, salienta-se que para reduzir o volume operacional, optou-se por utilizar a ordem de grandeza da equação (n) igual à zero, restringindo, portanto, a placa à somente as propriedades do titânio, sendo também, um dos resultados obtidos no trabalho de Reddy & Chin (1998).

Tabela 16 – Propriedades do titânio utilizadas no modelo em função da temperatura

Temperatura (K)	Condutividade térmica (W/mK)	Expansão térmica	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	Calor específico (J/Kg.K)
293	5,99	0,00000701	106,09	0,298	586,46
323	6,50	0,00000672	104,40	0,299	586,82
373	7,36	0,00000614	101,59	0,300	589,24
423	8,21	0,00000544	98,78	0,302	593,90
473	9,06	0,00000462	95,97	0,304	600,80
523	9,91	0,00000369	93,16	0,305	609,95
573	10,76	0,00000263	90,35	0,307	621,34
623	11,62	0,00000146	87,54	0,309	634,98
673	12,47	0,000000162	84,73	0,310	650,86
723	13,32	-0,00000125	81,92	0,312	668,99
773	14,17	-0,00000278	79,11	0,313	689,36
823	15,02	-0,00000444	76,30	0,315	711,98

873	15,88	-0,00000621	73,49	0,317	736,84
923	16,73	-0,00000810	70,68	0,318	763,94
973	17,58	-0,0000101	67,87	0,320	793,29
1023	18,43	-0,0000122	65,06	0,321	824,89
1073	19,28	-0,0000145	62,25	0,323	858,73
1123	20,14	-0,0000169	59,44	0,325	894,81
1173	20,99	-0,0000193	56,63	0,326	933,14

Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

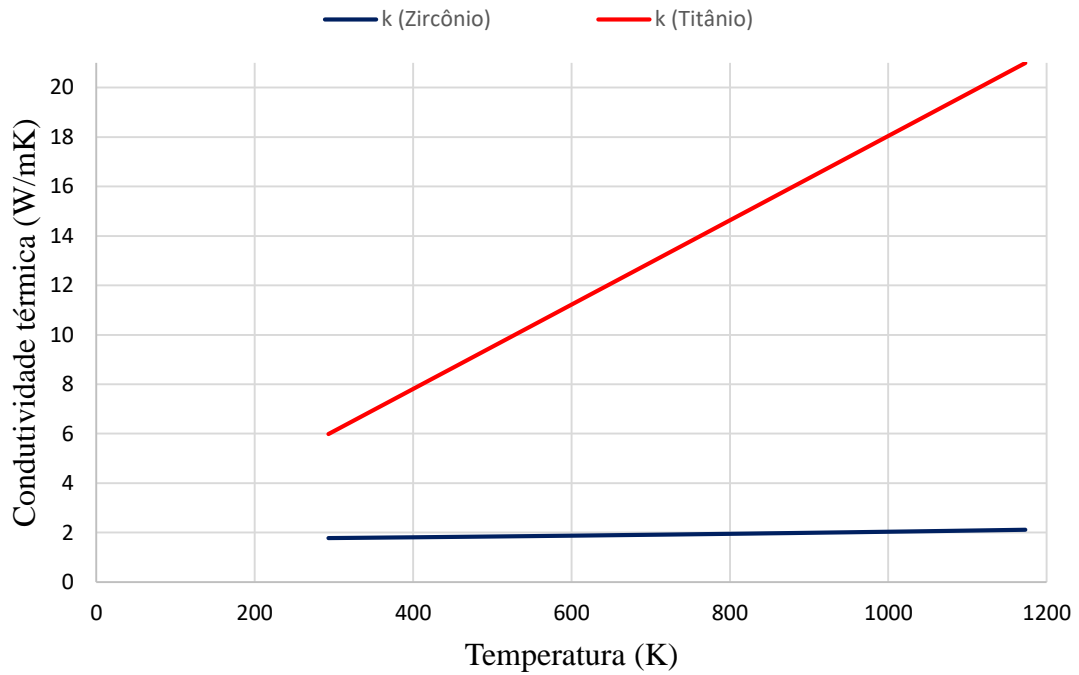
Tabela 17 – Propriedades do zircônia utilizadas no modelo em função da temperatura

Temperatura (K)	Condutividade térmica (W/mK)	Expansão térmica	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	Calor específico (J/Kg.K)
293	1,77	0,0000182	169,34	0,298	529,03
323	1,78	0,0000200	164,00	0,299	532,27
373	1,80	0,0000235	155,94	0,300	538,67
423	1,81	0,0000276	148,86	0,302	544,93
473	1,83	0,0000324	142,69	0,304	551,04
523	1,84	0,0000378	137,37	0,305	557,01
573	1,86	0,0000439	132,82	0,307	562,82
623	1,88	0,0000505	128,98	0,309	568,49
673	1,90	0,0000579	125,79	0,310	574,02
723	1,92	0,0000658	123,17	0,312	579,39
773	1,94	0,0000744	121,05	0,313	584,62
823	1,96	0,0000836	119,38	0,315	589,70
873	1,98	0,0000935	118,08	0,317	594,64
923	2,00	0,000104	117,09	0,318	599,42
973	2,02	0,000115	116,33	0,320	604,06
1023	2,04	0,000127	115,75	0,322	608,56
1073	2,06	0,000139	115,26	0,323	612,90
1123	2,09	0,000152	114,82	0,325	617,10
1173	2,11	0,000166	114,34	0,327	621,16

Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

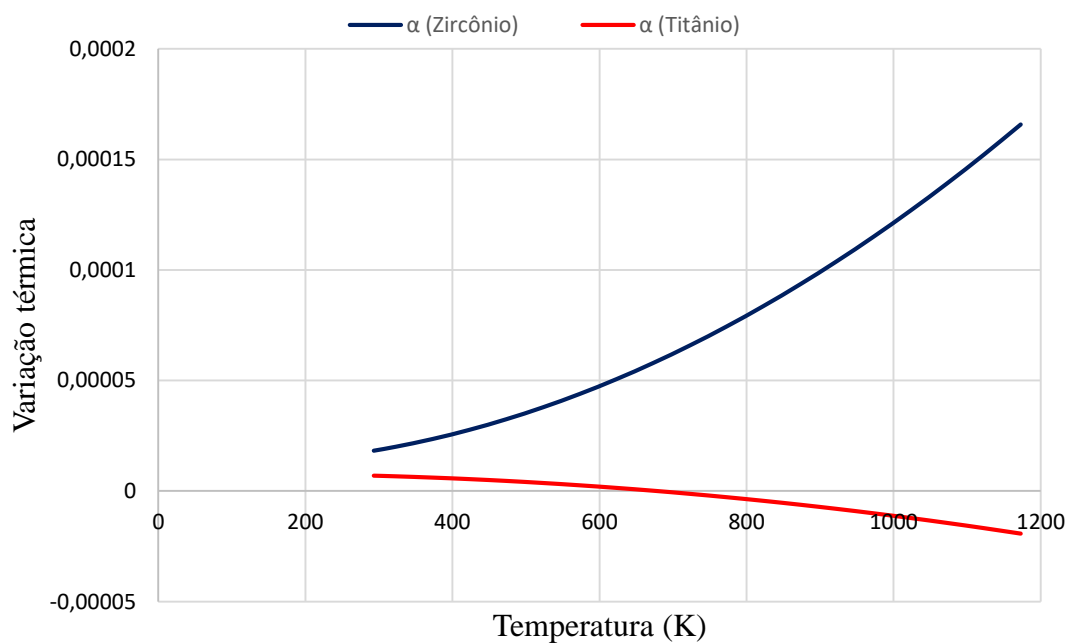
Os gráficos das variações da condutividade térmica, expansão térmica, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e calor específico adotados em Reddy & Chin (1998) podem ser visualizados nas Figuras 43, 44, 45, 46 e 47, respectivamente.

Figura 43 – Variação da condutividade térmica do zircônia e titânio com a temperatura



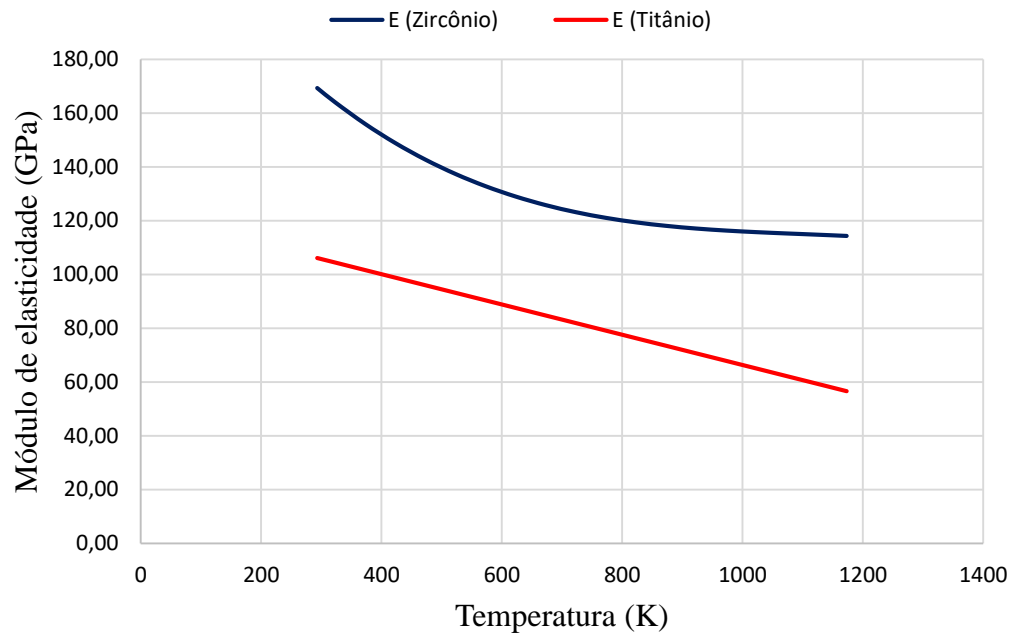
Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

Figura 44 – Expansão térmica do zircônia e titânio com a temperatura



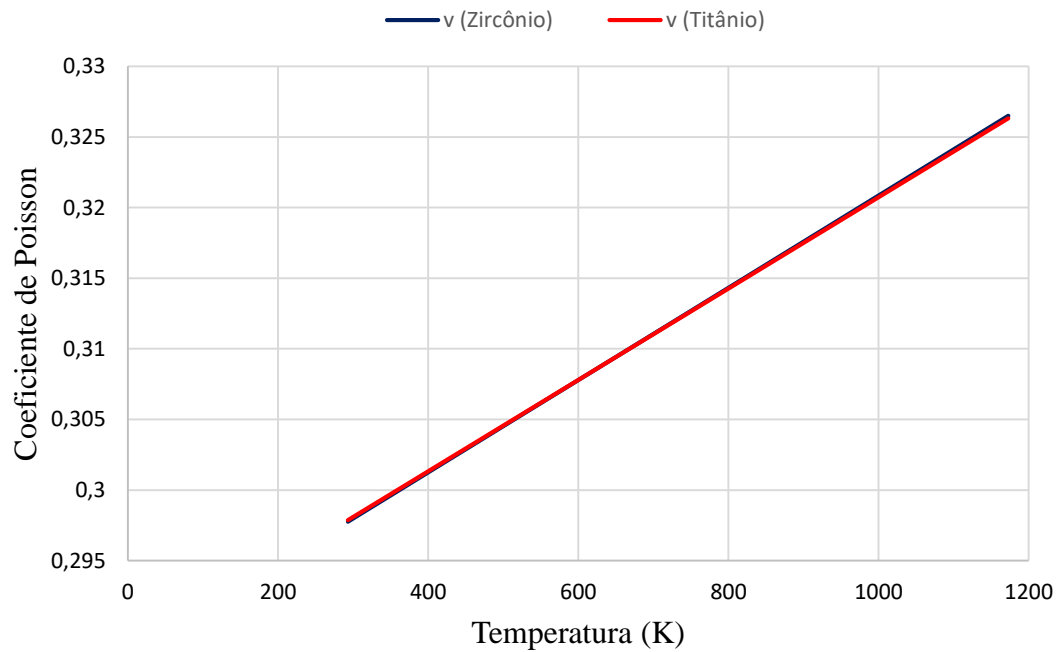
Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

Figura 45 – Variação do módulo de elasticidade do zircônia e titânio com a temperatura



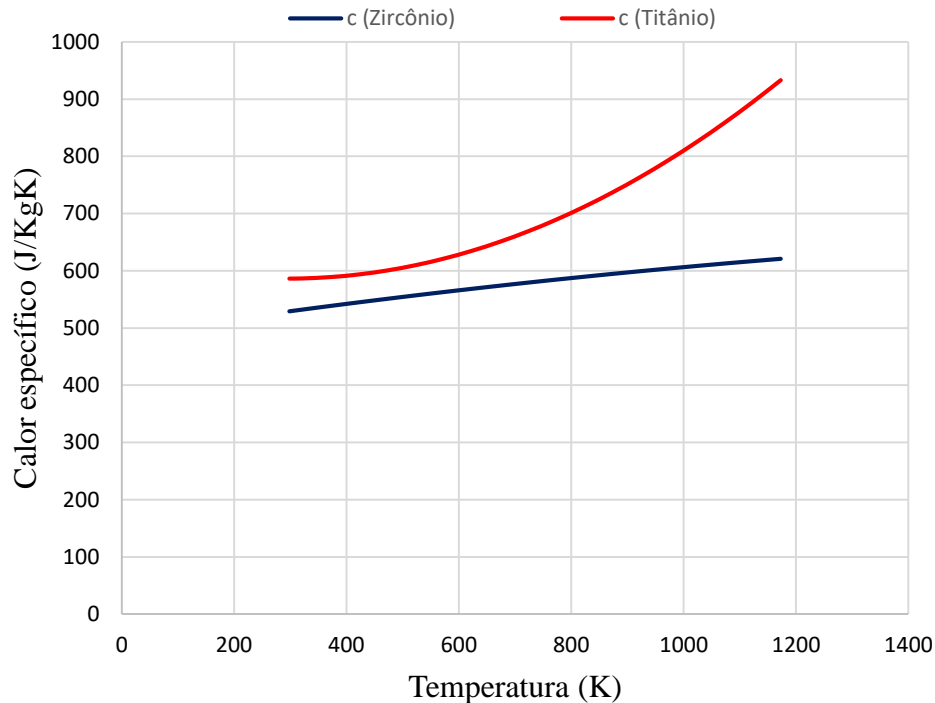
Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

Figura 46 – Variação do coeficiente de poisson do zircônia e titânio com a temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

Figura 47 – Variação do calor específico do zircônia e titânio com a temperatura



Fonte: Elaborado pelo autor, baseado em Reddy & Chin (1998).

Ressalta-se que para a obtenção do modelo utilizando o *software* ABAQUS® é necessário ainda o fornecimento da densidade de cada material. No entanto, no trabalho utilizado, tal propriedade não é mencionada, sendo considerado, portanto, a densidade para o titânio igual à $4500 \frac{Kg}{m^3}$.

5.2 Análise termomecânica paramétrica de lajes

Para a análise termomecânica de lajes de concreto armado em situação de incêndio aplicou-se um carregamento mecânico no elemento estrutural e, no passo seguinte, é aplicado uma variação de temperatura, simulando o incêndio, processo conhecido como “*temperature approach*”.

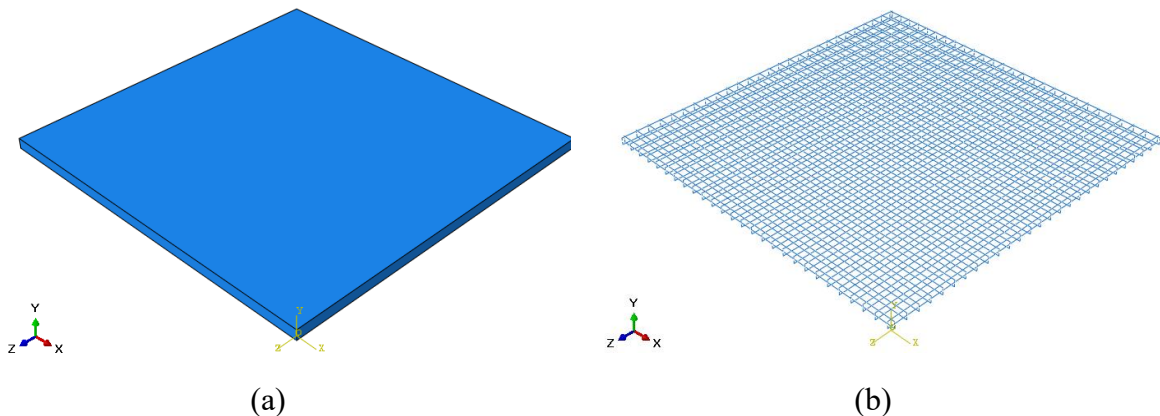
Os elementos do tipo *truss* são utilizados na modelagem das barras de aço das lajes uma vez que este permite considerar os efeitos das deformações axiais, torcionais e tensões (TAVAKOLI e KIAKOJURI, 2015). Elementos do tipo *beam* não foram considerados devido ao fato das suas limitações em relação à ausência de graus de liberdade para análise de transferência de calor, não sendo possível realizar simulações que envolvam o acoplamento termomecânico com o modelo de transferência de calor *coupled temp-displacement*. Dessa

forma, ressalta-se que não foi identificado nenhum trabalho utilizando o elemento do tipo *beam* sob a ação de temperatura.

A taxa de aquecimento do aço foi governada pela curva de incêndio ISO 834. Dessa maneira, dada a curva de incêndio, é possível obter a evolução da temperatura nos elementos estruturais em qualquer ponto nodal ao longo dos incrementos de tempo realizado.

Para a análise termomecânica paramétrica de lajes maciças de concreto armado, utilizou-se uma placa (Figura 48 (a)) composta por duas malhas de aço, referentes a armadura positiva e negativa da laje (Figura 48 (b)), onde, nesta alterou-se a posição das armaduras dentro da seção de concreto conforme as classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014. Além disso, variou-se a espessura da laje em três dimensões – 12, 16 e 20 cm – a fim de avaliar o comportamento do gradiente de temperatura ao longo da espessura da placa, assim como, da influência do cobrimento nas tensões e variação da temperatura da laje.

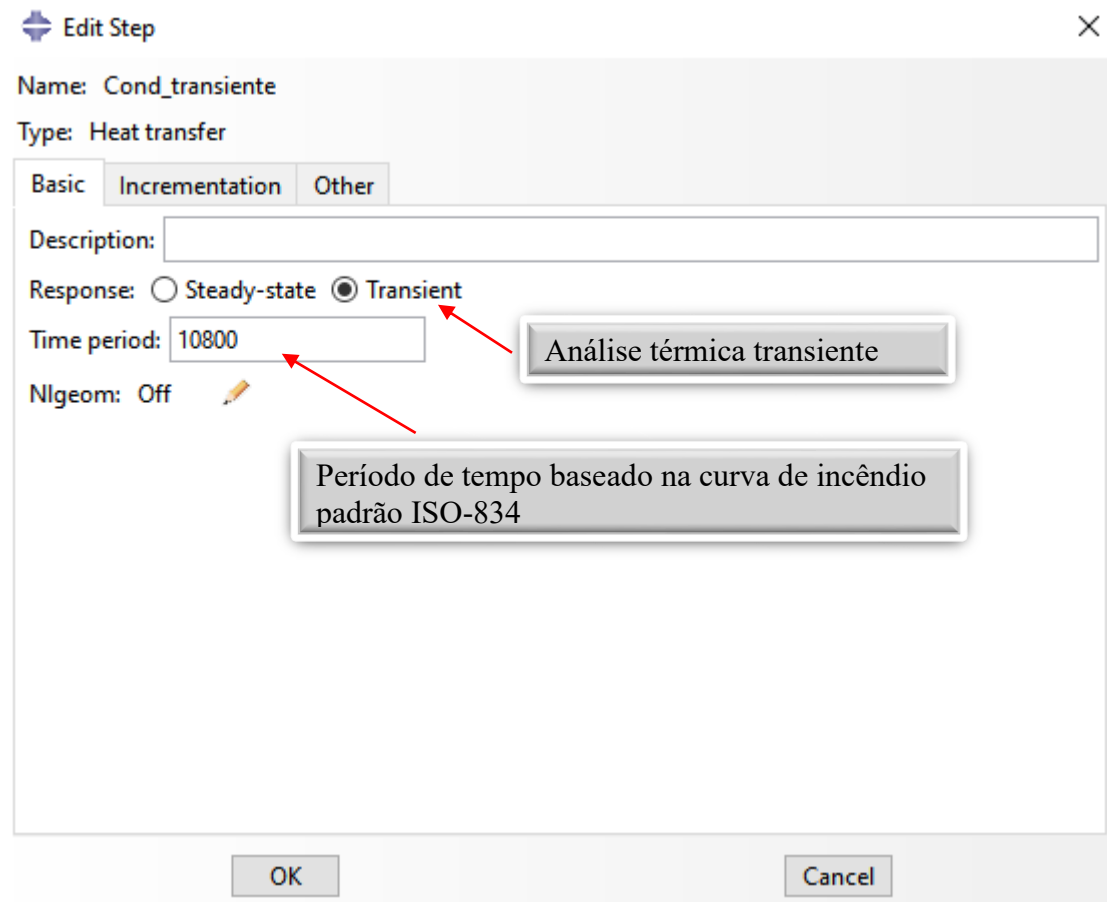
Figura 48 – Laje maciça de concreto armado: (a) seção de concreto; (b) armaduras da laje



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Para simular de maneira mais fidedigna o incêndio em elementos estruturais dividiu-se o processamento de duas maneiras, iniciando com o *step Static, General* referente a aplicação da carga distribuída de 10 KN/m^2 ao longo do tempo e em seguida, adotou-se a utilização do *step Coupled temp-displacement (transiente)*, sendo este, referente a uma situação de análise de tensão térmica acoplada (Figura 49).

Figura 49 – Step *coupled temp-displacement* com as características adotadas do modelo



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Ademais, adotou-se as propriedades de ambos os materiais – concreto e aço – variando com a temperatura, dada pela curva ISO 834, com exceção da densidade do aço, mantida constante em 7850 Kg/m^3 e do calor específico do concreto em $1000 \text{ J/Kg}^\circ\text{C}$, conforme recomendado pela NBR 15200:2012.

Para análise do modelo termomecânico, considera-se a influência do processo de transferência de calor por convecção livre atuando ao redor da laje, tendo como fluido em movimento o ar, o que torna a adoção do coeficiente de transferência de calor por convecção (h) de $25 \frac{\text{W}}{\text{m}^2\text{K}}$ plausível para o problema. Ressalta-se que este valor foi utilizado em virtude de tal coeficiente ser algo que não depende do material, mas sim um parâmetro determinado experimentalmente, cujo valor depende das variáveis que influenciam a convecção (ÇENGEL; GHAJAR, 2012). A influência do processo de transferência de calor por radiação foi considerada adotando-se a emissividade do concreto igual à 0,88, conforme visto em Souza (2010).

No *software* ABAQUS® a simulação de incêndio em um modelo acontece por

conta da consideração do módulo *Interaction* que simula por meio de uma amplitude a transferência de calor por convecção e radiação ao passar do tempo. A amplitude criada foi baseada na curva de incêndio padrão ISO 834 (Figura 50) para um tempo total de 2 horas, ou, como adotado no *software* ABAQUS®, 7200 segundos.

Figura 50 – Amplitude representativa do incêndio conforme curva ISO 834

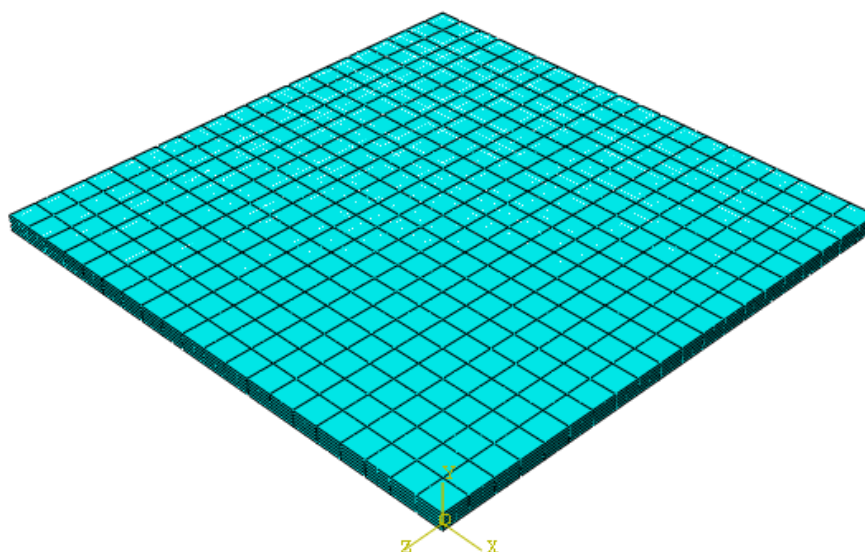
	Time/Frequency	Amplitude
1	0	293.15
2	60	622.36
3	300	849.56
4	600	951.58
5	900	1011.71
6	1200	1054.5
7	1500	1087.75
8	1800	1114.95
9	2100	1137.95
10	2400	1157.89
11	2700	1175.49

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

As condições de contorno do problema foram adotadas de tal forma que a superfície lateral da placa ficasse isolada, anulando, dessa forma o deslocamento em $U1$, $U2$ e $U3$, referente as coordenadas x , y e z , respectivamente. Além disso, definiu-se uma temperatura inicial de 20 °C envolta de toda a placa, antes do período de incêndio ser iniciado.

A discretização da malha de elementos finitos foi realizada da mesma maneira do modelo térmico permanente, com a variação principal na seção transversal da laje, onde obtém-se a elevação da temperatura ao longo da sua espessura (Figura 51).

Figura 51 – Discretização da malha da laje maciça em concreto armado



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 Resultados do modelo de validação mecânica para laje

Conforme mencionado no item 5.1.1 (Modelo mecânico estático) realizou-se a simulação numérica de uma laje simplesmente apoiada submetida à uma carga distribuída de 10 KN/m^2 a fim de avaliar as tensões e deformações na placa e validar o modelo estático por meio do *software* ABAQUS®, comparando os resultados obtidos com os encontrados de forma manual com a utilização da solução de *Navier* com 2 termos.

A Tabela 18 apresenta os resultados da tensão de flexão máxima no eixo x , assim como da deformação máxima na placa na direção do eixo z . No mais, apresenta-se também a porcentagem diferencial dos resultados obtidos por meio do ABAQUS® em comparação aos de *Navier*.

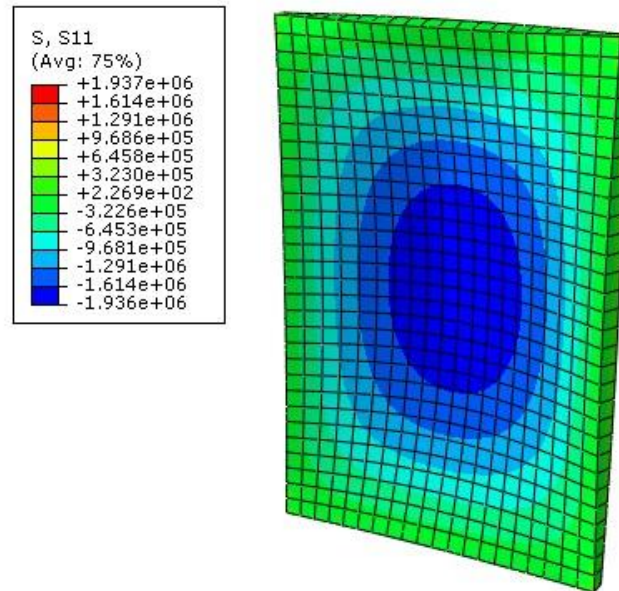
Tabela 18 – Confronto dos resultados obtidos através do *software* ABAQUS® em relação a *Navier*

	<i>ABAQUS</i>	Solução de <i>Navier</i>	Diferença (%)
Tensão max. no eixo x (MPa)	1,936	1,99	2,71
Deformação máxima (mm)	1,394	1,334	4,30

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

O gráfico representado pela Figura 52 mostra a tensão de flexão no plano x representada por S_{11} .

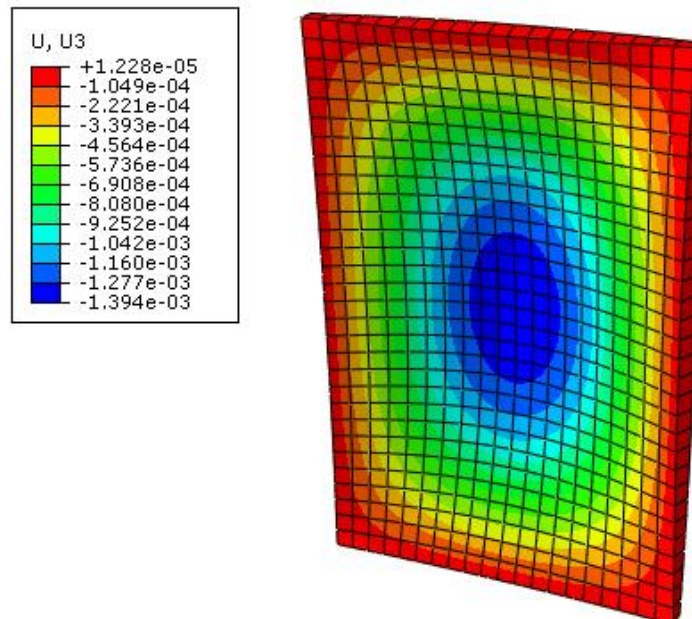
Figura 52 – Tensões da placa nos eixos X e Y



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A Figura 53 apresenta o gráfico da deformação da placa em relação ao eixo z , representado por U_3 .

Figura 53 – Deformação máxima da placa em relação ao eixo z



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

6.2 Resultados do modelo de validação térmica permanente para lajes

Para a validação do modelo térmico permanente, conforme mencionado no item 5.1.2 (modelo térmico estacionário) adotou-se temperaturas fixas para cada superfície, de tal forma que seja possível mensurar a variação da temperatura ao longo da espessura da placa. Simulou-se o incêndio submetendo uma das superfícies à temperatura de 841,80 °C, valor correspondente à um incêndio de 30 minutos, conforme curva ISO 834 enquanto que a superfície posterior da placa se manteve à uma temperatura ambiente de 20 °C.

Os resultados obtidos mediante análise computacional por meio do *software* ABAQUS® em comparação aos encontrados por meio de cálculo manuais utilizando-se as equações fundamentais da termodinâmica (Equação 43) encontra-se na Tabela 19.

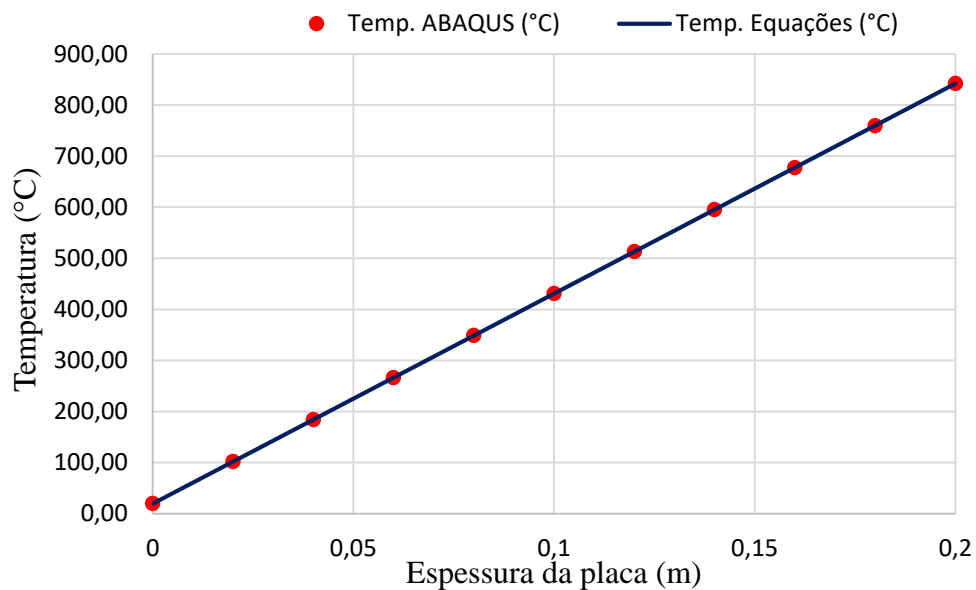
Tabela 19 – Variação da temperatura ao longo da placa no modelo térmico permanente

Espessura da placa (m)	Temperatura (°C) por meio do ABAQUS	Temperatura (°C) por meio das equações de condução
0	20	20
0,02	102,18	102,18
0,04	184,36	184,36
0,06	266,54	266,54
0,08	348,72	348,72
0,1	430,90	430,90
0,12	513,08	513,08
0,14	595,26	595,26
0,16	677,44	677,44
0,18	759,62	759,62
0,20	841,80	841,80

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

O gráfico representado pela Figura 54 mostra a variação da temperatura ao longo da placa obtida por meio do *software* ABAQUS®.

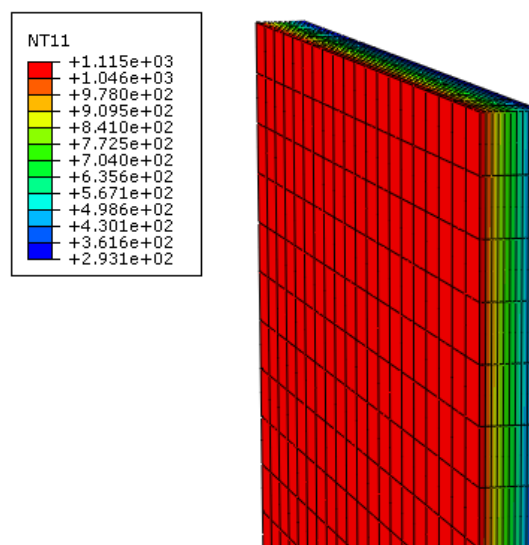
Figura 54 – Gráfico da variação da temperatura ao longo da espessura da placa do modelo térmico permanente



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os resultados obtidos tanto através do ABAQUS® quanto das equações de condução de calor foram iguais, isso, em virtude da equação representativa ser do tipo linear, levando à uma convergência muito similar para os dois casos, como pode ser visto na Tabela 20 e Figura 55. No mais, na Figura 55 mostra-se a representação gráfica da variação dessa temperatura ao longo da placa da laje, em graus Kelvin.

Figura 55 – Representação gráfica da variação da temperatura ao longo da espessura da laje



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

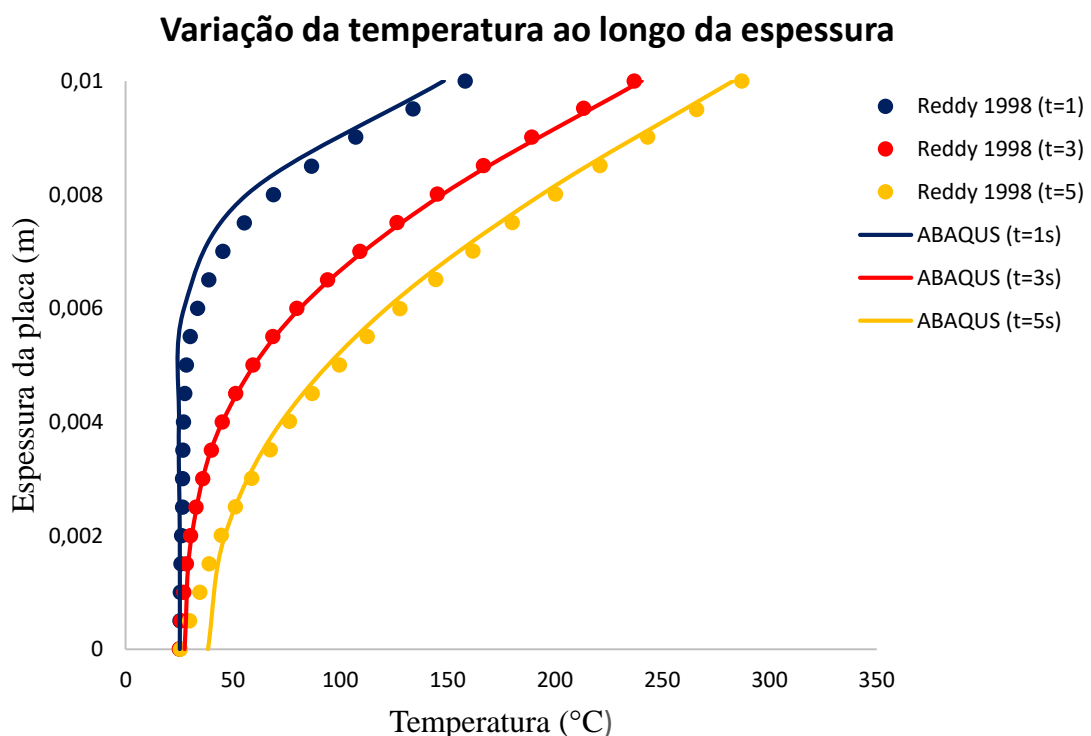
6.3 Resultados do modelo de validação termomecânico para placas

No trabalho desenvolvido por Reddy & Chin (1998) este, analisou o acoplamento termomecânico para um cilindro assimétrico submetido a um carregamento térmico e também, formulou um problema termoelástico considerando as deformações de cisalhamento transversais e as rotações juntamente com uma equação de condução de calor tridimensional para uma placa, conforme visto no item 5.1.3 (Modelo termomecânico para placas). Ambos os problemas foram estudados variando a fração de volume de uma cerâmica e um metal usando uma distribuição de lei de potência.

A utilização do modelo de Reddy & Chin (1998) deu-se para a avaliação do uso do *software* ABAQUS® para simular problemas termomecânico em placas, onde utilizou-se uma distribuição de potência de ordem zero, conforme trabalho, em que somente as propriedades do metal (titânio) foram consideradas, a fim de avaliar o gradiente térmico ao longo da espessura da placa em um tempo de 1, 3 e 5 segundos e as deformações oriundas dos campos de temperatura.

O gráfico representado pela Figura 56 demonstra o comparativo entre os resultados do modelo de Reddy & Chin (1998) e os obtidos mediante a utilização do *software* ABAQUS®.

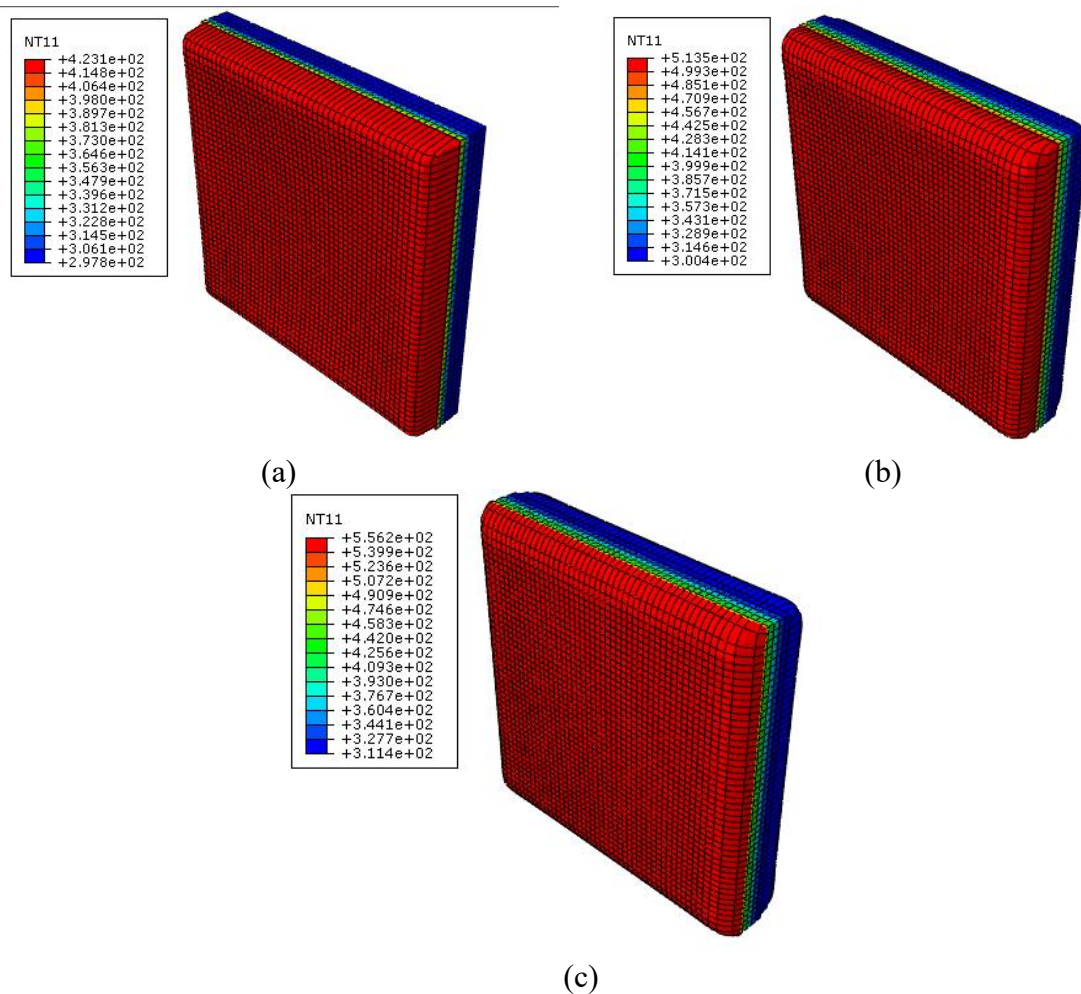
Figura 56 – Comparação dos resultados de Reddy & Chin (1998) com o ABAQUS®



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

As aproximações entre as respostas do modelo numérico e do modelo de Reddy & Chin (1998) são mais semelhantes à medida que o incremento de tempo cresce. Os resultados fornecidos pelo *software* ABAQUS®, especificamente pelo seu algoritmo *coupled temp-displacement*, são satisfatórios e as diferenças podem ser atribuídas à falta de informação sobre a densidade do material, sendo feito um estudo de convergência para valores de densidade do titânio encontrados na literatura e adotado o valor de $4500 \frac{Kg}{m^3}$.

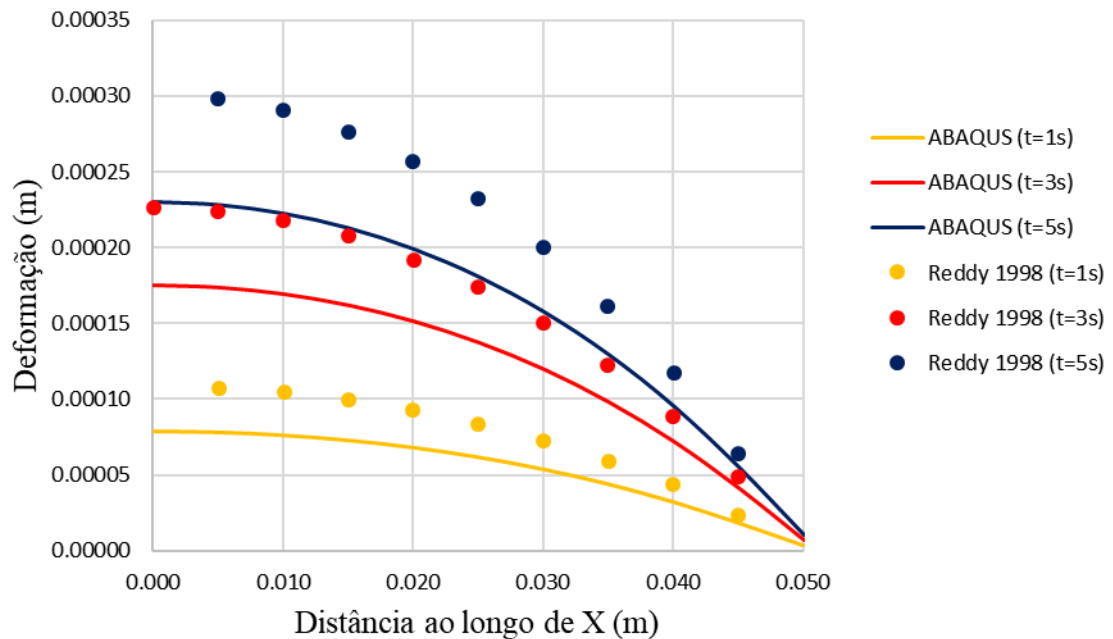
Figura 57 – Representação gráfica da variação da temperatura ao longo da espessura:
(a) 1 segundo; (b) 3 segundos; (c) 5 segundos



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Além disso, como mencionado anteriormente, confrontou-se os resultados das deformações obtidas no trabalho de Reddy & Chin (1998) aos encontrados com a utilização do *software* ABAQUS® (Figura 58).

Figura 58 – Deformação da placa de titânio ao longo do eixo x

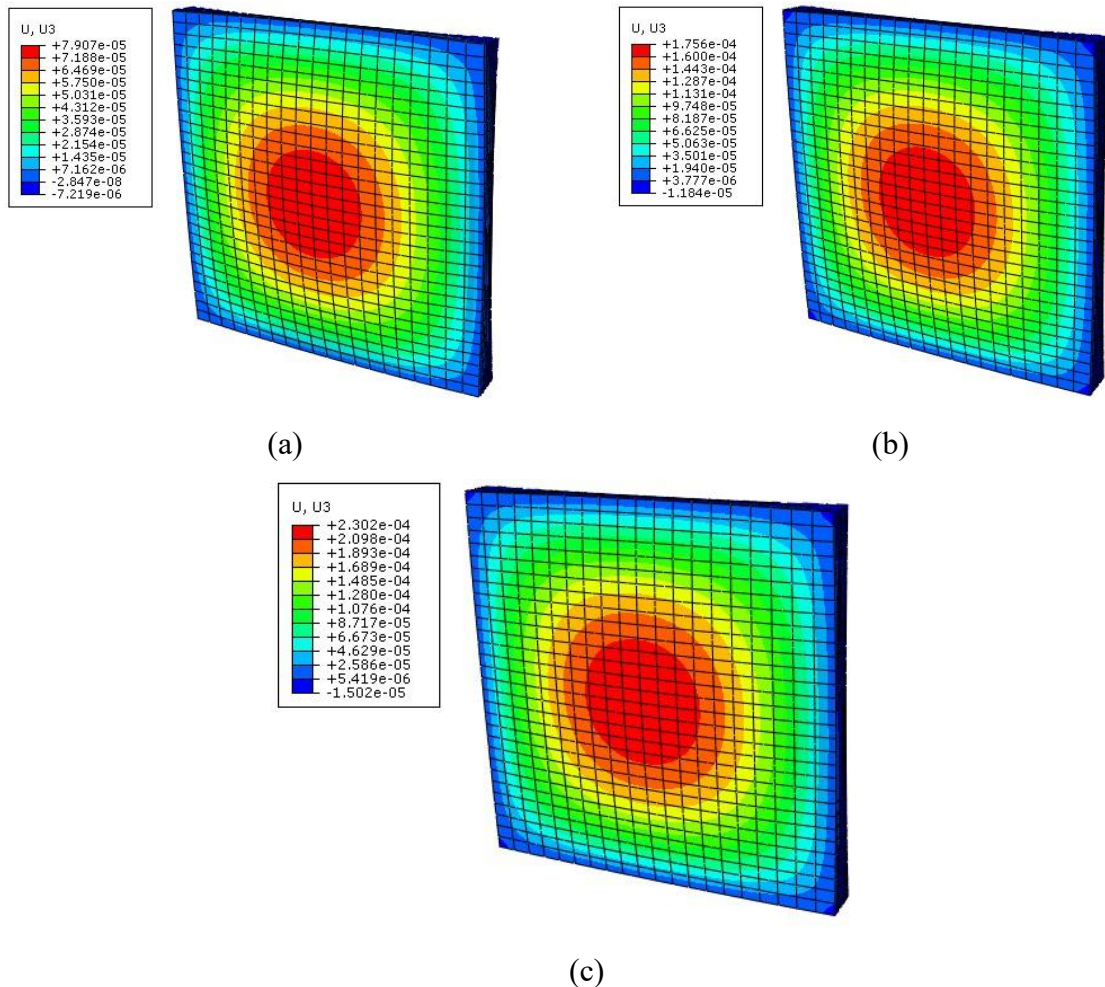


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Ao confrontar os resultados numéricos da Figura 58 é possível notar, pela boa concordância entre as curvas, que a metodologia utilizada para capturar o comportamento das deformações na placa é satisfatória, muito embora não observe-se a aproximação exata dos resultados numéricos. Essa diferença é ocasionada por algumas considerações que não são iguais ao do modelo de Reddy & Chin (1998), como, a utilização da análise de um sólido para a modelagem no *software* ABAQUS® ao invés de uma casca. Esse modelo de sólido foi utilizado tendo em vista que as análises das lajes de concreto armado seriam realizadas dessa mesma maneira. Portanto, para o estudo do presente trabalho, considerou-se o modelo termomecânico acoplado validado.

A Figura 59 mostra os resultados para os tempos de 1, 3 e 5 segundos para as deformações encontradas no *software* ABAQUS®.

Figura 59 – Deformações da placa de titânio oriundas do *software* ABAQUS® para os tempos de: (a) 1 segundo; (b) 3 segundos; (c) 5 segundos



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

6.4 Resultado da análise termomecânica paramétrica para lajes

Após as validações dos modelos numéricos por meio do *software* ABAQUS®, um estudo paramétrico foi realizado de modo a estudar o desempenho ao fogo das lajes de concreto armado, variando diferentes parâmetros, como, o cobrimento das armaduras e espessuras das lajes. Nesse estudo paramétrico também foi feito uma análise das deformações na laje e das tensões de Von Mises no centro das barras de aço.

6.4.1 Variação da classe de agressividade

Para a análise termomecânica de lajes, conforme item 5.2 (Análise termomecânica paramétrica de lajes) avaliou-se a influência do cobrimento das armaduras, de acordo com as classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014 (Tabela 20).

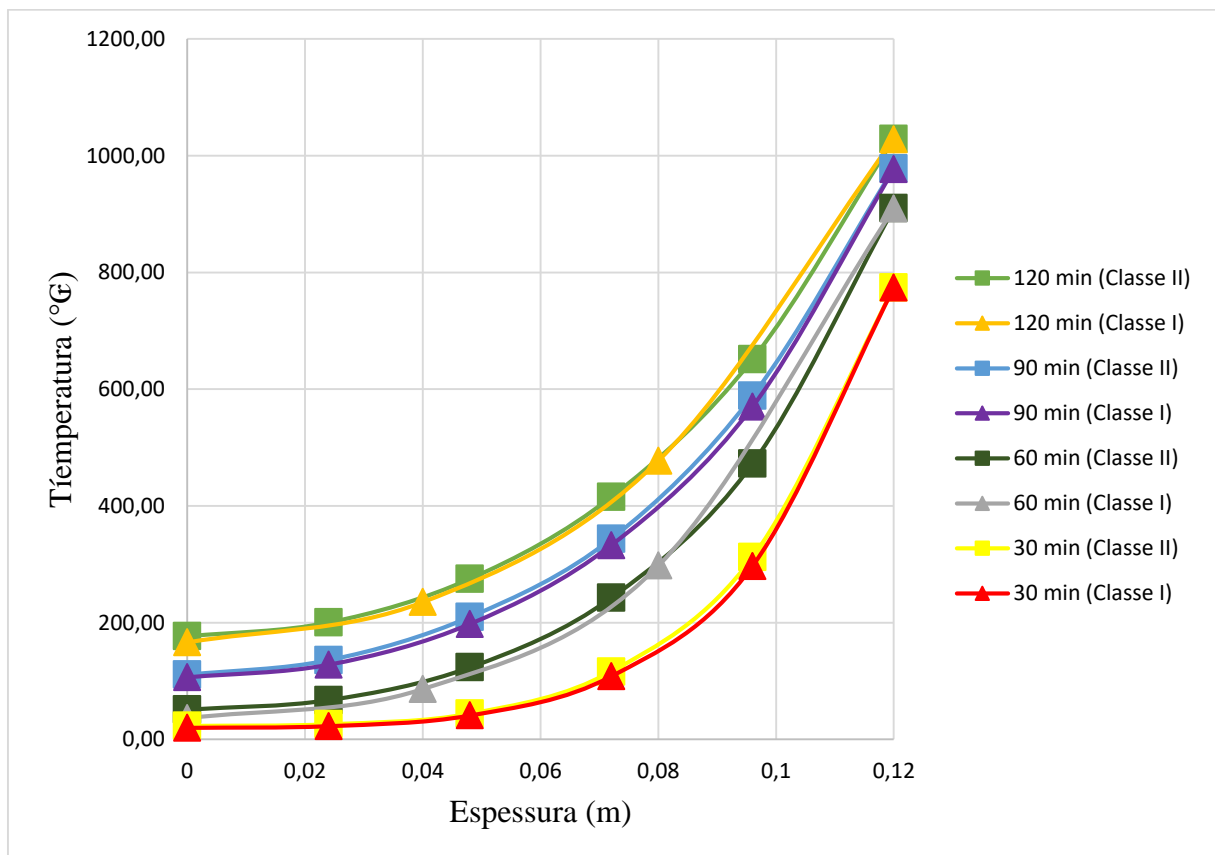
Tabela 20 – Prescrição normativa para o cobrimento de armadura NBR 6118:2014

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50

Fonte: NBR 6118:2014.

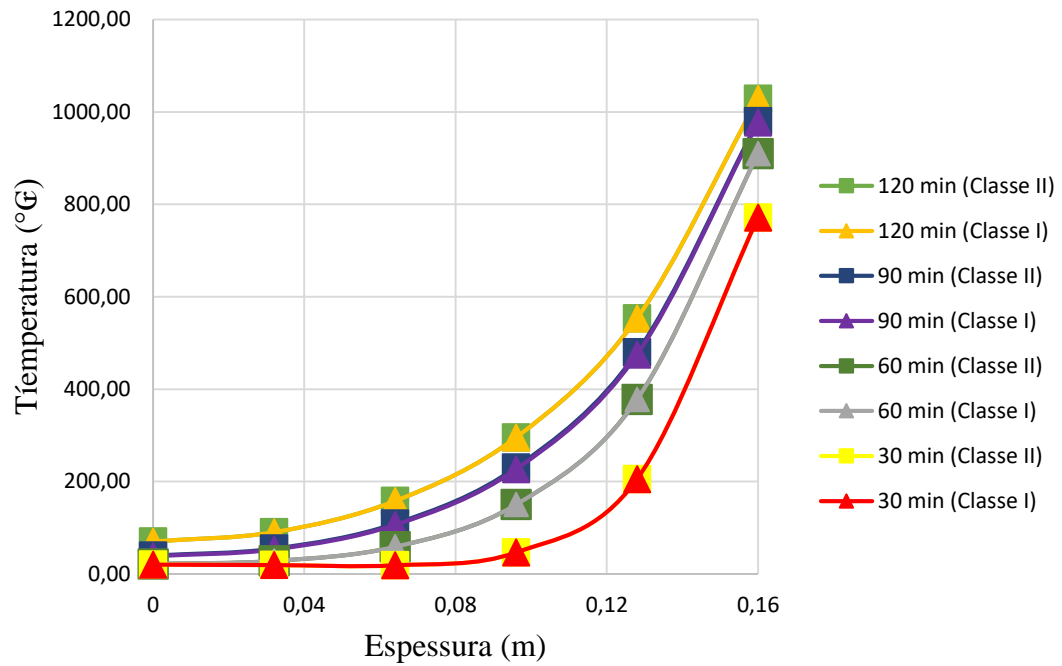
Cada classe de agressividade foi analisada para tempos distintos de aplicação do incêndio, sendo estes de 30, 60, 90 e 120 minutos, e também, para três diferentes espessuras, sendo estas de 12, 16 e 20 cm, conforme visto nos gráficos representados pelas Figuras 60, 61 e 62.

Figura 60 – Variação da temperatura ao longo da espessura da laje de 12 cm para classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014



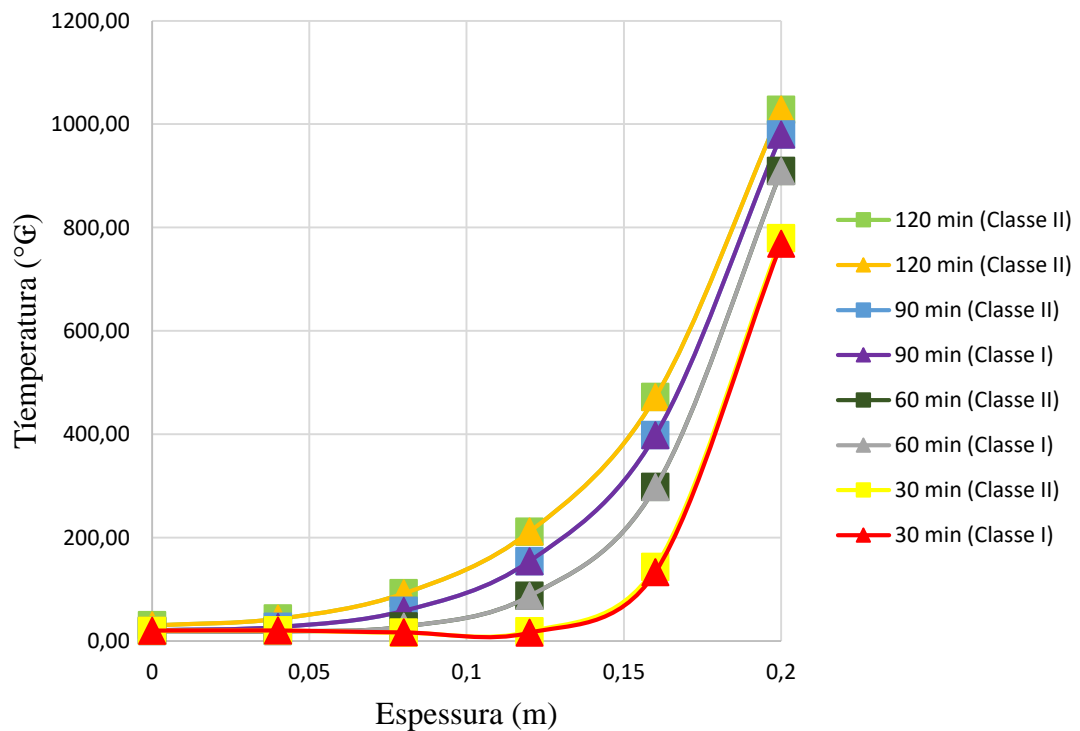
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 61 – Variação da temperatura ao longo da espessura da laje de 16 cm para classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 62 – Variação da temperatura ao longo da espessura da laje de 20 cm para classes de agressividade I e II da NBR 6118:2014



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Dos gráficos representados pelas Figuras 60, 61 e 62 nota-se que independente do tempo e da espessura da placa, o cobrimento das armaduras não possui grande influência na distribuição da temperatura na seção de concreto, muito embora o aço seja um material com propriedades térmicas elevadas e de alta condutividade térmica. Isso acontece em virtude da área das barras de aço em comparação à de concreto ser muito reduzida e a temperatura em suas seções uniformizarem-se rapidamente, como mencionado também nos trabalhos de Lie e Lin (1985), Albuquerque (2012) e Ferreira (2019).

Ressalta-se que em razão das limitações da análise *coupled temp-displacement* mencionada no item 5.3 em relação aos elementos de vergalhões no *software* ABAQUS® não foi possível identificar a temperatura nas barras de aço. Todavia, segundo Castro (2005), em suas análises utilizando o *software* Thersys®, este, conseguiu identificar que as temperaturas das barras eram praticamente idênticas à temperatura no concreto em um mesmo ponto da seção transversal. Logo, a temperatura no aço depende de sua posição (indiretamente do cobrimento) e das dimensões da seção transversal, sendo adotado, para o presente trabalho, que para todos os casos analisados a temperatura das barras será igual à de concreto.

Segundo Costa e Silva (2005), a melhor maneira de evitar o colapso prematuro de estruturas é limitando a temperatura das barras de aço à 500 °C. Contudo, conforme Martins (2000), é à temperatura de 550 °C que o aço reduz o limite de escoamento à cerca de 60% do seu valor à 20 °C, causando uma redução da tensão que leva ao colapso. Dessa forma, observando a temperatura da seção de concreto circundante das barras para 30, 60, 90 e 120 minutos, nota-se que o cobrimento é bastante efetivo para proteger as armaduras, tendo em vista que essas possuem temperaturas bem menores que a superfície de concreto exposta ao fogo. A Tabela 21 mostra os resultados das temperaturas nas barras para cada espessura de laje, considerando a classe de agressividade II, em que é visto que as barras de aço perdem a sua função estrutural cerca de 90 minutos após o início do incêndio.

Tabela 21 – Temperaturas das barras de aço para cada intervalo de tempo do incêndio

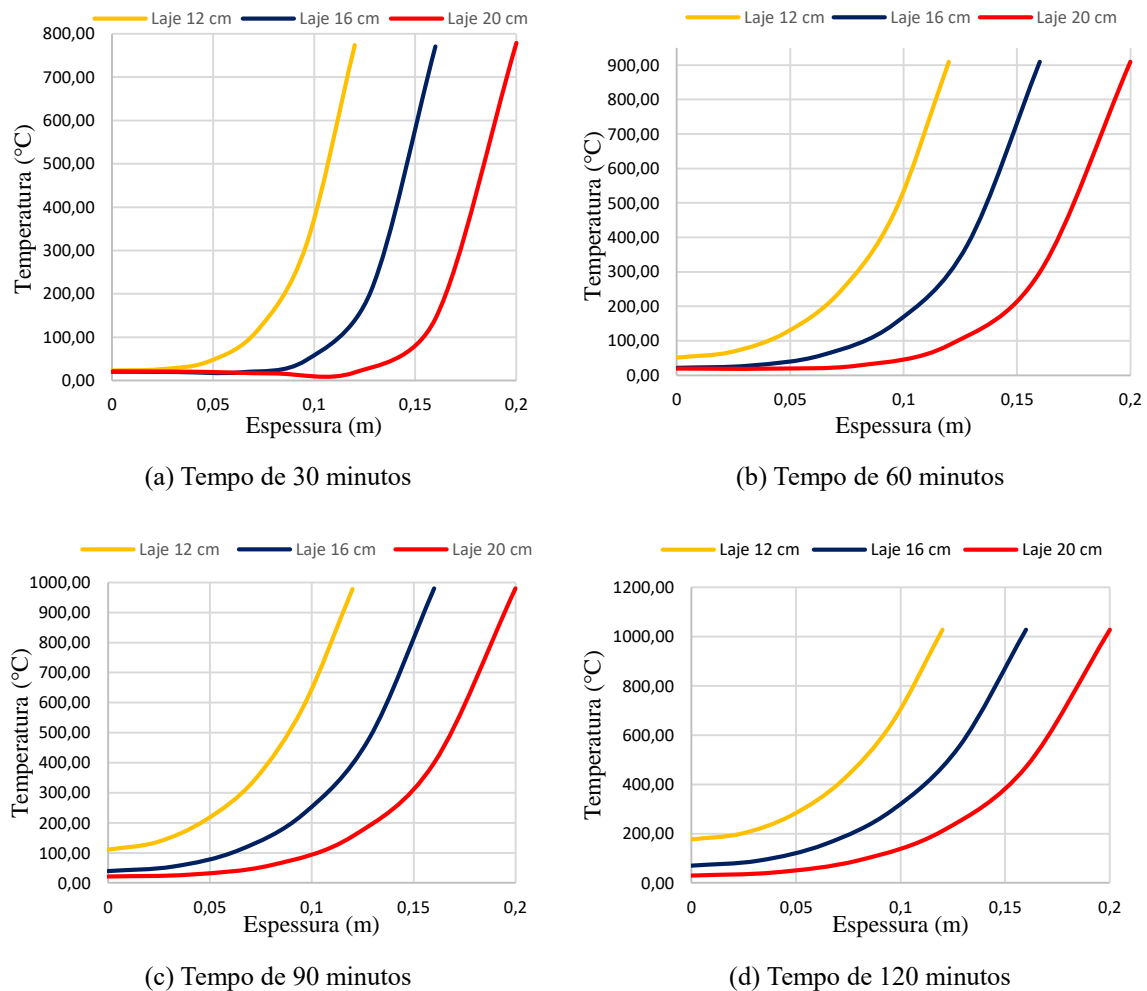
Tempo	Temperatura nas barras em °C		
	Laje de 12 cm	Laje de 16 cm	Laje de 20 cm
30 minutos	287,64	318,22	355,53
60 minutos	460,88	483,87	511,89
90 minutos	563,11	579,31	601,75
120 minutos	639,22	648,09	666,57

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

6.4.2 Variação da espessura no final do incêndio

Avaliou-se ainda a influência da espessura da laje para o tempo de 30, 60, 90 e 120 minutos na variação da temperatura ao longo da espessura (Figura 63) para a classe de agressividade II. A escolha da adoção de somente uma classe de agressividade deu-se por conta dos resultados obtidos anteriormente da pequena influência do cobrimento nas duas classes em estudo.

Figura 63 – Comparativo da variação da temperatura para as espessuras das lajes em 30, 60, 90 e 120 minutos



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Do gráfico da Figura 63, tomando o eixo x como a espessura da laje variando de 0 a 0,20 metros, em que $x=0,2$ metros coincide com a superfície da laje submetida ao incêndio e $x=0,00$ a superfície da laje isolada, percebe-se que a espessura da laje possui grande relevância na propagação do incêndio.

Para o tempo de 30 minutos, observa-se que a temperatura da superfície da laje que não está em contato direto com o fogo possui uma pequena alteração, variando de 20 °C para 22,89 °C, 20,18 °C e 20,14 °C para as lajes de 12, 16 e 20 cm, respectivamente. Isso acarreta uma diferença variando entre 0,69 e 12,62% comparado à temperatura inicial das lajes.

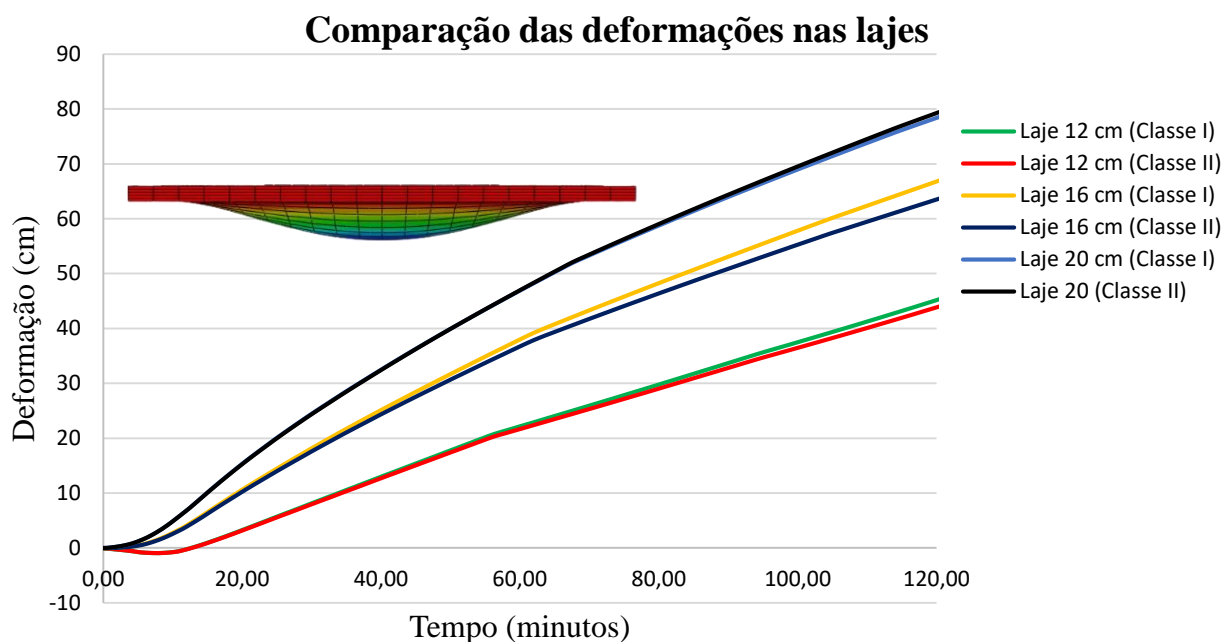
Essa diferença cresce de maneira exponencial à medida que o tempo passa, observando-se uma temperatura de 176,48 °C, 69,96°C e 30,27 °C para as lajes de 12, 16 e 20 cm, respectivamente. As diferenças percentuais, no entanto, são significativas somente para as lajes de 12 e 16 cm, tendo em vista que essas possuem um acréscimo de 882,40 e 349,80% em relação à sua temperatura inicial, enquanto, a laje de 20 cm possui o aumento de 51,35% somente.

6.4.3 Deformações e tensões nas lajes

Afim de avaliar os efeitos dos campos de temperatura nas lajes de concreto armado observou-se a deformação do concreto e tensões de Von Mises no centro da barra de aço para cada espessura (12, 16 e 20 cm). Abu (2009), relata que, no geral, as temperaturas mais elevadas nas camadas expostas da laje causam rápida expansão térmica contra as camadas adjacentes a temperaturas inferiores. Esse comportamento induz a tensões de compressão nas camadas inferiores, que de forma gradual mudam através da profundidade da laje, para tensões de tração nas camadas superiores (CORDEIRO,2014). Ainda, segundo Cordeiro (2014), qualquer aumento na deformação devido à expansão térmica irá gerar uma tensão de compressão muito pequena nas camadas inferiores da laje.

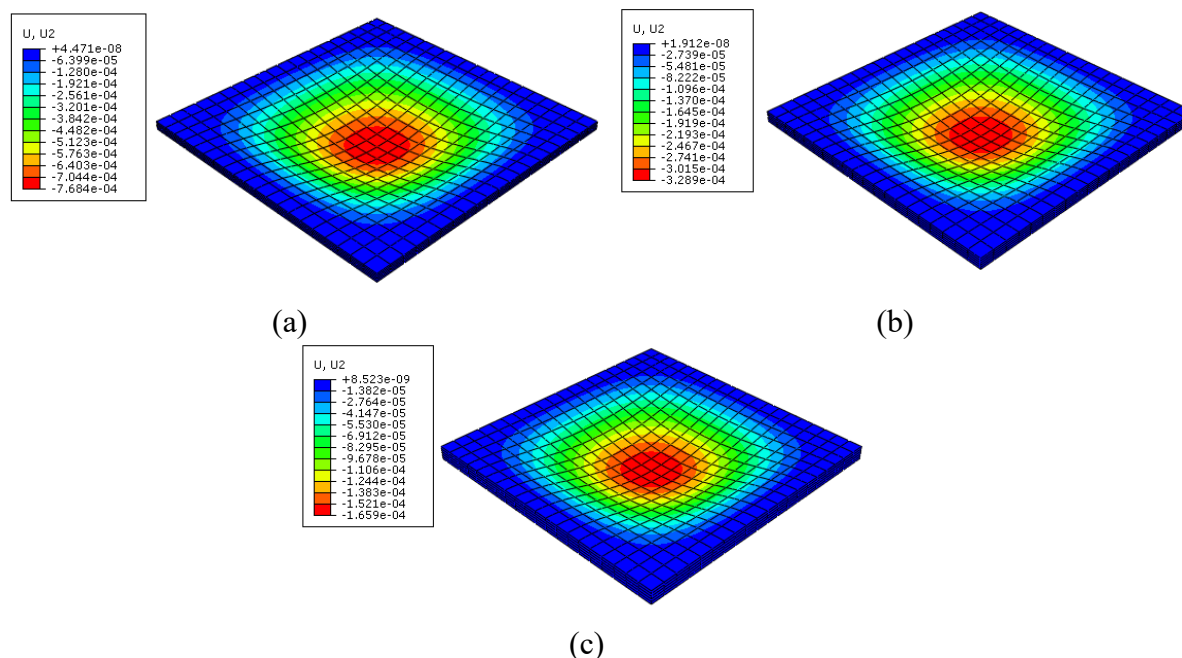
O gráfico representado pela Figura 64 demonstra os resultados das deformações ao longo do tempo de incêndio para as lajes de 12, 16 e 20 cm. Ademais, a Figura 65 mostra as deformações obtidas nas lajes quando analisado somente a flecha decorrentes das solicitações mecânica, anterior ao incêndio.

Figura 64 – Comparativo das deformações no centro das lajes de 12, 16 e 20 cm no decorrer do incêndio



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 65 – Deformações nas lajes antes do incêndio: (a) Laje de 12 cm; (b) Laje de 16 cm; (c) Laje de 20 cm



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

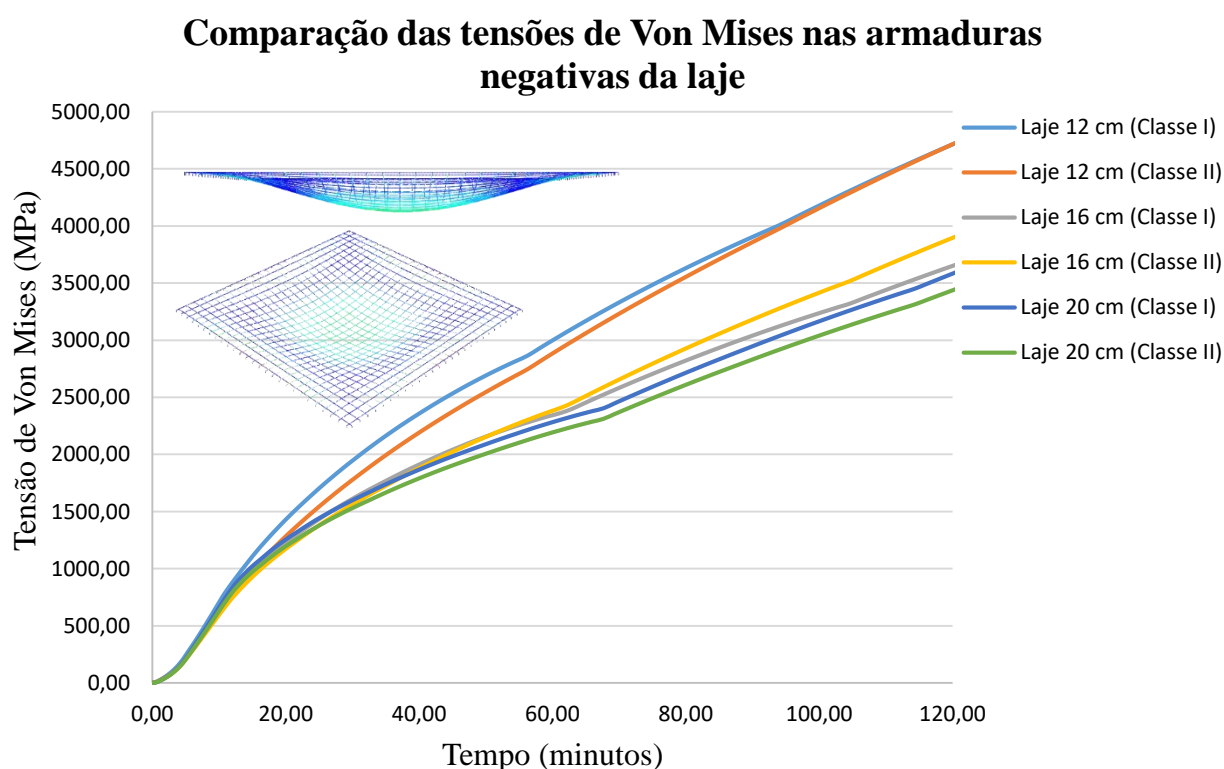
Do gráfico deformação \times tempo para as lajes, apresentado na Figura 64, nota-se uma flecha máxima de 45,68 cm, 67,33 cm e 79,68 cm para as lajes de 12, 16 e 20 cm, respectivamente. Ainda, observa-se um comportamento totalmente linear da deformação, não

sendo caracterizado o momento de ruptura do elemento ou a mudança do regime elástico para o regime plástico. Esse comportamento é explicado por conta do modelo empregado no presente trabalho ser puramente linear, não sendo levando em consideração a não linearidade física e geométrica para a obtenção dos resultados. Dessa forma, não foi possível ter uma aproximação da temperatura de colapso do modelo.

É importante ressaltar que a partir de 10 minutos, de acordo com a curva de incêndio padrão ISO 834, a temperatura no ambiente já ultrapassa 600 °C, temperatura que tende a degradar as propriedades mecânicas dos materiais, aumentando assim a deformação e tensão oriundos das ações térmicas.

No gráfico da Figura 66 mostra-se a evolução da tensão de Von Mises nas barras de aço ao longo do tempo decorrido de incêndio.

Figura 66 – Tensões de Von Mises nas barras de aço das lajes de 12, 16 e 20 cm



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Do gráfico, observa-se o crescimento quase linear das tensões ao passar do tempo, assim como pôde ser visto no gráfico das deformações, expressado pela Figura 64.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho, elementos tridimensionais de estruturas de concreto armado (lajes) foram modelados com o intuito de simular o comportamento termomecânico quando submetido à situação de incêndio. Os modelos foram desenvolvidos por meio do *software* ABAQUS®, com a utilização do método dos elementos finitos. A modelagem desse comportamento exige conhecimento do desempenho estrutural sob condições adversas, onde estão presentes grandes deformações, degradação dos materiais e análise transiente.

Para os modelos de validação, comparou-se os resultados fornecidos após a modelagem no *software* ABAQUS® com soluções difundidas na literatura, como, a solução de Navier e as equações de condução de calor para placas, além de reproduzir o trabalho desenvolvido por Reddy & Chin (1998) realizando uma análise termomecânica acoplada, obtendo as deformações e distribuição de temperaturas para os tempos de 1, 3 e 5 segundos.

Para a modelagem paramétrica das lajes, afim de simular a resposta estática, utilizou-se o *step Static, General* para a aplicação de uma carga distribuída que gerou esforços mecânicos na laje antes do acontecimento do incêndio. Após isso, a resposta termomecânica, foi obtida por meio do *step coupled temp-displacement*, processo conhecido como “*temperature approach*”.

A boa concordância entre os resultados numéricos e analíticos para os modelos de validação demonstram que a metodologia empregada no presente trabalho é capaz de simular o comportamento de pequenas estruturas e elementos estruturais isolados de concreto armado em situação de incêndio. Os resultados deste estudo possuem uma grande conformidade aos apresentados na literatura quando se trata da distribuição de temperatura ao longo das espessuras dos elementos, mesmo com a limitação do modelo utilizado em não identificar a variação da temperatura nas armaduras, a redistribuição de esforços e a não linearidade física e geométrica.

Nesse sentido, é importante destacar, também, que o estudo presente nesse trabalho, dos elementos estruturais sob altíssimas temperaturas é fundamental para compreender como os efeitos térmicos desencadeiam o surgimento de tensões e grandes deformações, deixando-a mais propícia a formação de mecanismos de ruptura. Entretanto, ressalta-se que a resposta de qualquer estrutura submetida ao fogo depende de inúmeras variações não consideradas no presente trabalho, o que pode enviesar os resultados obtidos.

Para as lajes, notou-se que o cobrimento das armaduras adotados conforme NBR 6118:2014 para as classes de agressividade I e II não possui uma grande interferência na

distribuição da temperatura nos elementos, em virtude da sua pequena área em comparação a de concreto, muito embora este revestimento possua grande relevância na proteção das barras, tendo em vista que essa, segundo pesquisas realizadas, possui praticamente a mesma temperatura da seção de concreto circundante. Além disso, analisando a diferença da propagação da temperatura nas lajes de 12, 16 e 20 cm, nota-se uma enorme diferença na temperatura da superfície oposta do incêndio, demonstrando a importância dessa seção no gradiente térmico. Todavia, nota-se que a laje de 20 cm, embora tenha sido a que mais compartimentou o incêndio teve as maiores deformações ao final dos 120 minutos avaliados.

Dessa forma, com base no que foi apresentado, têm-se como propostas para trabalhos futuros os seguintes temas:

- ✓ Variar a taxa de armadura, assim como, a adoção do tipo de concreto e aço, analisando de maneira paramétrica a influência de cada variável na distribuição dos esforços e campos de temperatura;
- ✓ Realizar uma análise não linear, considerando os efeitos oriundos da não linearidade física e geométrica e comparar com o modelo linear desenvolvido no presente trabalho;
- ✓ Estudar a influência dos tipos de ligações viga-pilar para situações adversas, como a do incêndio;
- ✓ Realizar ensaios experimentais com o aquecimento da estrutura a fim de obter uma curva de incêndio mais próxima do real, onde, considere-se o resfriamento do ambiente, conduzido por um ramo descendente após um determinado período de tempo;

REFERÊNCIAS

ABAQUS. **Abaqus User's Manual**. Documentation, 2014.

ABU, A.K. **Behavior of composite floor systems in fire**. 2009. 204p. PhD (Thesis). The University of Sheffield, South Yorkshire, 2009.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. de. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. 246f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ALMEIDA, M. C. DE. **Verificação da segurança estrutural de pilares de concreto armado em situação de incêndio**. 2018. 111f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

AMARAL, R. D. O. **Simulação do comportamento de estruturas de concreto submetidas a incêndios**. 2011. 55f. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2011.

AMARAL, R. DE O. **Análise Computacional termo-mecânica de estruturas de concreto sujeitas a temperaturas elevadas**. 2014. 97f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2014.

ANJOS, D. N. C. DOS. **Eficácia de modelos micromecânicos na modelagem de estruturas de concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras de aço**. 2019. 147f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso), Universidade Federal do Ceará, Crateús, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860: glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio**. Rio de Janeiro, ABNT 1997. 10 p.

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, ABNT 2013. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT 2001. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.** Rio de Janeiro, ABNT 2012. 48 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628:2001 componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo.** Rio de Janeiro, ABNT 2001. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:2019 ações para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, ABNT 2019. 60 p.

AZEVEDO, A. F. M. **Método dos elementos finitos.** 1º Edição, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

BAZANT, Z; KAPLAN, M. **Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models.** Concrete design and construction series, Longman Group Limited, 1996.

BRITEZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas.** 2011. 252f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

CARVALHO, R. C; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014.** 4ª Edição. São Carlos: Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2014.

CASTRO, G.G.S. **Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2005. 109f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

ÇENGEL, Y. A.; BOLES, M. A. **Termodinâmica**. 7ª Edição. AMGH Editora Ltda. 2013.

ÇENGEL, Y. A.; GHAJAR, A. J. **Transferência de calor e massa**. 4ª Edição. AMGH Editora Ltda. 2012.

CESARINO, Y. B. **Estudo analítico e numérico via MEF da instabilidade de vigas metálicas em situação de incêndio**. 2018. 208f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

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

COSTA, C.N; SILVA, V.P.; **Métodos simplificados para o dimensionamento de estruturas de concreto sujeitas à flexão simples, em situação de incêndio**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., 2005, Olinda. Anais. São Paulo: IBRACON, 2005.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D. DE; SILVA, V. P. **O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio**. Instituto Brasileiro do Concreto - 44o Congresso Brasileiro, p. 16, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, p. 22, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: design of concrete structures: part 1-2: general rules: structural fire design**. prEN 1992-1-2. Brussels, Belgium, 2004. 106 p.

FERREIRA, A. P.G. **Modelagem dos fenômenos de transporte termo-hídricos em meios porosos submetidos a temperaturas elevadas: aplicação a uma bicamada rocha-concreto**. 2011. 122f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

FERREIRA, M. W. **Estudo numérico dos efeitos estruturais da exposição de pilares em concreto armado a altas temperaturas**. 2019. 238f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

FLETCHER, I. A. et al. **Behaviour of concrete structures in fire**. Thermal Science, v. 11, n. 2, p. 37–52, 2007.

GHALI, Y. A.; SUGUMAR, R.; MUSA, H. A. **Impact of Fire on Steel Reinforcement in Reinforced Concrete Structures**. v. 5, n. 10, p. 1–14, 2015.

GRAÇAS, G.S.C. **Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2005. 109f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2005.

HELENE, P.; BRITTEZ, C.; CARVALHO, M. **Fire impacts on concrete structures. A brief review**. Revista ALCONPAT, v. 10, n. 1, p. 1–21, 2019.

HOLMAN, J. P. **Transferência de calor**. 10ª Edição. Companhia Editorial Continental, S.A. DE C.V. México, 1999.

INCROPERA, F. P.; DEWITT, D. P. **Fundamentos de transferência de calor e de massa**. 6ª Edição. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2008.

JUNIOR, V. DE S. **Simulação computacional do comportamento de estruturas de aço sob**

incêndio. 2004. 147f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

KANE, J. H. **Boundary Element Analysis**, Prentice Hal. Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1994.

KANEMA, M; PLIYA, P; NOUMOWE, A; GALLIAS, J. **Spalling, thermal, and hydrous behavior of ordinary and high-strength concrete subjected to elevated temperature**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 23, 7, pp. 921-930, 2011.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Estructuras de hormigón armado: bases para el dimensionado de estructuras de hormigón armado**. 2º Edição. Buenos Aires: El Ateneo, Vol. 3, 1988.

LIE, T.T.; LIN, T.D. **Fire performance of reinforced concrete columns**. Fire safety: Science and Engineering, ASTM, STP 882, 176-205, 1985.

LIMA, R. C. A. et al. **Efeito de altas temperaturas no concreto**. II Seminário de Patologia das Edificações, 2004.

LOMBA, N. C. F. da. **Resistência residual de vigas de betão armado após incêndio**. 2011. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2011.

LU, W.; AYOUB, A.; D'MELLO, C. **Effectiveness of coupled thermo-mechanical damage modelling in steel structural fire engineering**. Fire Safety Journal, v. 121, n. November 2020, p. 103314, 2021.

MALHOTRA, H. L. **Properties of materials at high temperatures**. Report on the work of technical committee 44-PHT. Materials and structures/matériaux et constructions. Vol. 15. N° 86. RILEM. Paris, 1982.

MARTHA, L. F. **Método dos elementos finitos (Notas de aula do curso CIV-2118)**. Ed. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 1994.

MARTHA, L.F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 2ª Edição. Rio de Janeiro: Grupo Editora Nacional (Gen), 2017.

MARTINS, M. M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio**. 2000. 232f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2000.

MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure**. Tese de D.Sc., Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technique, Université Pierre et Marie Curie – C.N.R.S., Cachan, França, 1984.

MORAES, A. J. **O método dos elementos finitos e a Engenharia Civil**. Especialize On-line IPOG, v. 01, 2015.

OLIVEIRA, C. R.; MORENO JÚNIOR, A. L. **Efeito do fogo nas estruturas de concreto reforçadas com FRP**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, São Paulo. Campinas: Abece, 2011. p. 1-15.

PIRES, D. et al. **An efficient inelastic approach using SCM/RPHM coupling to study reinforced concrete beams, columns and frames under fire conditions**. Engineering Structures, v. 219, n. April, p. 110852, 2020.

REDDY, J. N.; CHIN, C. D. **Thermomechanical analysis of functionally graded cylinders and plates**. Journal of Thermal Stresses, v. 21, n. 6, p. 593–626, 1998.

REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio**. 2007. 269f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

REINA, A.G. R. **Dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de incêndio**. 2010. 90f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil),

Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

SCHLEICH, J. B. **Properties of the materials. In: Implementation of Eurocodes: design of buildings for fire situation: handbook 5.** Luxemburg: Leonardo da Vinci Pilot Project, 2005.

SILVA, V.P. **Estruturas em situação de incêndio; diferenças entre normas brasileiras e europeia.** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, p 16. 2015.

SORIANO, H. L. **Elementos finitos: formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas.** 1º Edição. Editora: Ciências Moderna, 2009.

SOUSA, D. A. DE; SILVA, G. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio.** 2015. 137f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharel em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

SOUZA, A. A. A. **Influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto submetido ao fogo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.

SOUZA, G. T. **Utilização de imagens em infravermelho para análise térmica de componentes construtivos.** Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

SOUZA, R. M. de. **O método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor.** Apostila, Universidade Federal do Pará, Belém, 2003.

SZILARD, R. **Theories and Applications of Plates Analysis.** 1ª ed. New Jersey: John Wiley & Sons. 2004.

TAVAKOLI, H.R.; KIAKOJURI F. (2015) **Threat-Independent Column Removal and FireInduced Progressive Collapse: Numerical Study and Comparison,** Civil Engineering Infrastructures Journal, Vol 48, p. 121-131

TAVARES, J. M. I. R. S. **Introdução ao método dos elementos finitos**. Feup, Portugal, maio 1998.

VIEIRA, L. L. **Análise da resistência ao fogo de pórticos em aço pelo método dos elementos finitos**. 2019. 142f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

WIESE, M. **Análise termomecânica de lajes nervuradas de concreto armado em situação de incêndio**. 2018. 184f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

WILLIAMSON, R. L. **Enhancing the ABAQUS thermomechanics code to simulate multipellet steady and transient LWR fuel rod behavior**. *Journal of Nuclear Materials*, v. 415, n. 1, p. 74–83, 2011.

ZHANG, B. et al. **A general approach for solving three-dimensional transient nonlinear inverse heat conduction problems in irregular complex structures**. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, v. 140, p. 909–917, 2019.

ZHANG, J.; CHAUHAN, S. **Fast explicit dynamics finite element algorithm for transient heat transfer**. *International Journal of Thermal Sciences*, v. 139, n. October 2018, p. 160–175, 2019.