

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE ESTRUTURAS  
PORTUÁRIAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

por

Marcelo Mesquita do Amaral

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, agosto, 2018

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE ESTRUTURAS  
PORTUÁRIAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Por

Marcelo Mesquita do Amaral  
Engenheiro Civil

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Comissão de Avaliação:

Prof. Dr. Américo Campos Filho

PPGEC/UFRGS

Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos

PPGEO/FURG

Prof. Dr. Liércio André Isoldi

PPGEO/FURG

Prof. Dr. Liércio André Isoldi  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, 31 de agosto de 2018

## **AGRADECIMENTOS**

Ao orientador, professor Mauro Real, pelo apoio, dedicada orientação e transmissão de conhecimentos, fatores decisivos para conclusão deste trabalho.

Aos professores do Curso de Graduação e Pós-Graduação, pelo conhecimento transmitido.

Aos meus pais, que sempre serão inspiração para cada passo dado.

A Nátili Amaral, minha esposa, companheira e incentivadora que esteve lado a lado auxiliando a conclusão desta jornada.

Aos amigos que sempre forneceram o apoio necessário para seguir em frente.

Aos colegas da Diretoria de Obras da FURG por possibilitar o desenvolvimento das atividades profissionais concomitantemente ao trabalho de pós-graduação.

A todos que de alguma forma colaboraram com sugestões e incentivos.

## RESUMO

O projeto de estruturas de concreto consiste na determinação das dimensões das peças e da quantidade e disposição das armaduras, para que não seja atingido um estado limite. Atualmente, ao considerar os efeitos de um incêndio, softwares comerciais de projeto, em geral, limitam-se apenas às verificações com base no método tabular, conforme a ABNT NBR 15200:2012, sem levar em consideração os esforços solicitantes e resistentes, deixando ao projetista a necessidade de alterar o dimensionamento da seção de concreto. Este fato, não estimula a utilização da norma brasileira por não apresentar soluções econômicas. O objetivo principal dessa dissertação é apresentar alternativas para o dimensionamento de vigas de concreto armado de estruturas portuárias, em situação de incêndio, buscando seções otimizadas nos cálculos. Além disso, nessa dissertação foi proposto um método mais simplificado de dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio que permita a implementação em softwares comerciais de projeto. Tal método simplificado proposto pretende conciliar segurança estrutural, facilidade do dimensionamento e economia na execução. Através de um exemplo numérico, demonstrou-se a aplicação prática dos métodos tabular e simplificados. Os resultados obtidos pelos métodos simplificados foram mais econômicos do que aqueles provenientes do método tabular. A validação dos modelos de cálculo foi feita através de um estudo comparativo com valores encontrados na literatura, bem como com os calculados com software ANSYS. Ao final desse trabalho, concluiu-se que o método simplificado proposto, além de ser um método de fácil aplicação, apresenta resultados, em geral, a favor da segurança; e, mesmo assim, permite resultados mais econômicos que o método tabular. Nos casos em que a estrutura dimensionada à temperatura ambiente não atenda ao Tempo Requerido de Resistência ao Fogo pelo método tabular, recomenda-se uma verificação pelo método simplificado proposto, ao invés de prontamente aumentar as dimensões da estrutura. Dessa forma, os projetistas serão estimulados a utilizar a ABNT NBR 15200:2012 em seus projetos, garantindo a segurança estrutural em situação de incêndio de forma mais econômica.

Palavras-chaves: dimensionamento à flexão, viga, concreto armado, estruturas portuárias, incêndio.

## **ABSTRACT**

The reinforced concrete design consists of determining the cross-section dimensions as well as the amount and position of reinforcement steel so that a limit state is not reached. Currently, as far as the effect of a fire is concerned, design commercial software are generally limited to tabular method-based verification, in compliance with ABNT NBR 15200:2012, not taking the stresses into consideration, which forces the structural engineer to alter the concrete section dimensions. This fact does not encourage compliance with the Brazilian norm since it does not present economical solutions. The main goal of this dissertation is to present alternatives for dimensioning reinforced concrete beams for port structures in fire situations, seeking optimal cross-sections. Furthermore, this dissertation proposes a more simplified method for the design of reinforced concrete beams in fire situations which allows its implementation by commercial design software. Such a simplified method aims to combine structural safety, easy calculations and economical results. Through a numerical example, the practical application of the tabular and simplified methods has been demonstrated. The results obtained by the simplified methods proved more economical than the ones obtained by the tabular method. The calculation models validation has been carried out through a comparative study of values found in literature, as well as the ones calculated by ANSYS software. At the end of this work, the conclusion is that the simplified method proposed, besides being easier, favors safety, allowing, at the same time, more economical results than the tabular method. In the cases in which structural design to ambient temperature does not comply with Required Time for Fire Resistance through the tabular method, a verification through the simplified method proposed is recommended, instead of an immediate cross-section enlargement. In this way, the structural engineers shall be encouraged to use ABNT NBR 15200:2012 in their designs, guaranteeing structural safety in fire situations in a more economical way.

**Keywords:** flexure design, beam, reinforced concrete, port structures, fire.

# ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO .....	19
1.1. Apresentação do problema .....	19
1.2. Estado da arte .....	20
1.3. Objetivos .....	25
1.3.1. Objetivo Geral .....	25
1.3.2. Objetivos Específicos .....	25
1.4. Organização do Trabalho .....	26
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	28
2.1. Definição .....	28
2.2. Histórico .....	28
2.3. Incêndios em Portos .....	29
2.4. Modelos de Incêndio de Projeto .....	33
2.5. Resistência ao Fogo .....	34
2.5.1. Tempo de Resistência ao Fogo .....	34
2.5.2. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo .....	34
2.6. Propriedades dos Materiais Estruturais sob Temperaturas Elevadas .....	37
2.6.1. Concreto .....	37
Resistência à compressão .....	38
Massa Específica .....	39
Condutividade Térmica .....	40
Calor Específico .....	40
2.6.2. Aço .....	42
Resistência ao escoamento .....	42
2.7. Transferência de Calor .....	43
2.7.1. Radiação .....	43
2.7.2. Convecção .....	44
2.7.3. Condução .....	44
2.8. Análise Térmica de Estruturas em Situação de Incêndio .....	45
2.8.1. Gráficos de Perfis de Temperatura .....	45
2.8.2. Métodos Simplificados de Determinação dos Perfis de Temperaturas .....	47
Método de Wickström .....	48
Método de Hertz .....	49

Método de Kodur .....	51
2.8.3. Métodos de Elementos Finitos Para Determinação dos Perfis de Temperaturas .....	53
2.8.4. Análise Térmica Utilizando ANSYS.....	53
3. METODOLOGIA .....	59
3.1. Método Tabular .....	61
3.1.1. Armaduras ativas.....	63
3.1.2. Redução de $c_1$ .....	63
3.1.3. Aplicação de Revestimento.....	64
3.1.4. Armaduras de canto.....	64
3.1.5. Vigas com largura variável.....	65
3.1.6. Armaduras em várias camadas .....	66
3.1.7. Vigas contínuas e redistribuição de momentos .....	66
3.1.8. Armaduras negativas .....	67
3.2. Métodos Simplificados de cálculo .....	68
3.2.1. Momento Solicitante em Situação de Incêndio.....	70
3.2.2. Método da Isoterma 500°C.....	70
3.2.3. Método Simplificado Utilizando o ANSYS.....	72
3.2.4. Método Simplificado Proposto .....	77
3.3. Método Avançado de cálculo .....	81
3.4. Método Experimental.....	81
4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....	83
4.1. Determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo - TRRF .....	84
4.2. Dimensionamento pelo Método Tabular .....	85
4.2.1. Alternativa I – Aumentar o cobrimento .....	86
4.2.2. Alternativa II – Aumentar a bitola das barras de canto .....	87
4.2.3. Alternativa III – Considerar $\Delta c_1$ (valor de redução do $c_1$ ).....	88
4.2.4. Alternativa IV – Aumentar a Altura da Viga.....	89
4.2.5. Alternativa V – Distribuir a armadura em 2 camadas .....	90
4.2.6. Resultados pelo Método Tabular.....	92
4.3. Cálculo do Momento Solicitante em Situação de Incêndio .....	92
4.4. Cálculo do Momento Resistente em Situação de Incêndio.....	94
4.4.1. Método da Isoterma 500 °C.....	94
4.4.2. Método Simplificado Utilizando o ANSYS.....	97
4.4.3. Método Simplificado Proposto .....	104

4.5. Comparativo dos Resultados.....	105
5. VERIFICAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO .....	110
5.1. Verificação das Temperaturas.....	110
5.2. Verificação do Momento Resistente em Situação de Incêndio .....	115
6. TESTES PARAMÉTRICOS .....	119
6.1. Resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) .....	119
6.2. Altura da Viga .....	119
6.3. Largura da viga .....	120
6.4. Cobrimento da armadura.....	120
6.5. Distribuição das barras.....	121
6.6. Área de aço.....	121
6.7. Espessura de revestimento .....	122
6.8. Tempo de exposição ao fogo.....	123
6.9. Resultados .....	123
7. CONCLUSÃO .....	124
REFERÊNCIAS.....	126
ANEXO 1 – Cargas de incêndio específicas, conforme a ABNT NBR 14432:2001 .....	132
APÊNDICE 1 – Tutorial para modelagem de transferência de calor transiente em uma viga de concreto 19x40cm em situação de incêndio utilizando o programa ANSYS .....	137



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Incêndio no Porto de Santos, 2013 (Fonte: Folha de São Paulo on line, 2013).....	30
Figura 2.2 - Incêndio no Porto de Santos, 2014 (Fonte: Estadão on line, 2014) .....	30
Figura 2.3 - Incêndio no Porto de Santos, 2015 (Fonte: UOL economia, 2015) .....	31
Figura 2.4 - Incêndio no Porto de Santos, 2016 (Fonte: Portal G1, 2016) .....	32
Figura 2.5 - Incêndio no Porto de Santos, 2017 (Fonte: Portal G1, 2017) .....	32
Figura 2.6 – Fator de redução da resistência dos concretos silicoso e calcário ( $k_c, \theta$ ), em função da temperatura conforme ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2, parte 1.2 (2004).....	39
Figura 2.7 – Massa Específica do Concreto, conforme ABNT NBR 15200:2012 .....	39
Figura 2.8 – Condutividade Térmica, conforme ABNT NBR 15200:2012 .....	40
Figura 2.9 – Calor Específico, conforme ABNT NBR 15200:2012 .....	41
Figura 2.10 - Fator de redução da resistência do aço ( $k_s, \theta$ ), em função da temperatura conforme ABNT NBR 15200:2012 .....	43
Figura 2.11 – Mecanismos de transferência de calor em um incêndio: (a) radiação, (b) convecção e (c) condução. (Fonte: Seito et al.,2008, ajustado).....	43
Figura 2.12 – Isotermas de vigas de concreto submetidas ao incêndio padrão (Fonte: Eurocode 2, parte 1.2, 2004, apud Buchanan e Abu, 2017) .....	46
Figura 2.13 - Divisão das áreas nos elementos de concreto para o cálculo das temperaturas (Fonte: Kodur, Yu e Dwaikat, 2013, adaptado) .....	47
Figura 2.14 – Modelo ilustrativo de viga adotado para análise no ANSYS .....	53
Figura 2.15 - Curva tempo-temperatura do incêndio padrão ISO 834 (1999); e da superfície da estrutura, conforme as equações de Wickström e de Wickström adaptada.....	54
Figura 2.16 - Representação esquemática do elemento PLANE 55, 2-D <i>Thermal Solid</i> (Fonte: ANSYS, 2009) .....	55
Figura 2.17 – Discretização do modelo 2-D da seção 19x40 cm da viga de concreto .....	55
Figura 2.18 – Teste de independência de malha .....	56
Figura 2.19 – Teste do passo de tempo .....	57
Figura 2.20 - Isotermas de Viga 19x40 cm, tempos 30, 60, 90 e 120 min, através de modelagem no ANSYS.....	58
Figura 3.1 - Procedimentos para análise de estruturas em situação de incêndio recomendadas pelo Eurocode 1 (2002) (Fonte: Klein Júnior, 2011, adaptado).....	59
Figura 3.2 – Fatores relevantes para o dimensionamento de estruturas.....	60
Figura 3.3 – Dimensões mínimas de largura ( $b_{min}$ ) e a distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo ( $c_l$ ) .....	61
Figura 3.4 - Abordagem prescritiva para dimensionar elementos estruturais pelo método tabular (Fonte: Purkiss, 2014 adaptado às normas brasileiras) .....	63
Figura 3.5 - Distância $c_1$ e $c_{1l}$ (Fonte: ABNT NBR 15200:2012, ajustada) .....	65
Figura 3.6 – Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas (Fonte: ABNT NBR 15200:2012) .....	65
Figura 3.7 – Envoltória de momentos fletores (Fonte ABNT NBR 15200:2012, ajustada) .....	67
Figura 3.8 - Dimensões mínimas para dispensar a verificação de $c_1$ das armaduras negativas .....	67
Figura 3.9 – Fluxograma de procedimento de projeto pelo método simplificado utilizando o ANSYS .....	76
Figura 3.10 – Fluxograma dos procedimentos do método simplificado proposto.....	80
Figura 3.11 – Experimento em escala real; setas indicando o deslocamento lateral de pilares externos (Bailey, 2002) .....	82
Figura 4.1 – Viga dos Exemplos .....	83
Figura 4.2 - Distribuição das barras em duas camadas, medidas em [cm] .....	90

Figura 4.3 - Seção reduzida conforme a isoterma 500°C.....	96
Figura 4.4 - Temperaturas dos nós [°C], viga 19x50 cm, tempo incêndio padrão 90 min.....	98
Figura 4.5 - Fator de redução de resistência do concreto $k_c$ , $\theta_j$ , tempo do incêndio 90 min.....	100
Figura 4.6 - Força resultante do concreto comprimido, em situação de incêndio,.....	102
Figura 5.1 – Representação sem escala das seções analisadas, dimensões em [cm].....	116
Figura B.0.1 – Escolha da análise.....	137
Figura B.0.2 – Adicionando novo elemento.....	137
Figura B.0.3 – Seleção do elemento.....	138
Figura B.0.4 – Propriedade térmica de condutividade do material.....	138
Figura B.0.5 – Valores de condutividade térmica em função do tempo.....	139
Figura B.0.6 – Gráfico Temperatura x Condutividade Térmica.....	140
Figura B.0.7 - Propriedade térmica de calor específico do material.....	140
Figura B.0.8 - Valores de calor específico em função do tempo.....	141
Figura B.0.9 - Gráfico Temperatura x Calor específico.....	141
Figura B.0.10 - Propriedade térmica de massa específica do material.....	142
Figura B.0.11 - Valores de massa específica em função do tempo.....	142
Figura B.0.12 - Gráfico Temperatura x Massa específica.....	143
Figura B.0.13 – Criação da seção.....	143
Figura B.0.14 – Seção criada.....	144
Figura B.0.15 – Definição do tamanho do elemento.....	144
Figura B.0.16 – Criando a malha de elementos.....	145
Figura B.0.17 – Malha de elementos criada.....	145
Figura B.0.18 – Iniciando análise.....	146
Figura B.0.19 – Seleção do método de solução.....	146
Figura B.0.20 – Definição da função de elevação da temperatura da superfície.....	147
Figura B.0.21 – Carregando a função definida.....	147
Figura B.0.22 – Aplicação da temperatura variável.....	148
Figura B.0.23 – Aplicação da Função da temperatura na superfície.....	148
Figura B.0.24 – Função da temperatura aplicada na superfície.....	149
Figura B.0.25 – Fluxo de calor nulo na superfície superior (adiabática).....	149
Figura B.0.26 – Temperatura inicial uniforme de 20°C.....	150
Figura B.0.27 – Temperatura ambiente de 20°C.....	150
Figura B.0.28 – Configuração da análise (aba <i>basic</i> ).....	150
Figura B.0.29 - Configuração da análise (aba <i>transient</i> ).....	151
Figura B.0.30 – Análise concluída.....	151
Figura B.0.31 – Selecionando resultados para tempo de 5400 s.....	152
Figura B.0.32 – Listando resultados das temperaturas em cada nó.....	152

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em [min] .....	36
Tabela 2.2 – Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio .....	37
Tabela 2.3 - Valores de $\gamma_s$ .....	37
Tabela 2.4 – Valores da relação $k_c, \theta = f_c, \theta / f_{ck}$ .....	38
Tabela 2.5 - Valores das relações $k_s, \theta$ , conforme ABNT NBR 15200:2012 .....	42
Tabela 2.6 - Parâmetros de análise de temperatura para elementos de concreto sob incêndio padrão, conforme Método de Hertz .....	50
Tabela 2.7 – Coeficientes $\alpha$ e $n$ , do Método de Kodur, em função do tipo de incêndio .....	51
Tabela 2.8 – Coeficientes $k_1$ e $k_2$ , do Método de Kodur, em função do tipo de concreto .....	52
Tabela 2.9 - Teste de independência de malha. ....	56
Tabela 2.10 - Teste do passo de tempo.....	57
Tabela 3.1- Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.....	62
Tabela 3.2 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos .....	62
Tabela 3.3 - Fatores de combinação $\psi_2$ utilizados para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis em edificações. ....	69
Tabela 3.4 - Largura mínima da seção transversal em função da resistência ao fogo requerida .....	71
Tabela 3.5 – Comparação da profundidade da Isoterma 500°C [mm] usando os métodos de Wickström, Hertz e o Eurocode .....	72
Tabela 4.1 – Variação dos momentos solicitantes em situação de incêndio em função da proporção entre carga permanente e variável.....	93
Tabela 4.2 - Forças resultantes de cálculo em cada faixa de nós dos elementos finitos de concreto analisada e somatória parcial dessas forças. ....	101
Tabela 4.3 - Braços de alavanca de cada bloco de concreto comprimido.....	103
Tabela 4.4 – Comparativo dos momentos fletores de cálculo em situação de incêndio, por diferentes métodos, para a viga em estudo, TRRF de 90 min .....	106
Tabela 4.5 – Comparativo do TRF da viga de estudo, determinado com o método tabular, com o da isoterma 500°C, e com simplificado proposto .....	107
Tabela 5.1 - Comparação da temperatura na superfície do concreto conforme Wickström, Hertz, Eurocode 2, parte 1.2 (2004) e o modelado no ANSYS (Fonte: Purkiss, 2017 adaptado) .....	110
Tabela 5.2 - Comparativo de temperaturas de Lemos (2011), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur.....	111
Tabela 5.3 – Comparativo de temperaturas de Albuquerque (2012), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur .....	111
Tabela 5.4 – Comparativo de temperaturas de Silva e Pierin (2015), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur .....	112
Tabela 5.5 – Comparativo de temperaturas do Eurocode 2, parte 1.2 (2004), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur.....	113
Tabela 5.6 - Comparativo de temperaturas de Kodur, Yu e Dwaikat (2013), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur .....	114
Tabela 5.7 - Comparativo de temperaturas de Purkiss (2017), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur.....	115
Tabela 5.8 – Comparativo Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio, considerando as temperaturas determinadas pelo Software ANSYS .....	116
Tabela 5.9 - Comparativo Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio, considerando para o método da Isoterma 500° C e o método simplificado proposto, as temperaturas determinadas pela equação de Wickström.....	117
Tabela 6.1 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o $f_{ck}$ .....	119
Tabela 6.2 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a altura.....	120

Tabela 6.3 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a largura da viga ....	120
Tabela 6.4 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o cobrimento .....	120
Tabela 6.5- Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a distribuição das barras.....	121
Tabela 6.6 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o número de barras	122
Tabela 6.7- Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o diâmetro das barras .....	122
Tabela 6.8 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a espessura de revestimento .....	122
Tabela 6.9- Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o tempo de exposição ao fogo.....	123
Tabela A.1 - Valores das cargas de incêndio específicas.....	132
Tabela B.1 - Valores de condutividade térmica em função do tempo .....	139
Tabela B.2 - Valores de calor específico em função do tempo .....	141
Tabela B.3 - Valores de massa específica em função do tempo.....	142

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Algarismos Romanos

$A$  – área da seção transversal por onde o calor flui [m<sup>2</sup>]

$A_c$  – área de concreto comprimido [cm<sup>2</sup>]

$A_{cj}$  – área correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [cm<sup>2</sup>]

$A_{c,fi}$  – área de concreto comprimido em situação de incêndio [cm<sup>2</sup>]

$A_{c500}$  – área correspondente à seção reduzida de concreto pela isoterma 500°C [cm<sup>2</sup>]

$A_f$  – área do piso do compartimento [m<sup>2</sup>]

$A_s$  – área total da seção transversal da armadura longitudinal [cm<sup>2</sup>]

$A_{si}$  – área da seção transversal da barra  $i$  da armadura longitudinal [cm<sup>2</sup>]

$A_{s,calc}$  – área da armadura necessária [cm<sup>2</sup>]

$A_{s,ef}$  – área da armadura detalhada [cm<sup>2</sup>]

$A_v$  – área de ventilação vertical para o ambiente externo do edifício [m<sup>2</sup>]

$a$  – coeficiente em função do tipo de incêndio para equação de Kodur (2013) [-]

$a_c$  – difusividade térmica do concreto [m<sup>2</sup>/s]

$b$  – largura da seção transversal retangular [cm]

$b_{fi}$  – largura efetiva da seção transversal da viga, obtida pelo método da isoterma de 500 °C [cm]

$b_j$  – largura correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [cm]

$b_{min}$  – largura mínima da seção transversal da viga [cm]

$b_w$  – largura da alma de seção transversal de viga com largura variável [cm]

$b_{wmin}$  – largura mínima da alma de seção transversal de viga com largura variável [cm]

$C$  – Parâmetro de análise de temperatura para elementos de concreto sob incêndio padrão pelo método de Hertz [-]

$c$  – cobrimento da armadura [mm]

$c_p$  – calor específico do material [J/kg°C]

$c_{p,top}$  – calor específico do concreto para umidade  $u$  [J/kg°C]

$c_{p,\theta_c}$  – calor específico do concreto à temperatura  $\theta_c$  [J/kg°C]

$c_1$  – distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo [mm]

$c_{1hi}$  – distância da barra  $i$ , de área  $A_{si}$ , à face lateral mais próxima [mm]

$c_{1l}$  – distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto em seção de viga e a face lateral do concreto [mm]

$c_{1m}$  – distância média à face do concreto para armaduras de vigas dispostas em camadas [mm]

$c_{1vi}$  – distância da barra  $i$ , de área  $A_{si}$ , ao fundo da viga [mm]  
 $D$  – Parâmetro de análise de temperatura para elementos de concreto sob incêndio padrão pelo método de Hertz [-]  
 $d$  – altura efetiva da viga [cm]  
 $d_{ef}$  – altura efetiva de vigas com talão [cm]  
 $E$  – Parâmetro de análise de temperatura para elementos de concreto sob incêndio padrão pelo método de Hertz [-]  
 $F_{cd}$  – força resultante de cálculo na área de concreto comprimido da seção transversal à temperatura ambiente [kN]  
 $F_{cd,fi}$  – força resultante de cálculo na área de concreto comprimido da seção em situação de incêndio [kN]  
 $F_{d,fi}$  – força resultante de cálculo em situação de incêndio [kN]  
 $F_{gk}$  – ação permanente com seu valor característico [kN/m], [kNm]  
 $F_{qk}$  – ação variável com seu valor característico [kN/m], [kNm]  
 $F_{sd}$  – força resultante de cálculo na armadura à temperatura ambiente [kN]  
 $F_{sd,fi}$  – força resultante de cálculo na armadura em situação de incêndio [kN]  
 $f_{c,\theta}$  – resistência à compressão do concreto à temperatura  $\theta$  [MPa]  
 $f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente [MPa]  
 $f_{ck,\theta}$  – resistência característica à compressão do concreto na temperatura  $\theta$  [MPa]  
 $f_{y,\theta}$  – resistência do aço de armadura passiva à temperatura  $\theta$  [MPa]  
 $f_{yk}$  – resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente [MPa]  
 $f_{yk,\theta}$  – resistência característica do aço de armadura passiva na temperatura  $\theta$  [MPa]  
 $f_{1,x,t}$  – solução parcial 1 para a equação de Hertz de transferência de calor [°C]  
 $f_{2,x,t}$  – solução parcial 2 para a equação de Hertz de transferência de calor [°C]  
 $f_{3,x,t}$  – solução parcial 3 para a equação de Hertz de transferência de calor [°C]  
 $H$  – altura do compartimento (distância do piso ao teto) [m]  
 $h$  – altura da seção da viga [cm]  
 $h$  – altura do piso habitável mais elevado da edificação [m]  
 $k_1, k_2$  – Coeficientes associado ao tipo de concreto pela equação de Kodur [-]  
 $k_{c,m}$  – fator médio de redução da resistência do concreto [-]  
 $k_{c,\theta}$  – fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura  $\theta$  [-]  
 $k_{c,\theta j}$  – fator de redução da resistência, à temperatura  $\theta$ , correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [-]

$k_{s,m}$  – fator médio de redução da resistência do aço [-]

$k_{s,\theta}$  – fator de redução da resistência do aço à temperatura  $\theta$  [-]

$k_{s,\theta i}$  – fator de redução da resistência, à temperatura  $\theta$ , da barra de aço  $i$  [-]

$L$  – comprimento do vão da viga [m]

$L$  – Parâmetro de análise de temperatura para elementos de concreto sob incêndio padrão pelo método de Hertz [-]

$l_{ef}$  – comprimento efetivo do vão [m]

$M_{gk}$  – momento fletor característico referente à ação permanente, à temperatura ambiente [kNm]

$M_{qk}$  – momento fletor característico referente à ação variável, à temperatura ambiente [kNm]

$M_{Rd}$  – momento fletor resistente de cálculo da seção à temperatura ambiente [kNm]

$M_{Rd,fi}$  – momento fletor resistente de cálculo da seção em situação de incêndio [kNm]

$M_{Rk}$  – momento fletor resistente característico à temperatura ambiente [kNm]

$M_{Rk}^*$  – momento fletor resistente característico à temperatura ambiente, considerando  $\alpha = \alpha_{fi} = 1,0$  [kNm]

$M_{Sd}$  – momento fletor solicitante de cálculo à temperatura ambiente [kNm]

$M_{Sd,fi}$  – momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio [kNm]

$M_{Sk}$  – momento fletor solicitante característico à temperatura ambiente [kNm]

$n$  – coeficiente em função do tipo de incêndio para equação de Kodur [-]

$n_x$  – fator redutor que relaciona temperatura da superfície do concreto com a temperatura em seu interior, a uma profundidade com coordenada  $x$ , no sentido horizontal da seção, considerando fluxo unidimensional [-]

$n_y$  – fator redutor que relaciona temperatura da superfície do concreto com a temperatura em seu interior, a uma profundidade com coordenada  $y$ , no sentido vertical da seção, considerando fluxo unidimensional [-]

$n_w$  – fator que relaciona temperatura dos gases à temperatura da superfície do concreto [-]

$p_{d,fi}$  – valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de Incêndio [kN/m]

$p_{gk}$  – valor característico do carregamento permanente uniformemente distribuído [kN/m]

$p_k$  – valor característico do carregamento uniformemente distribuído [kN/m]

$p_{qk}$  – valor característico do carregamento variável uniformemente distribuído [kN/m]

$q$  – taxa temporal de energia [W]

$q''$  – fluxo de calor condutivo [W/m<sup>2</sup>]

$q'''$  – taxa de geração por volume [W/m<sup>3</sup>]

$q_{fi,k}$  – valor característico da carga de incêndio específica do compartimento analisado [kN/m]  
 $R_{d,fi}$  – valor de cálculo do esforço resistente em situação de incêndio [kN/m], [kNm]  
 $S_d$  – valor de cálculo do esforço solicitante à temperatura ambiente [kN/m], [kNm]  
 $S_{d,fi}$  – valor de cálculo do esforço solicitante em situação de incêndio [kN/m], [kNm]  
 $t$  – tempo [s]  
 $t_e$  – tempo equivalente redutor de no máximo 30 min do TRRF tabelado [s]  
 $u$  – umidade do concreto [%]  
 $x$  – coordenada cartesiana [m]  
 $x$  – distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada [m]  
 $x_i$  – coordenada cartesiana da barra de aço  $i$  [m]  
 $x_{500}$  - profundidade da isoterma 500 °C [mm]  
 $y$  – coordenada cartesiana [m]  
 $y_i$  – coordenada cartesiana da barra de aço  $i$  [m]  
 $y$  – altura do bloco de concreto comprimido da seção à temperatura ambiente [cm]  
 $y^*$  – altura do bloco de concreto comprimido da seção à temperatura ambiente, considerando  $\alpha = \alpha_{fi} = 1,0$  [cm]  
 $y_{fi}$  – altura do bloco de concreto comprimido da seção em situação de incêndio [cm]  
 $y_{j,fi}$  – altura correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [cm]  
 $z$  – distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da seção transversal e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura à temperatura ambiente [cm]  
 $z_{fi}$  – distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da seção transversal e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura em situação de incêndio [cm]  
 $W$  – fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento no cálculo do  $t_e$  [-]

### **Símbolos Gregos**

$\theta_c$  – temperatura do concreto [°C]  
 $\theta_{c,x}$  – temperatura no interior do concreto, considerando transferência de calor unidimensional, em uma profundidade com coordenada  $x$  [°C]  
 $\theta_{c,xy}$  – temperatura no interior do concreto, considerando transferência de calor bidimensional, em uma profundidade com coordenadas  $x$  e  $y$  [°C]  
 $\theta_g$  – temperatura média dos gases no ambiente em chamas [°C]



$\theta_{g,h}$  – temperatura média dos gases no ambiente em chamas para hidrocarbonetos [°C]

$\theta_s$  – temperatura do aço [°C]

$\theta_{si}$  – temperatura da barra de aço  $i$  [°C]

$\theta_w$  – temperatura da superfície do concreto aquecido [°C]

$\theta_0$  – temperatura do ambiente antes do início do aquecimento [°C]

$\frac{\partial \theta}{\partial x}$  – gradiente de temperaturas na direção  $x$  do fluxo [°C/m]

$\frac{\partial \theta}{\partial y}$  – gradiente de temperaturas na direção  $y$  do fluxo [°C/m]

$\gamma_c$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto à temperatura ambiente [-]

$\gamma_{c,fi}$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto em situação de incêndio [-]

$\gamma_n$  – fator de ponderação das medidas de segurança contra incêndio para o cálculo do  $t_e$  [-]

$\gamma_s$  – fator de ponderação para o cálculo do  $t_e$  [-]

$\gamma_s$  – coeficiente de ponderação da resistência do aço à temperatura ambiente [-]

$\gamma_{s,fi}$  – coeficiente de ponderação da resistência do aço em situação de incêndio [-]

$\emptyset$  – diâmetro das barras de aço da armadura longitudinal [mm]

$\emptyset_t$  – diâmetro das barras de aço da armadura transversal [mm]

$\alpha$  – redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente [-]

$\alpha_{fi}$  – redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto em situação de incêndio [-]

$\lambda$  – condutividade térmica do material [W/m°C]

$\lambda_{c,\theta_c}$  – condutividade térmica do concreto à temperatura  $\theta_c$  [W/m°C]

$\rho$  – massa específica do material [kg/m³]

$\rho_{\theta_c}$  – massa específica do concreto à temperatura  $\theta_c$  [kg/m³]

$\rho_{20^\circ\text{C}}$  – massa específica do concreto à temperatura ambiente, considerada igual a 20 °C [kg/m³]

$\Delta c_1$  – valor a ser descontado na dimensão  $c_1$  [mm]

$\Delta\theta_{c,x}$  – variação unidimensional da temperatura, no sentido horizontal da seção, no interior do concreto, em função do tempo e da profundidade com coordenada  $x$  [°C]

$\Delta\theta_{c,y}$  – variação unidimensional da temperatura, no sentido vertical da seção, no interior do concreto, em função do tempo e da profundidade com coordenada  $y$  [°C]

$\Delta\theta_{c,xy}$  – variação bidimensional da temperatura, no interior do concreto, em função do tempo e da profundidade com coordenadas  $x$  e  $y$  [°C]

$\Delta\theta_g$  – variação da temperatura média dos gases no ambiente em chamas [°C]

$\Delta\theta_w$  – variação temperatura na superfície do concreto [°C]

$\psi_2$  – fator de redução de combinação quase permanente de ações para ELS [-]

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BRE	<i>Building Research Establishment</i>
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CEB	<i>Comité Euro-International du Beton</i>
CG	Centro de Gravidade
ELS	Estado Limite de Serviço
FIP	<i>Fédération Internationale de la Précontrainte</i>
FSD	<i>Fire Safety Design</i>
ISE	<i>Institute of Structural Engineers</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
NFPA	<i>National Fire Protection Association</i>
PPGEO	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
TEAG	Terminal Exportador de Açúcar do Guarujá
TRF	Tempo de Resistência ao Fogo
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. Apresentação do problema**

O projeto de estruturas de concreto consiste na determinação das dimensões das peças e da quantidade e disposição das armaduras, para que não seja atingido um estado limite. A estrutura não deve atingir nem um estado limite último, que corresponderia à ruína ou ao colapso; nem um estado limite de serviço, que tornaria inviável a sua utilização (Araújo, 2014).

Segundo Seito et al. (2008), é intrínseco ao ser humano exigir segurança em seu local de moradia e de trabalho. Eis porque a segurança contra incêndio é correntemente considerada no projeto hidráulico, elétrico e arquitetônico. Atualmente, sabe-se que essa consideração deve ser estendida também ao projeto de estruturas de edificações de maior porte ou risco, em vista de os materiais estruturais perderem capacidade resistente em situação de incêndio.

Conforme Albuquerque (2012), o principal objetivo do dimensionamento das estruturas quanto à ação do fogo consiste em minimizar os riscos de colapso a fim de assegurar que as mesmas resistam até o momento em que as pessoas abandonem, em segurança, o local onde ocorre o sinistro. Portanto, mais do que uma preocupação quanto à estrutura, esse dimensionamento é essencial à preservação da vida humana. Além disso, outros objetivos são almejados ao se projetar adequadamente uma edificação para a circunstância de incêndio. Citam-se a preservação da segurança da equipe de combate, a limitação dos danos que podem ser causados nas propriedades próximas à zona comprometida e a redução das perdas patrimoniais da sociedade.

Para se projetar uma estrutura é necessário determinar suas dimensões e conhecer as propriedades mecânicas dos materiais, as cargas atuantes e, além disso, os efeitos devido à ação térmica de incêndios.

Em especial serão analisadas as recomendações de projeto das normas brasileiras ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto e ABNT NBR 15200:2012 Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Especificamente, serão estudados os métodos de dimensionamento à flexão para vigas de concreto armado de estruturas portuárias, considerando os efeitos do incêndio padrão.

## 1.2. Estado da arte

Há séculos se sabe que o aço sofre redução de resistência com o aumento de temperatura. O início dos estudos científicos pertinentes nasceu com as novas técnicas de produção advindas da criação da máquina a vapor (Seito, 2008).

Mörsch (1948) realizou experimentos rudimentares de concreto armado em situação de incêndio e alertou sobre a necessidade dessa verificação, associando-a apenas à armadura no seu interior.

Em 1975, a *International Organization for Standardization* (ISO) desenvolveu uma norma internacional que padroniza a metodologia de ensaio de resistência em situação de incêndio, conhecida como norma ISO 834:1975, intitulada *Fire-resistance tests: elements of building construction*.

Anderberg (1978) propôs um método analítico de dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio (Método da Isoterma 500°C).

Os primeiros estudos expressivos sobre o comportamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio surgiram na década de 1980. Entre eles, citam-se os realizados por Lin; Gustaferro e Abrams (1981), Dotreppe e Franssen (1985) e Lin; Ellingwood e Piet (1988).

Hertz (1981) propôs um método analítico de dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio (Método das Zonas, também conhecido como Método das Faixas); além de permitir estimar a temperatura de vigas de concreto em situação de incêndio tanto na superfície quanto em seu interior.

Wickström (1986) apresentou outro método empírico, porém mais simples, para estimar a temperatura do concreto em situação de incêndio.

Gustaferro e Lin (1986) propuseram equações para o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio de vigas simplesmente apoiadas e contínuas. O método analítico desenvolvido nesse trabalho foi validado por intermédio de comparações com resultados experimentais e, além disso, aceito por manuais e normas americanas.

Em 1992 foi publicado o Eurocode 2: *Design of concrete structures - Part 1.2: General rules - Structural fire design*, o qual estabeleceu os critérios necessários de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio em países europeus.

Buchanan (2001) reuniu uma extensa bibliografia sobre o tema e apresentou exemplos práticos de dimensionamento de estruturas de concreto armado, de aço e de madeira, considerando as ações em situação de incêndio. Tal trabalho recentemente foi revisado, conforme Buchanan e Abu (2017).

Em 2004 foi revisado o Eurocode 2, Parte 1.2 (2004). Ainda no mesmo ano, no Brasil, foi publicada a ABNT NBR 15200:2004 com base no código europeu, e estabeleceu os critérios necessários de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento. Tanto o Eurocode, quanto a norma brasileira detalharam um método tabular de dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

Costa (2008) organizou informações para futura revisão das normas pertinentes ao tema e a pesquisas subsequentes, bem como contribuiu para a, até então, escassa literatura técnica em português sobre o tema. Apresentou métodos de cálculo disponíveis na literatura técnica internacional para o projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Além disso, propôs um método gráfico, que consiste em uma ferramenta expedita para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Considerou-se seções transversais, com larguras de 14 e 19 cm e alturas variáveis (entre 40 e 60 cm) sob lajes de 5 cm, submetidas a momentos tanto positivos quanto negativos e com diversas taxas de armaduras, dispostas em até três camadas com diferentes cobrimentos (25, 30, 40 e 50 mm).

Kodur e Dwaikat (2008) apresentaram um modelo numérico simulando o comportamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio em três etapas: determinação da curva temperatura-tempo, representativa do tipo de incêndio, análise térmica e análise da capacidade resistente. Os efeitos do *spalling* em concretos de alta resistência também foram incorporados. O *spalling* é um lascamento da superfície do elemento de concreto submetido a um incêndio. Para a validação do modelo, empregaram-se os resultados experimentais de Lin, Gustafsson e Abrams (1981) e Dotreppe e Franssen (1985).

Dwaikat e Kodur (2009) realizaram ensaios de resistência ao fogo em vigas de concreto armado. Os resultados dos testes e estudos numéricos mostram que as vigas de concreto com alta resistência são mais afetadas em caso de incêndio do que as vigas de concreto com resistência normal. Também foi mostrado que vigas de concreto com alta resistência são mais suscetíveis ao *spalling*. Sendo esse fenômeno relacionado, pelos autores, com a permeabilidade do concreto, tipo de exposição ao fogo, nível de carga e condições de apoio.

Kirchhof (2010) apresentou um estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de *spalling* explosivos em concretos expostos a elevadas temperaturas. Esse trabalho destacou o teor de umidade como fator mais influente para o desencadeamento do processo. Com base em dados coletados, propôs um modelo simplificado de *spalling*, elaborado com o objetivo de prover uma forma de considerar os efeitos do fenômeno durante a análise termomecânica. Implementou computacionalmente um módulo de *spalling* à ferramenta

computacional VULCAN, o que permitiu simular a ocorrência do fenômeno na deterioração de uma viga durante o incêndio. O software VULCAN, desenvolvido pela Universidade de Sheffield, baseia-se no uso do método dos elementos finitos para simular o comportamento termoestructural de estruturas submetidas ao fogo. Os resultados indicaram que a perda de seção transversal causada pela ocorrência do *spalling* explosivo reduz substancialmente o tempo de resistência ao fogo (TRF), devido à aceleração dos danos e à redução da capacidade portante dos elementos estruturais de concreto. O trabalho concluiu que é fundamental considerar a possibilidade de lascamento explosivos em estruturas suscetíveis ao fenômeno, ou seja, de acordo com o próprio estudo, estruturas de concreto com resistência maior que 40 MPa, que apresentem grau de saturação em torno ou superior a 90%.

Klein Júnior (2011) desenvolveu um método avançado, denominado FNC-FOGO, para o cálculo do tempo de resistência de pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta (FNC). O processo é análogo ao utilizado para o cálculo de pilares de concreto armado à temperatura ambiente, mas leva em conta a influência do aquecimento nas propriedades dos materiais, a atuação das deformações térmicas e a não linearidade do problema, baseado nas relações momento-curvatura. Nesse trabalho foi dedicado um item específico para tratar das deformações dos materiais em situação de incêndio, pois essa é uma questão fundamental quando se trata do desenvolvimento de métodos avançados de cálculo de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

Lemos (2011) desenvolveu um programa computacional para a simulação do comportamento termomecânico não linear de estruturas planas de concreto sob a ação de altas temperaturas através do método dos elementos finitos. A validação do programa foi feita através de comparação com valores experimentais disponíveis na literatura.

Silva (2011), por meio de análise térmica e estrutural de vigas de concreto armado em situação de incêndio, propôs alternativas às recomendações do Eurocode, visando normatizá-las, visto que a norma brasileira, nessa ocasião, encontrava-se em fase de revisão. Entre essas alternativas, pode-se mencionar a possibilidade de redução do  $c_1$  (distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo) em casos em que haja reserva de segurança, o dimensionamento distinto para laje nervurada unidirecional e a necessidade de aumento de  $c_{1l}$  (distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto em seção de viga e a face lateral do concreto) em algumas situações.

Em 2012, no Brasil, a ABNT NBR 15200:2012 Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio foi revisada, permanecendo até a presente data a norma brasileira vigente para

projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Silva (2012) publicou o primeiro livro, no espaço Ibero-latino-americano, a abordar, exclusivamente, o projeto de estruturas de concreto armado submetidas a incêndio. O livro procura esclarecer a norma brasileira recém revisada colaborando com o engenheiro de estruturas de concreto.

Albuquerque (2012) desenvolveu um método gráfico, de dimensionamento de vigas de concreto armado, alternativo ao método tabular apresentado na ABNT NBR 15200:2012. Aprimorou e, ainda, incrementou a proposta do método gráfico de Costa (2008). Ele foi concebido para seções transversais de peças com larguras de 14, 19, 25, 30 e 35 cm. Além disso, admitiram-se alturas variáveis (40 a 70 cm), diferentes posições de momentos e diversas configurações de armaduras, combinações de barras com diâmetros e cobrimentos distintos, dispostas em uma ou duas camadas. Criou gráficos que associam o parâmetro  $\mu$  (relação entre o momento fletor solicitante em situação de incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente) ao tempo de resistência ao fogo (TRF), para cada situação de interesse. Esses gráficos, que envolvem tanto armaduras positivas quanto negativas, também permitem levar em conta a redistribuição de momentos, o que conduz à otimização na solução encontrada. Nos exemplos de aplicação realizados, os resultados obtidos a partir do método gráfico se mostraram, em geral, mais econômicos, quando comparados aos do método tabular.

Kodur, Yu e Dwaikat (2013) apresentaram outro método simplificado para determinar as temperaturas de seção transversal em elementos de concreto armado expostos ao fogo. O modelo proposto foi derivado de análise estatística de regressão não-linear, utilizando dados gerados a partir da análise de elementos finitos. A validação do método para diferentes tipos de concreto foi feita através de comparação de previsões pela equação proposta, com dados de ensaios experimentais e análise de elementos finitos. A simplicidade do método proposto o torna atraente para uso em situações de projeto.

Gao, Dai e Teng (2014) propuseram um método simplificado de estimar a temperatura de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Nesse trabalho foi apresentado um comparativo com outros métodos simplificados como Wickstrom (1986), Desai (1995, 1998), Abbasi e Hogg (2005) e Kodur, Yu e Dwaikat (2013). O método elaborado através de fórmulas e diagramas é derivado da análise de regressão de dados sobre a distribuição de temperaturas na seção transversal obtida através do método dos elementos finitos. Foi levado em conta os efeitos da geometria da viga e da duração da exposição ao fogo. A validação do modelo é demonstrada pela comparação de suas previsões com dados de temperatura de análise de elementos finitos e testes laboratoriais.

Melão, Silva e Quevedo (2015) demonstraram como realizar o cálculo da probabilidade de ruína de pilares de aço em um caso de edifício de escritórios em situação de incêndio, por meio do Método de Monte Carlo. Nesse trabalho tomou-se a carga de incêndio, o grau de ventilação e as ações na estrutura como variáveis aleatórias, e as temperaturas dos gases quentes do compartimento em chamas, foram determinadas por meio das curvas paramétricas apresentadas pelo Eurocode 1 (2002).

Silva (2015) expôs algumas das diferenças entre normas brasileiras e europeia referentes a concreto e aço em situação de incêndio. Em seu trabalho, o autor informa que apesar das normas brasileiras, de estruturas em situação de incêndio, terem por base as normas europeias do Eurocode, atualmente, devido a pesquisa brasileira nessa área ter avançado, algumas modificações interessantes, fruto dessas pesquisas, já foram incluídas nas normas brasileiras.

Pierin, Silva e Rovere (2015) apresentaram um programa de computador desenvolvido pelos autores denominado de ATERM. O programa efetua a análise térmica de estruturas bidimensionais em regime transiente por meio do método dos elementos finitos. Nesse programa, a estrutura pode ser constituída de qualquer material. Além disso, permite determinar a distribuição de temperaturas, em função do tempo de exposição ao incêndio, no interior de elementos estruturais não contemplados nos métodos apresentados pelas normas, por exemplo, lajes nervuradas com preenchimento.

Costa et al. (2016) realizaram um estudo comparativo entre a utilização da ABNT NBR 15200:2012 e a ABNT NBR 6118:2014. As conclusões obtidas foram que tais normas se complementam, e que apesar de aumentar a segurança, a ABNT NBR 15200:2012 é pouco conhecida e utilizada pelos profissionais no estado do Rio de Janeiro. Além disso, afirmou que a aplicação dessa norma pode resultar em acréscimos de materiais, fato que não estimula sua utilização por não apresentar vantagem competitiva em relação à concorrência.

Macedo, Lombardi e Rocha (2016) analisaram, numericamente, a variação de temperatura nas seções transversais de vigas de concreto armado em situação de incêndio, levando em consideração a compartimentação do ambiente em chamas e material celulístico como combustível. O estudo utilizou o software ANSYS. Foram desenvolvidos modelos tridimensionais para a obtenção dos gradientes e determinação da envoltória de 500°C.

Kodur e Agrawal (2017) apresentam um estudo sobre os efeitos de altas temperaturas na ligação interfacial entre concreto e o aço de elementos de concreto armado. Esse estudo foi feito através de um modelo numérico baseado em elementos finitos desenvolvido no ABAQUS. Em sua conclusão verificou-se que a abordagem atual de se assumir uma ligação perfeita entre vergalhões e



concreto na análise de resistência de estruturas de concreto armado em situação de incêndio pode não ser conservadora em certos cenários, especialmente para vigas de concreto armado reforçadas com vergalhões lisos e quando a temperatura do vergalhão excede 400 °C.

Kodur, Yu e Solhmirzaei (2017) aprimorando o modelo de Kodur, Yu e Dwaikat (2013), apresentaram um método simplificado para prever temperaturas em elementos de concreto armado, com revestimento isolante, expostos ao incêndio padrão. O modelo consiste em substituir a camada de isolamento por uma camada de espessura de concreto equivalente. Parâmetros incluindo a geometria, as propriedades térmicas do concreto e do isolamento contra incêndio e a duração da exposição ao fogo são contabilizados nas equações para determinar as temperaturas. A validade do método foi realizada comparando-se previsões da equação proposta com dados gerados a partir de ensaios experimentais e análise de elementos finitos. Essas comparações mostram que a equação proposta fornece uma previsão razoável de temperaturas, com diferenças de até 10%.

Silva, Costa e Melão (2017) abordaram o procedimento para redução do tempo requerido de resistência ao fogo de edifícios de múltiplos andares, conforme a ABNT NBR 15200:2012. Esse trabalho destacou a diferença entre o método do tempo equivalente conforme o Eurocode e o procedimento normatizado no Brasil para se reduzir os valores do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) exigidos pelos Corpo de Bombeiros. Além disso, alertou que não basta empregar a formulação normatizada no Brasil para a redução do TRRF, mas também deve ser analisado se a solução arquitetônica permite o seu uso.

### **1.3. Objetivos**

Os objetivos do presente trabalho podem ser desmembrados em objetivo geral e específicos.

#### **1.3.1. Objetivo Geral**

O objetivo principal dessa dissertação é apresentar alternativas, aceitáveis pela ABNT NBR 15200:2012, para o dimensionamento de vigas de concreto armado de estruturas portuárias, em situação de incêndio, buscando seções mais econômicas nos cálculos. Pretende-se assim, contribuir com engenheiros de estruturas de concreto para a utilização da norma brasileira de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos são:

- Comparar o método tabular com métodos simplificados permitidos pela ABNT NBR 15200:2012, referente ao projeto de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

- Propor um método de dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio que permita a implementação em softwares comerciais de projeto, visto que atualmente, no mercado em geral, tais ferramentas limitam-se a realizar apenas uma verificação com base no método tabular, sem levar em consideração os esforços solicitantes e resistentes, deixando ao projetista a necessidade de alterar o dimensionamento da seção de concreto.

- Avaliar os parâmetros para o dimensionamento de vigas de concreto sob incêndio.

- Contribuir à literatura técnica nacional sobre métodos simplificados de projetos de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

## **1.4. Organização do Trabalho**

O presente trabalho está organizado em sete capítulos, mais um anexo, e um apêndice, conforme descritos a seguir:

O capítulo 1, Introdução, apresenta as considerações iniciais sobre o problema o qual essa dissertação se propõe tratar, a saber, o dimensionamento de vigas de concreto armado, de estruturas portuárias, em situação de incêndio. Também expõe uma revisão de literaturas nacionais e internacionais mostrando o que já se tem publicado sobre essa temática. Além disso, destaca os objetivos, geral e específicos, e descreve como o texto dessa dissertação está organizado.

O capítulo 2, Revisão bibliográfica, mostra algumas definições, um breve histórico, bem como conceitos fundamentais acerca do tema; descreve os principais modelos de incêndio de projeto, como avaliar a resistência da estrutura ao fogo, as propriedades dos materiais estruturais sob temperaturas elevadas, as formas de transferência de calor, e algumas maneiras de realizar a análise térmica da estrutura.

O capítulo 3, Metodologia, descreve os quatro métodos aceitos pela norma brasileira vigente, para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio; recebendo maior enfoque os métodos tabular e simplificados de cálculo. Além disso, nesse capítulo, propõe-se um método mais simplificado para o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio.

O capítulo 4, Exemplo de aplicação, demonstra de forma numérica, como se aplicam os métodos tabular e simplificados, além de determinar as temperaturas da estrutura sob incêndio, utilizando a equação simplificada de Wickström, e o modelo simplificado no ANSYS. Apresenta algumas alternativas possíveis no dimensionamento de vigas sob ação de um incêndio. Além de comparar os resultados obtidos com os diferentes métodos.

O capítulo 5, Verificação dos modelos de cálculo, contém um estudo comparativo a fim de validar os modelos de cálculo para a determinação tanto das temperaturas, quanto dos momentos

fletores resistentes de cálculo, em situação de incêndio.

O capítulo 6, Testes paramétricos, avalia a influência de alguns parâmetros na resistência das vigas de concreto armado, sob incêndio.

O capítulo 7, Conclusão, tece as considerações finais, conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

O anexo 1 contém os valores recomendados pela ABNT NBR 14432:2001 para as cargas de incêndio específicas, em função do tipo de ocupação.

O apêndice 1 contém um tutorial para modelagem de transferência de calor transiente em uma viga de concreto 19x40cm em situação de incêndio, utilizando o programa ANSYS.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir serão apresentadas algumas definições, um breve histórico, bem como conceitos fundamentais acerca do tema.

### 2.1. Definição

O fogo é um processo de combustão que nasce de uma reação química de oxidação e é caracterizado pela emissão de calor e luz, acompanhados por fumaça, chama ou ambos. O incêndio, por sua vez, é a ocorrência de fogo fora de controle (ABNT NBR 13860:1997).

### 2.2. Histórico

Conforme Silva (2012), o primeiro grande incêndio da Era Comum, historicamente registrado, foi o de Roma em 19 de julho de 64. O fogo espalhou-se pelas construções romanas feitas em madeira que facilitavam o alastramento. Estima-se que, aproximadamente, dois terços da cidade ficaram destruídos, sendo assim, o prejuízo foi enorme para a civilização romana.

Ao longo dos anos, vários incêndios destruíram grande partes de algumas cidades. Esses incêndios, em geral, duravam dias até serem extintos por completo, arrasavam milhares de casas e causaram inúmeras vítimas. Para exemplificar, conforme Seito (2008), podem ser citados os casos ocorridos em Londres (1666), Hamburgo (1842), Chicago (1871), Boston (1872), etc. Entretanto, incêndios como esses, que consumiam grande parte das cidades, com o passar dos anos, deixaram de ocorrer devido à modernização urbana, com ruas e avenidas largas, consequente com um afastamento maior entre edificações, impedindo assim a propagação de incêndios por grandes áreas. Porém, continuaram a ocorrer grandes incêndios em edificações que causaram muitos danos, aumentando assim a preocupação com a segurança necessária contra incêndios. Podem-se citar grandes incêndios, conforme Silva (2012): Teatro *Iroquis* em Chicago (1903), *Opera Rhoads* em Boyertwon, Pensilvânia (1908), *Lake View Elementary School* em Cleveland, Ohio (1908), *Triangle Shirtwaist Company*, em Nova York, (1911).

Em 1914 nos Estados Unidos, a *National Fire Protection Association* (NFPA) publicou a quinta edição do Manual de Proteção contra incêndios (*Fire protection handbook*), decorrente dos incêndios anteriormente citados, em especial do recente incêndio com vítimas *Triangle Shirtwaist*, que ampliou a missão da NFPA para a proteção de vidas e não somente propriedades.

No Brasil, pela ausência de grandes incêndios, até o início da década de 1970, a segurança contra incêndio era relegada a segundo plano. A situação no país era semelhante à dos Estados

Unidos em 1911. Até que no ano de 1972, segundo Silva (2012), ocorreu o primeiro grande incêndio em prédios elevados, no Edifício Andraus, na cidade de São Paulo que resultou na morte de 16 pessoas e 336 feridos e pouco tempo depois em 1974, também na cidade de São Paulo o Edifício Joelma foi incendiado gerando 179 mortos e 320 feridos. Esses dois grandes incêndios causaram grande impacto, dando início ao processo de reformulação das medidas de segurança contra incêndios no Brasil.

Em 1980, no Brasil, foi publicada a ABNT NBR 5627:1980: Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo. Em 2001 foi cancelada por apresentar valores de cobrimentos e dimensões mínimas, que inviabilizavam economicamente a execução das obras de concreto, segundo Regobello (2007).

No que diz respeito à normatização brasileira sobre segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio em 2004 foi publicada a ABNT NBR 15200:2004, sendo revisada no ano de 2012 a fim de colaborar com o meio técnico; permanecendo até a presente data como norma brasileira vigente para projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

## **2.3. Incêndios em Portos**

Incêndios em portos são bem comuns de ocorrerem, principalmente em grandes portos concentradores. A seguir são expostos alguns incêndios ocorridos no Porto de Santos nos anos de 2013 a 2017. Destaca-se que nesses cinco anos consecutivos esse porto sofreu grandes prejuízos causados por conflagrações.

Destaca-se assim a motivação desse trabalho para o estudo dos critérios de projeto para vigas de concreto armado de estruturas portuárias sob incêndio. Será estudado especificamente o caso de edificações situadas em zona portuária.

Em 2013, ocorreu um incêndio de grandes proporções no Porto de Santos<sup>1</sup>, mostrado na Fig. 2.1. Atingiu seis armazéns de açúcar de um dos terminais portuários (terminal da empresa Copersucar). O incêndio foi considerado o maior da história do porto. Esse incidente afetou os preços do açúcar nas Bolsas mundiais. Isso ocorreu porque o Brasil é o maior exportador de açúcar do mundo (responde por cerca de 47% da exportação mundial) e a Copersucar é a maior exportadora do produto no país. Além disso, quatro funcionários ficaram feridos.

---

<sup>1</sup> <http://folha.com/no1358565>



Figura 2.1 - Incêndio no Porto de Santos, 2013 (Fonte: Folha de São Paulo on line, 2013)

Em 2014, aconteceu outro incêndio no Porto de Santos<sup>2</sup> em um terminal de açúcar, mostrado na Fig. 2.2. O fogo destruiu completamente um armazém do Terminal Exportador de Açúcar do Guarujá (TEAG), de exportação da empresa Cargill com 50 mil toneladas de açúcar.



Figura 2.2 - Incêndio no Porto de Santos, 2014 (Fonte: Estadão on line, 2014)

<sup>2</sup> <http://economia.estadao.com.br/noticias/negocios,incendio-no-porto-de-santos-destroi-armazem-com-50-mil-toneladas-de-acucar,1579648>



Em 2015, ocorreu mais um grande incêndio no Porto de Santos<sup>3</sup>, mostrado na Fig. 2.3. Foi uma conflagração em tanques de gasolina e etanol da empresa Ultracargo. O incêndio teve duração de nove dias. Esse incidente trouxe várias consequências para os moradores das redondezas como complicações respiratórias.



Figura 2.3 - Incêndio no Porto de Santos, 2015 (Fonte: UOL economia, 2015)

Em 2016 uma explosão, seguida de um incêndio, provocou uma grande nuvem tóxica no terminal de cargas do Porto de Santos<sup>4</sup>, mostrado na Fig. 2.4. Dezenas de pessoas precisaram ser hospitalizadas porque inalaram a fumaça. O fogo começou logo depois de uma explosão em um contêiner e se alastrou para outros 16 no pátio da Localfrio. Moradores das proximidades tiveram que deixar as casas, conforme recomendação da Defesa Civil. Mais de 50 pessoas foram atendidas nos prontos-socorros da cidade com sintomas de náusea, dor de cabeça e enjoo por inalar a fumaça. O acidente aconteceu porque a água da chuva entrou em um contêiner que armazena um tipo de cloro e provocou uma reação química.

<sup>3</sup> <https://economia.uol.com.br/noticias/reuters/2015/04/06/limites-ao-traffic-por-incendio-em-santos-causam-congestionamento-na-anchieta.htm>

<sup>4</sup> <http://g1.globo.com/hora1/noticia/2016/01/explosao-seguida-de-incendio-causa-nuvem-toxica-no-porto-de-santos-sp.html>



Figura 2.4 - Incêndio no Porto de Santos, 2016 (Fonte: Portal G1, 2016)

Em 2017, ocorreu novo incêndio com a empresa Copersucar no Porto de Santos<sup>5</sup>, porém de pequenas proporções, mostrado na Fig. 2.5. Os trabalhadores perceberam a presença do fogo e acionaram a brigada de incêndio. Eles ainda tentaram controlar o incêndio, mas não tiveram sucesso. O Corpo de Bombeiros foi acionado e com cinco viaturas controlou o fogo.



Figura 2.5 - Incêndio no Porto de Santos, 2017 (Fonte: Portal G1, 2017)

---

<sup>5</sup> <https://g1.globo.com/sp/santos-regiao/porto-mar/noticia/incendio-atinge-esteiras-da-copersucar-em-santos-sp.ghtml>



## 2.4. Modelos de Incêndio de Projeto

As respostas dos materiais e da estrutura como um todo em situação de incêndio dependem da evolução da temperatura ao longo do tempo, que pode variar substancialmente para diversos cenários de incêndio. Para a avaliação da resistência ao fogo de estruturas (seja experimentalmente ou analiticamente), utiliza-se normalmente uma curva que relaciona o tempo à temperatura média dos gases no compartimento (Klein Júnior, 2011).

O modelo de incêndio de projeto deve ser escolhido com base no local em que ocorre o incêndio. Por exemplo, o incêndio pode ser em uma edificação, um túnel, uma indústria, etc.

Outra consideração a ser feita é se o modelo a ser adotado segue uma curva temperatura-tempo padronizada ou representa um modelo de incêndio natural.

Modelos de incêndio natural são construídos a partir de análises experimentais ou computacionais que procuram simular a real situação de um compartimento em chamas. Porém, devido ao estudo das estruturas de concreto armado nessas condições ser muito recente, os conhecimentos difundidos ainda são insuficientes para essa prática. Prova disso é que, até hoje, nenhum edifício de concreto existente no mundo teve as estruturas totalmente projetadas para a situação de incêndio real segundo Albuquerque (2012).

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio se altera, para cada situação estudada, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para a análise experimental de estruturas, materiais de revestimento contra o fogo, portas corta-fogo, etc., em fornos de institutos de pesquisa. Na falta de estudos mais realísticos, essa curva padronizada para ensaios geralmente é adotada como curva temperatura-tempo dos gases. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio-padrão. A curva padronizada mais difundida internacionalmente é a recomendada pela ISO 834 (1999), dada por:

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + \theta_0 \quad (2.1)$$

onde:

$\theta_g$  – temperatura média dos gases no ambiente em chamas [°C]

$\theta_0$  – temperatura dos gases no instante  $t = 0$ , geralmente admitida 20°C

$t$  – tempo [min]

É importante ressaltar que essa curva não representa um incêndio real. Quaisquer conclusões que tenham por base essa curva, devem ser analisadas com cuidado, pois não correspondem ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo.

Essa curva de incêndio-padrão é aplicável a incêndios em que a carga de incêndio é, em

termos de potencial calorífico, similar à madeira (papel, pano, palha, etc.). É a curva mais amplamente utilizada para análise da resistência ao fogo de estruturas de edificações.

Entretanto, quando a carga de incêndio é formada por material cuja origem é hidrocarboneto (derivados de petróleo), por exemplo indústria *offshore* e petroquímica, o incêndio é mais severo e outra curva deve ser usada. A expressão da curva de incêndio-padrão de hidrocarbonetos proposta pelo Eurocode 1 (2002) é descrita por:

$$\theta_{g,h} = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (2.2)$$

onde:

$\theta_{g,h}$  – temperatura média dos gases no ambiente em chamas para hidrocarbonetos [°C]

$t$  – tempo [min]

Outra situação bem específica, na qual a carga térmica ultrapassa os limites das curvas de incêndio padrão ISO 834 e de Hidrocarbonetos, é o caso de incêndio em túneis. Nesse caso verifica-se a necessidade de serem considerados modelos de incêndio ainda mais severos, sendo, portanto, recomendado a consulta de bibliografia específica.

No presente trabalho serão estudados os critérios de projeto, conforme a ABNT NBR 15200:2012, considerando os efeitos do incêndio padrão ISO 834, segundo a Eq. (2.1).

## 2.5. Resistência ao Fogo

Conforme a ABNT NBR 14432:2001, resistência ao fogo é a propriedade de um elemento de construção resistir à ação do fogo por determinado período, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

Sendo assim, a resistência ao fogo, em geral, é avaliada pelo tempo que decorre desde o início da elevação padronizada da temperatura (por exemplo, a curva de incêndio padrão ISO 834) a que o elemento é submetido, até o momento em que ele deixa de satisfazer as funções para que foi projetado.

### 2.5.1. Tempo de Resistência ao Fogo

O Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) representa o tempo máximo durante o qual um elemento estrutural, estando sob a ação do incêndio padrão, não sofre colapso estrutural.

### 2.5.2. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) representa o tempo mínimo de resistência ao fogo, exigido pela ABNT NBR 14432:2001 ou regulamentos oficiais específicos, de

um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio padrão.

Visto que as normas e códigos relacionam o tempo de resistência ao fogo à uma curva padronizada fictícia, estabelecem na realidade tempos fictícios, determinados por consenso no meio técnico, que são utilizados como parâmetro (TRRF) para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. Destaca-se nesse sentido que tal parâmetro nada tem a ver com a duração do incêndio real, tempo de desocupação ou tempo de resposta do corpo de bombeiros.

A ABNT NBR 15200:2012 orienta a determinação desse parâmetro de forma tabular, a partir do tipo de ocupação e da altura de incêndio do edifício, conforme valores da ABNT NBR 14432:2001, reproduzidos na Tab. 2.1. Para que a estrutura possa garantir a segurança, deve-se satisfazer a seguinte condição:  $TRF \geq TRRF$ .

Além dos valores tabelados, a própria ABNT NBR 15200:2012 em seu anexo A apresenta um “método do tempo equivalente”, que se trata de em um redutor de no máximo 30 min do TRRF tabelado, para as edificações com condições favoráveis à segurança contra incêndio.

O procedimento consiste em calcular um tempo equivalente ( $t_e$ ), dado pela Eq. (2.3), de modo que o valor de TRRF poderá ser substituído pelo valor de  $t_e$ , se  $TRRF - 30 \text{ min} < t_e \leq TRRF$ . Porém, se  $t_e \leq TRRF - 30 \text{ min}$ , então o valor de TRRF poderá ser substituído por  $TRRF - 30 \text{ min}$ , limitado inferiormente em 15 min.

$$t_e = 0,07 q_{fi,k} \gamma_n \gamma_s W \quad (2.3)$$

onde:

$q_{fi} \gamma_n \gamma_s$  deve ser tomado sempre maior ou igual a 300 MJ/m<sup>2</sup>;

$q_{fi,k}$  – valor característico da carga de incêndio específica do compartimento analisado, [MJ/m<sup>2</sup>]. Esse valor pode ser encontrado no Anexo 1, conforme a ABNT NBR 14432:2001.

$W$  – fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento, conforme a Eq. (2.4), em que  $H$  é a altura do compartimento (distância do piso ao teto) em [m],  $A_v$  é a área de ventilação vertical para o ambiente externo do edifício, admitindo-se que os vidros das janelas se abrirão em incêndio, e  $A_f$  é a área do piso do compartimento que é a medida em [m<sup>2</sup>] da área compreendida pelo perímetro interno das paredes de compartimentação.

Na Equação (2.4),  $A_v/A_f$  deve ser menor ou igual a 0,30. Para  $A_v/A_f$  maior de que 0,30, deve-se tomar  $A_v/A_f$  igual a 0,30. Em qualquer caso,  $A_v/A_f$  deve ser superior ou igual a 0,025.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[ 0,62 + 90 \left( 0,4 - \frac{A_v}{A_f} \right)^4 \right] \geq 0,5 \quad (2.4)$$

Tabela 2.1- Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em [min]

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S2	Classe S1	Classe P1	Classe P2	Classe P3	Classe P4	Classe P5
			hs>10m	hs≤10m	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h>30m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60 (30)	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: ABNT NBR 14432:2001

$\gamma_n$  – fator de ponderação determinado por  $\gamma_n = \prod_{i=1}^3 \gamma_{ni} = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3}$ , conforme Tab. 2.2.

Na ausência de algum meio de proteção, adota-se  $\gamma_{ni}$  igual a 1.

Tabela 2.2 – Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio

Valores de $\gamma_{ni}$		
Chuveiros automáticos	Brigada contra incêndio	Deteção automática
$\gamma_{n1} = 0,60$	$\gamma_{n2} = 0,90$	$\gamma_{n3} = 0,90$

$\gamma_s$  – fator de ponderação determinado por  $\gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$

onde:

$\gamma_{s1}$  – fator de segurança determinado pela Eq. (2.5), que depende da área do piso do compartimento ( $A_f$ ) em [m<sup>2</sup>], e  $h$  é a altura do piso habitável mais elevado da edificação em [m].

Para  $\gamma_{s1} < 1$ , deve ser adotado  $\gamma_{s1} = 1$  e para  $\gamma_{s1} > 3$ , pode-se adotar  $\gamma_{s1} = 3$ .

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f(h + 3)}{10^5} \quad (2.5)$$

$$1 \leq \gamma_{s1} \leq 3$$

$\gamma_{s2}$  – fator que depende do risco de ativação do incêndio e determinado conforme a Tab. 2.3.

Tabela 2.3 - Valores de  $\gamma_{s2}$

$\gamma_{s2}$	Risco	Exemplos de ocupação
0,85	Pequeno	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu
1,0	Normal	Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, supermercado, teatro, depósitos (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis) e depósitos em geral.
1,2	Médio	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica.
1,5	Alto	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis.

## 2.6. Propriedades dos Materiais Estruturais sob Temperaturas Elevadas

Com a elevação da temperatura as propriedades físicas e mecânicas do concreto e aço são afetadas.

### 2.6.1. Concreto

As informações a seguir apresentadas são válidas para concretos com resistência característica convencional, grupo I de resistência (C20 a C50) conforme classificação da ABNT NBR 8953:2015. Para concretos de alta resistência, grupo II de resistência, a ABNT NBR 15200:2012 orienta o emprego das recomendações da Eurocode 2, parte 1.2 (2004).

### Resistência à compressão

O concreto com o aumento da temperatura tem sua resistência à compressão reduzida, conforme a seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (2.6)$$

onde:

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

$k_{c,\theta}$  – fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura  $\theta_c$ ;

A ABNT NBR 15200:2012 apresenta valores de referência para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos, conforme coluna 2, da Tab. 2.4. Para concretos preparados com agregados calcários a norma brasileira recomenda a utilização do Eurocode 2, parte 1.2 (2004), conforme coluna 3, da Tab. 2.4. Para valores intermediários de temperatura pode ser feita a interpolação linear.

Tabela 2.4 – Valores da relação  $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$

Temperatura do Concreto [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$	
	Agregado Silicoso <sup>6</sup>	Agregado Calcário <sup>7</sup>
1	2	3
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
1.000	0,04	0,06
1.100	0,01	0,02
1.200	0,00	0,00

Pode-se verificar de forma gráfica a redução do  $k_{c,\theta}$  com a elevação da temperatura, conforme Fig. 2.6.

<sup>6</sup> ABNT NBR 15200:2012

<sup>7</sup> Eurocode 2, parte 1.2 (2004)

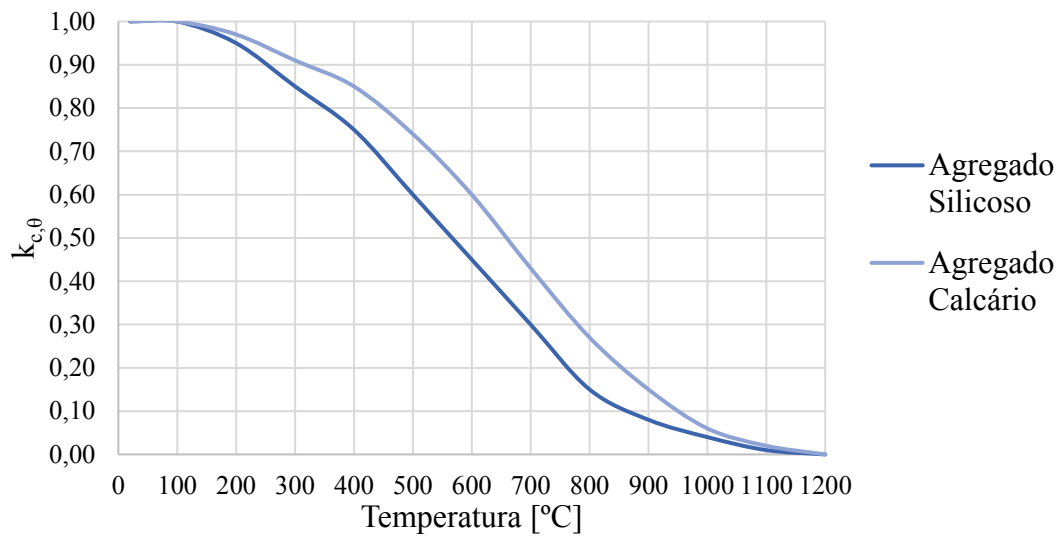


Figura 2.6 – Fator de redução da resistência dos concretos silicoso e calcário ( $k_{c,\theta}$ ), em função da temperatura conforme ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2, parte 1.2 (2004)

### Massa Específica

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, a variação da massa específica do concreto com a temperatura é influenciada pela perda de água, e pode ser determinada da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 \rho_{\theta_c} &= \rho_{20^\circ\text{C}} = 2400 \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 150^\circ\text{C} \\
 \rho_{\theta_c} &= \rho_{20^\circ\text{C}} \times (1 - 0,02(\theta_c - 115)/85) \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{para } 115^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\
 \rho_{\theta_c} &= \rho_{20^\circ\text{C}} \times (0,98 - 0,03(\theta_c - 200)/200) \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 \rho_{\theta_c} &= \rho_{20^\circ\text{C}} \times (0,95 - 0,07(\theta_c - 400)/800) \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{2.7}$$

A variação da massa específica do concreto com a temperatura pode ser vista na Figura 2.7.

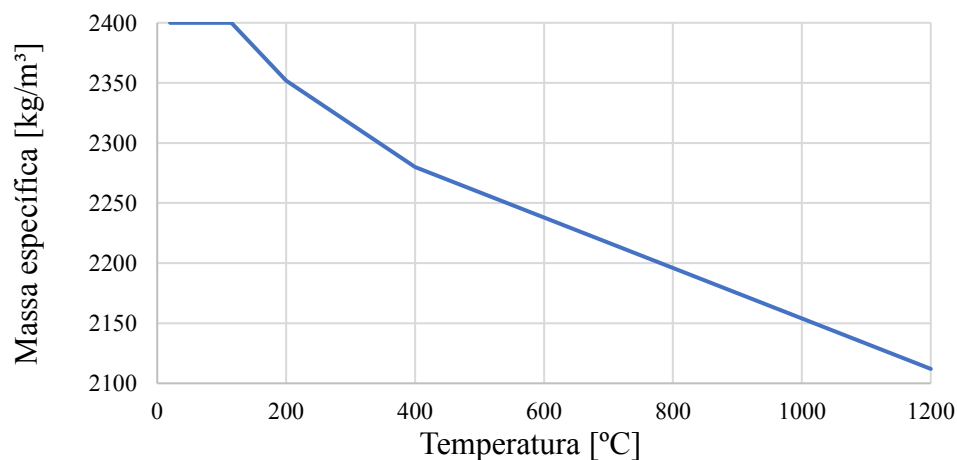


Figura 2.7 – Massa Específica do Concreto, conforme ABNT NBR 15200:2012

### Condutividade Térmica

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, a condutividade térmica do concreto de massa específica normal com agregado silicoso, em [W/m°C], pode ser determinada, pela Eq. (2.8), para  $20^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$ :

$$\lambda_{c,\theta_c} = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} 0,0057 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (2.8)$$

De forma simplificada, a norma brasileira permite considerar a relação entre a condutividade térmica do concreto e a temperatura constante. Nesse caso, pode-se considerar o valor aproximado  $\lambda = 1,3 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$ .

A Figura 2.9 ilustra graficamente os valores de condutividade térmica conforme a norma brasileira.

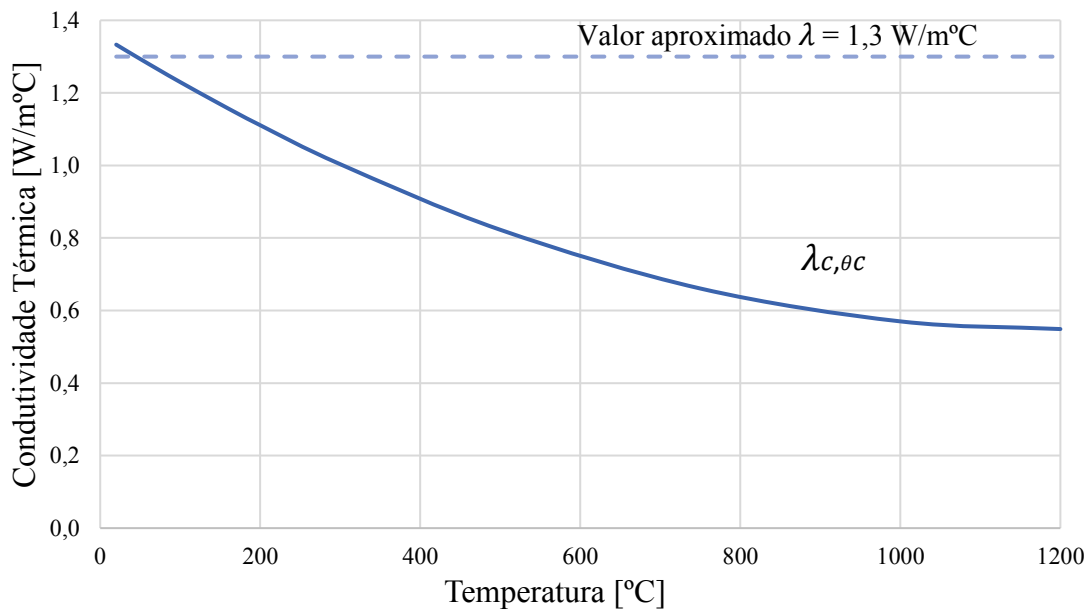


Figura 2.8 – Condutividade Térmica, conforme ABNT NBR 15200:2012

### Calor Específico

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, o calor específico do concreto seco ( $u = 0\%$ ) silicoso ou calcário pode ser determinado da seguinte forma:

$$\begin{aligned} c_{p,\theta_c} &= 900 \text{ [J/kg}^{\circ}\text{C]} && \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 100^{\circ}\text{C} \\ c_{p,\theta_c} &= 900 + (\theta_c - 100) \text{ [J/kg}^{\circ}\text{C]} && \text{para } 100^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C} \\ c_{p,\theta_c} &= 1000 + (\theta_c - 200)/2 \text{ [J/kg}^{\circ}\text{C]} && \text{para } 200^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C} \\ c_{p,\theta_c} &= 1100 \text{ [J/kg}^{\circ}\text{C]} && \text{para } 400^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (2.9)$$



Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcáreo ou silicioso pode ser modelada por um valor constante  $c_{p,top}$ , situado entre 100°C e 115°C, com decréscimo linear entre 115°C e 200°C, de acordo com a umidade ( $u$ ), conforme os seguintes valores:

Para umidade de 0% em peso, considerar  $c_{p,top} = 900$  [J/kg°C]

Para umidade de 1,5% em peso, considerar  $c_{p,top} = 1470$  [J/kg°C]

Para umidade de 3,0% em peso, considerar  $c_{p,top} = 2020$  [J/kg°C]

Ou seja, a função do calor específico do concreto pode ser expressa assim:

$$\begin{aligned}
 c_{p,\theta_c} &= 900 \text{ [J/kg°C]} & \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\
 c_{p,\theta_c} &= c_{p,top} \text{ [J/kg°C]} & \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 115^\circ\text{C} \\
 c_{p,\theta_c} &= c_{p,top} - \left( \frac{c_{p,top} - 1000}{85} \right) (\theta_c - 115) \text{ [J/kg°C]} & \text{para } 115^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_{p,\theta_c} &= 1000 + (\theta_c - 200)/2 \text{ [J/kg°C]} & \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_{p,\theta_c} &= 1100 \text{ [J/kg°C]} & \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{2.10}$$

De forma simplificada, a norma brasileira permite considerar a relação entre o calor específico do concreto e a temperatura constante. Nesse caso, pode ser considerada igual a 1000 J/kg°C.

A variação do calor específico do concreto com a temperatura pode ser vista na Fig. 2.9.

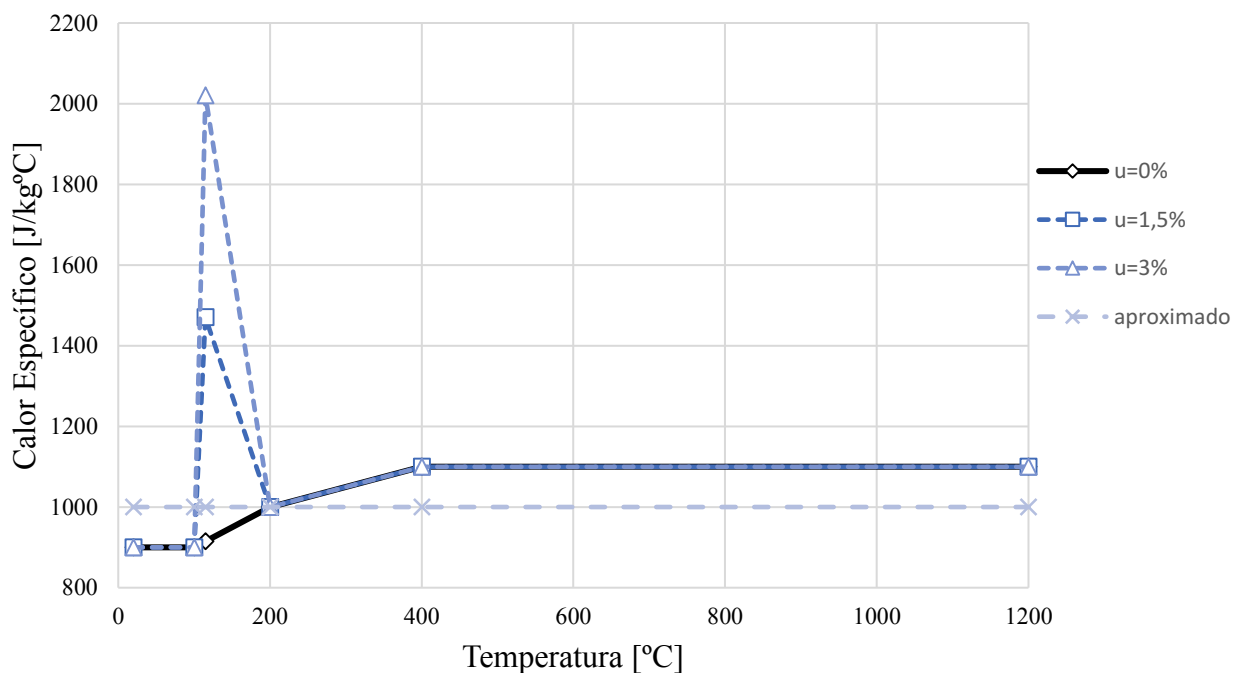


Figura 2.9 – Calor Específico, conforme ABNT NBR 15200:2012

### 2.6.2. Aço

Com a elevação da temperatura as propriedades físicas e mecânicas do aço são afetadas, nesse trabalho será destacada a resistência ao escoamento.

#### **Resistência ao escoamento**

A resistência do aço da armadura decresce com o aumento da temperatura, conforme a seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (2.11)$$

onde:

$f_{yk}$  – resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$k_{s,\theta}$  – fator de redução da resistência do aço na temperatura  $\theta_s$ .

A ABNT NBR 15200:2012 apresenta valores de referência para o aço, conforme Tab. 2.5. Para valores intermediários pode ser feita a interpolação linear.

Tabela 2.5 - Valores das relações  $k_{s,\theta}$ , conforme ABNT NBR 15200:2012

Temperatura do Aço [°C]	$k_{s,\theta} = f_{y,\theta}/f_{yk}$		
	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	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,40	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1.000	0,04	0,05	0,04
1.100	0,02	0,03	0,02
1.200	0,00	0,00	0,00

Pode-se verificar de forma gráfica a redução da resistência da armadura com a elevação da temperatura, através a variação do  $k_{s,\theta}$  conforme apresentada na Fig. 2.10.

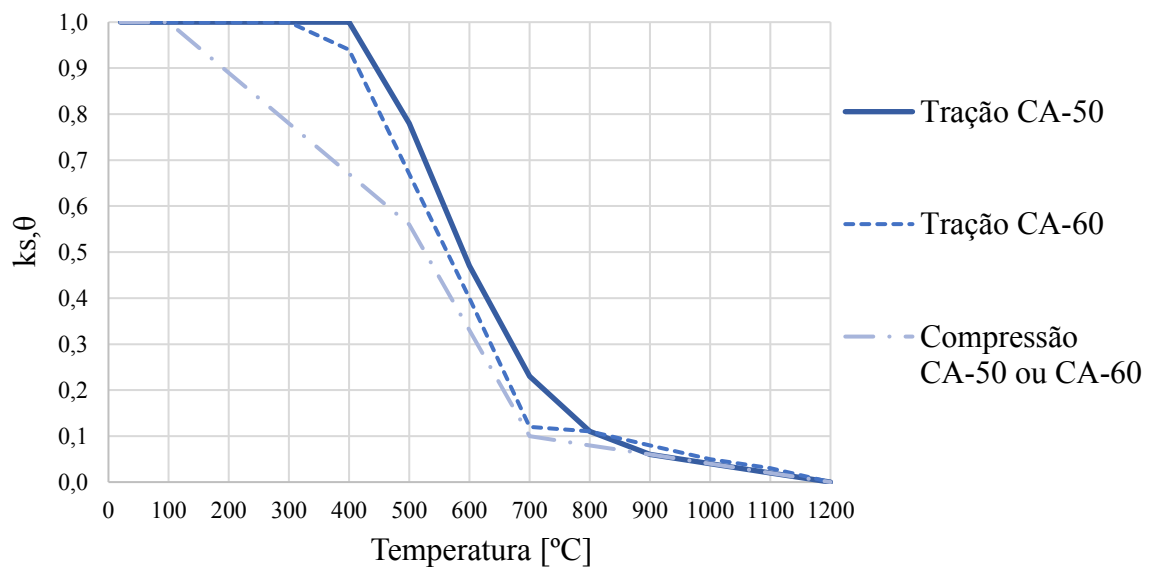


Figura 2.10 - Fator de redução da resistência do aço ( $k_{s,\theta}$ ), em função da temperatura conforme ABNT NBR 15200:2012

## 2.7. Transferência de Calor

Transferência de calor (ou calor) é energia térmica em trânsito devido a uma diferença de temperaturas no espaço. Sempre que existir uma diferença de temperaturas em um meio ou entre meios, haverá, necessariamente, transferência de calor (Incropera et al., 2008).

Conforme Albuquerque (2012), durante o incêndio, as chamas de um compartimento transferem energia térmica até a superfície dos elementos construtivos por convecção e radiação. Depois de atingidos por esses dois fluxos, são aquecidos interiormente pelo processo de condução, conforme ilustrado na Fig. 2.11.

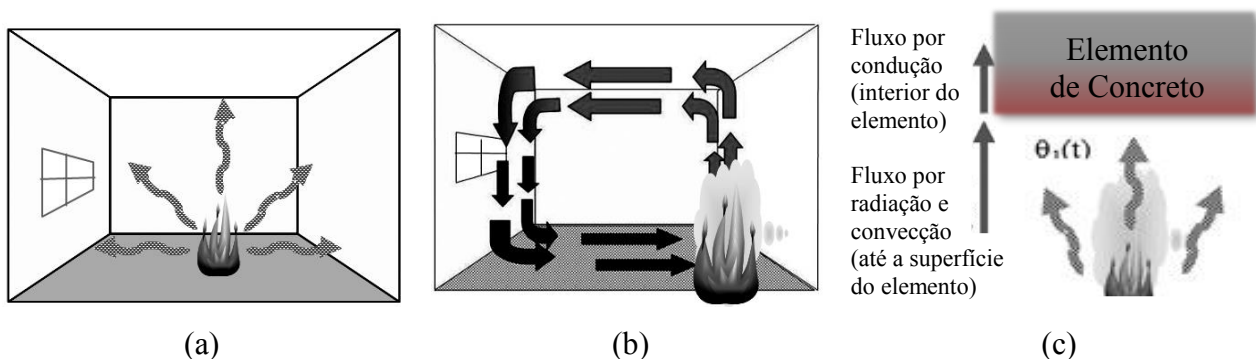


Figura 2.11 – Mecanismos de transferência de calor em um incêndio: (a) radiação, (b) convecção e (c) condução. (Fonte: Seito et al., 2008, ajustado)

### 2.7.1. Radiação

Segundo Pierin (2011), o verdadeiro comportamento do mecanismo da radiação não está completamente compreendido. Diversas teorias foram propostas para explicar a emissão e a

propagação da radiação. A mais aceita é a Teoria do Eletromagnetismo de Maxwell que propõe que a radiação se propague como ondas eletromagnéticas.

Todas as formas de matéria emitem radiação, e a transferência de calor por radiação térmica não exige a presença de um meio material (Incropera et al., 2008).

Conforme Silva (2012), em um compartimento em incêndio, a radiação é proveniente dos gases quentes, das chamas e das paredes aquecidas. Se a fumaça tiver grande quantidade de fuligem, resultante da combustão incompleta dos materiais combustíveis no compartimento, a radiação provinda dos gases será predominante.

### **2.7.2. Convecção**

Segundo Incropera et al. (2008), o termo convecção descreve a transferência de energia entre uma superfície e um fluido em movimento sobre essa superfície. A convecção inclui transferência de energia pelo movimento global do fluido (advecção) e pelo movimento aleatório das moléculas do fluido (difusão).

No caso de um incêndio, o fluido são os gases aquecidos presentes no ambiente. Dentro do compartimento, as massas de gases quentes, mais leves, tendem a subir, enquanto as massas de gases frios, menos leves, tendem a descer, devido à diferença da massa específica e a ação da gravidade (Costa, 2008).

Segundo Albuquerque (2012), em situação de incêndio, diz-se que o mecanismo de convecção é natural porque o movimento dos fluidos, devido à diferença de massa específica, ocorre de forma natural, i.e., exclusivamente pela atuação do gradiente térmico.

### **2.7.3. Condução**

A condução de calor nos sólidos pode ser atribuída à atividade atômica, como o movimento de translação, rotação e vibração da rede molecular. Quando existe um gradiente de temperatura em um corpo, ocorre uma troca de energia entre a região de alta temperatura e a região de baixa temperatura. Esse processo denomina-se condução de calor (Pierin, 2011).

A Lei de Fourier estabelece que o fluxo de calor devido à condução é proporcional ao gradiente de temperatura e a área que o fluxo atravessa. Esse fenômeno, a partir da Lei de Fourier, pode ser expresso por:

$$q = -\lambda A \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.11)$$

onde:

$q$  – taxa temporal de energia [W]

$A$  – área da seção transversal por onde o calor flui [m<sup>2</sup>]

$\lambda$  – condutividade térmica do material [W/(m°C)]

$\frac{\partial \theta}{\partial x}$  – gradiente de temperaturas na direção  $x$  [°C/m]

De modo que o fluxo de calor condutivo pode ser determinado por:

$$q'' = \frac{q}{A}$$
$$\therefore q'' = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.12)$$

onde:

$q''$  – fluxo de calor condutivo [W/m<sup>2</sup>]

Aplicando-se a Lei da Conservação de Energia, que consiste na primeira Lei da Termodinâmica, ajusta-se a Eq. (2.12) a temperaturas variáveis; e, além disso, expandindo-a para fluxos bidimensionais de calor, obtém-se a seguinte equação:

$$\left( \rho c_p \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + q''' \quad (2.13)$$

onde:

$c_p$  – calor específico do material [J/(kg°C)]

$\rho$  – massa específica do material [kg/m<sup>3</sup>]

$t$  – tempo [s]

$\frac{\partial \theta}{\partial y}$  – gradiente de temperaturas, em relação a direção  $y$  [°C/m]

$q'''$  – taxa de geração por volume [W/m<sup>3</sup>]

## 2.8. Análise Térmica de Estruturas em Situação de Incêndio

A análise térmica de um elemento estrutural em situação de incêndio consiste em determinar a variação de temperatura no elemento de interesse a partir das condições de contorno provenientes do modelo de incêndio adotado.

Segundo a norma brasileira, essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou em programas de computador específicos.

### 2.8.1. Gráficos de Perfis de Temperatura

Pode-se citar três fontes confiáveis com dados gráfico dos perfis de temperaturas de vigas de

concreto sob incêndio: o guia de projeto ISE *and Concrete Society* (1978), o relatório FIP/CEB (1978), e o Eurocode 2, parte 1.2 (2004), conforme Fig. 2.12.

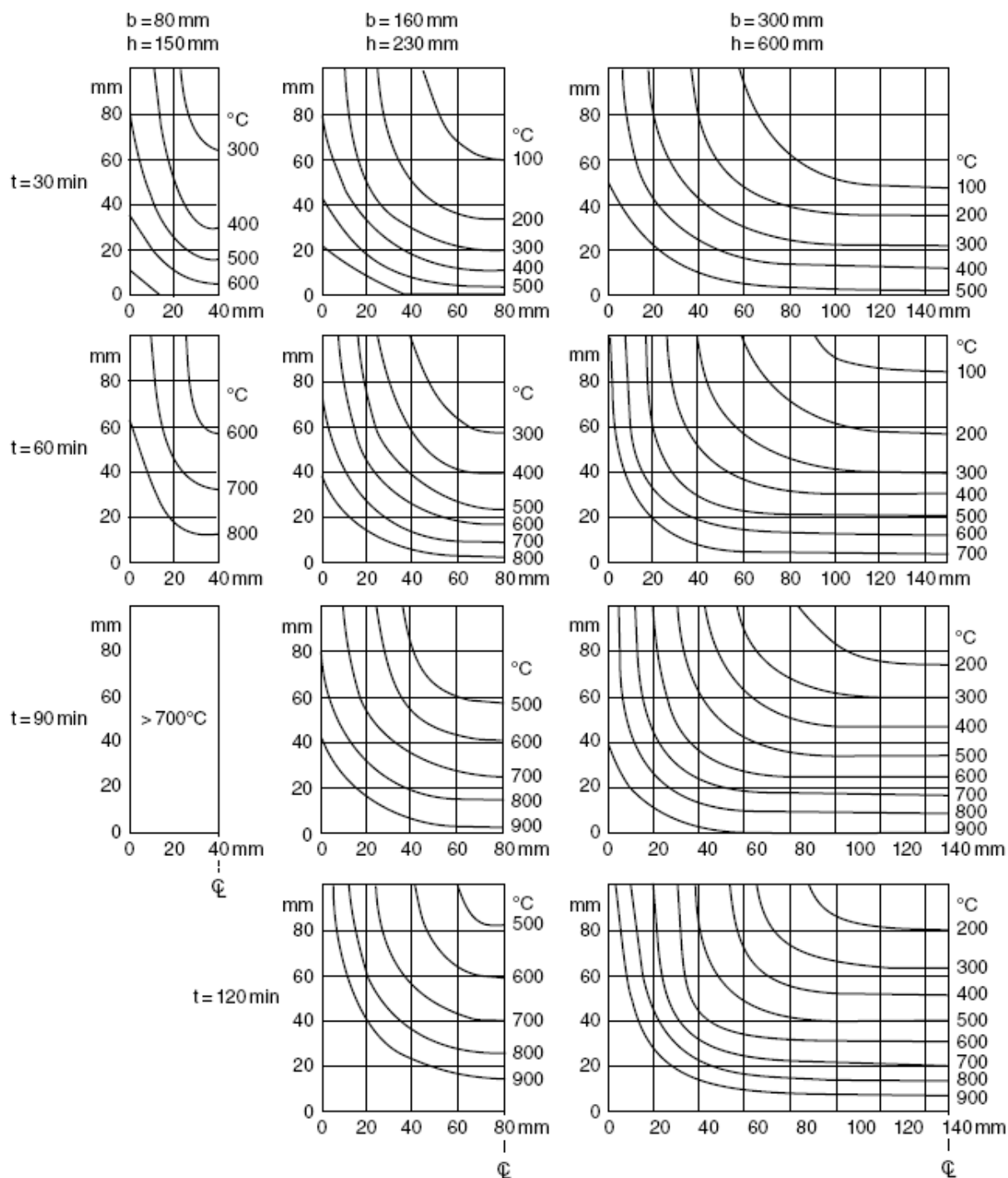


Figura 2.12 – Isotermas de vigas de concreto submetidas ao incêndio padrão (Fonte: Eurocode 2, parte 1.2, 2004, apud Buchanan e Abu, 2017)

Uma observação importante é que tais gráficos de projeto sempre são feitos com base em vários pressupostos (por exemplo, tipo agregado, teor de umidade, etc.) e seus domínios de aplicação são, portanto, limitados.

### 2.8.2. Métodos Simplificados de Determinação dos Perfis de Temperaturas

Segundo Purkiss (2014), os métodos simplificados de determinação dos perfis de temperatura são baseados em técnicas de ajuste de curva a partir de dados derivados de testes experimentais ou a superposição de soluções simples para a equação de transferência de calor de Fourier, conforme a Eq. (2.12) para fluxo unidimensional e a Eq. (2.13) para fluxo bidimensional.

A seguir serão demonstrados três métodos simplificados, derivados de análise térmica computacional, que permitem o cálculo das temperaturas manualmente: o método de Wickström (1986), o de Hertz (1981), e o de Kodur, Yu e Dwaikat (2013).

Previamente, convém esclarecer que em todos esses métodos, conforme a Fig. 2.13, as temperaturas da seção transversal são determinadas com base em análise de transferência de calor unidimensional (para lajes) ou bidimensional (para vigas ou pilares), devido à complexidade associada à análise de transferência de calor tridimensional e à variação das propriedades térmicas do concreto com a temperatura.

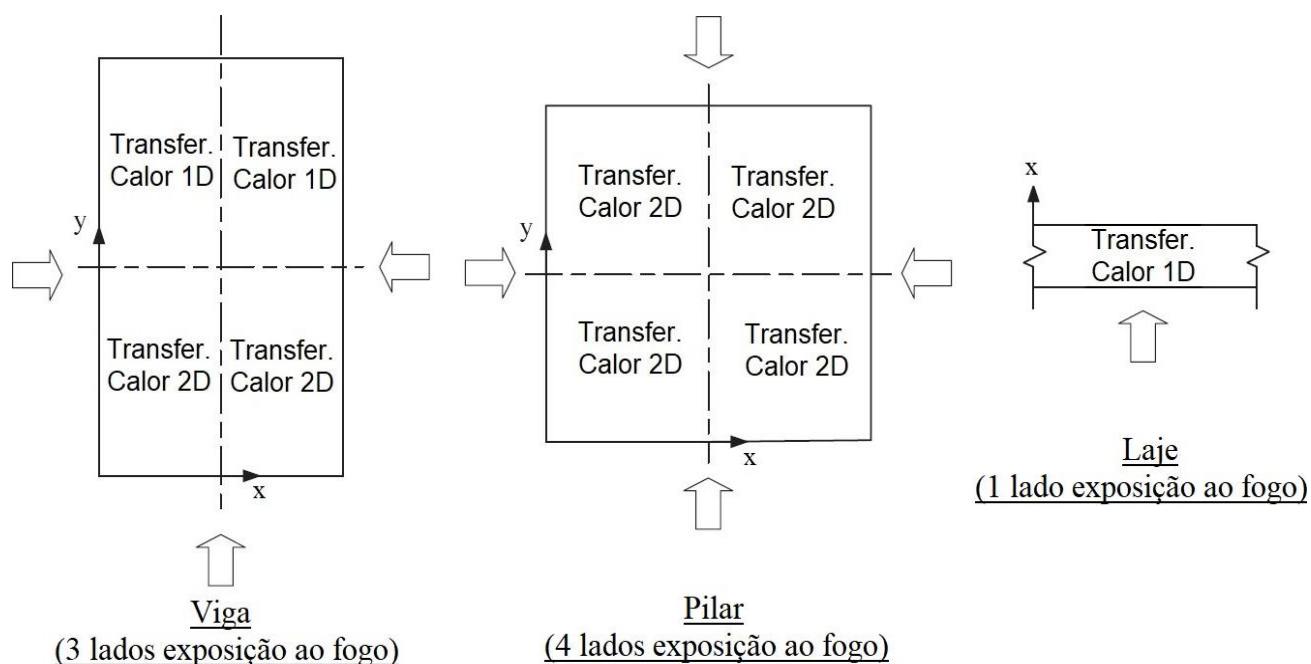


Figura 2.13 - Divisão das áreas nos elementos de concreto para o cálculo das temperaturas (Fonte: Kodur, Yu e Dwaikat, 2013, adaptado)

Além disso, como indicado na Figura 2.13, em geral, para vigas considera-se a exposição ao fogo em apenas três faces (laterais e inferior), para pilares nas quatro faces, e para lajes, apenas na face inferior.

### ***Método de Wickström***

Conforme o Método de Wickström, a temperatura na superfície do concreto pode ser calculada pela Eq. (2.14), considerando um Incêndio Padrão:

$$\theta_w = n_w \theta_g \quad (2.14)$$

onde:

$\theta_w$  – temperatura na superfície do concreto [°C]

$\theta_g$  – temperatura do incêndio padrão ISO 834, conforme apresentado na Eq. (2.1) [°C];

$n_w$  – fator que relaciona temperatura dos gases à temperatura da superfície [adimensional], dado pela Eq. (2.15):

$$n_w = 1 - 0,0616t^{-0,88} \quad (2.15)$$

onde:

$t$  – tempo [h]

As temperaturas no interior de elementos como lajes, por simplificação, podem ser calculadas considerando uma transferência de calor unidimensional conforme a Eq. (2.16), considerando uma profundidade  $x$ , conforme a Fig. 2.10:

$$\theta_{c,x} = n_x n_w \theta_g \quad (2.16)$$

onde:

$\theta_{c,x}$  – temperatura no interior do concreto, considerando fluxo de calor unidimensional, em uma profundidade com coordenada  $x$  [°C];

$n_x$  – fator [adimensional] que relaciona temperatura da superfície do concreto com a temperatura em seu interior, considerando uma profundidade  $x$ , em [m], no sentido horizontal da seção, conforme a Fig. 2.13, dado por:

$$n_x = 0,18 \ln \left( \frac{t}{x^2} \right) - 0,81 \quad (2.17)$$

Esse método também pode ser utilizado para determinar as temperaturas de elementos como vigas e pilares, considerando uma transferência de calor bidimensional, conforme a Eq. (2.18):

$$\theta_{c,xy} = [n_w (n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y] \theta_g \quad (2.18)$$

onde:

$\theta_{c,xy}$  – temperatura no interior do concreto, considerando transferência de calor bidimensional, em uma profundidade com coordenadas  $x$  e  $y$ , conforme a Fig. 2.13 [°C];



$n_y$  – fator [adimensional] que relaciona temperatura da superfície do concreto com a temperatura em seu interior, considerando uma profundidade  $y$ , em [m], no sentido vertical da seção, conforme a Fig. 2.13, calculado de forma análoga ao  $n_x$ , como segue:

$$n_y = 0,18 \ln \left( \frac{t}{y^2} \right) - 0,81 \quad (2.19)$$

Sendo assim, a temperatura no interior de uma viga pode ser calculada em função, apenas, das coordenadas  $x$  e  $y$  [m], do interior da viga, conforme a Fig. 2.13, e do tempo do incêndio padrão ISO 834,  $t$  [h].

### ***Método de Hertz***

A variação unidimensional da temperatura, no interior do concreto, em função do tempo e da profundidade com coordenada  $x$ , é dada por:

$$\Delta\theta_{c,x} = f_{1,x} + f_{2,x} + f_{3,x} \quad (2.20)$$

onde as funções  $f_{1,x}$ ,  $f_{2,x}$  e  $f_{3,x}$  são soluções para a equação de transferência de calor para condições de contorno específicas. Essas funções são dadas por:

$$f_{1,x} = E \left( 1 - \frac{x}{3,363 \sqrt{a_c t}} \right)^2 \quad (2.21)$$

$$f_{2,x} = D e^{-x \sqrt{\frac{\pi}{2Ca_c}}} \operatorname{sen} \left( \frac{\pi t}{C} - x \sqrt{\frac{\pi}{2Ca_c}} \right) \quad (2.22)$$

$$f_{3,x} = \frac{D + E}{2(e^{LC} - 1)} \left( 1 - e^{\left[ L(t-C) - x \sqrt{\frac{L}{a_c}} \right]} \right) \quad (2.23)$$

onde:

$t$  – tempo [s];

$a_c$  – difusividade térmica do concreto [m<sup>2</sup>/s], dada por:

$$a_c = \frac{\lambda}{\rho c_p} \quad (2.24)$$

Os valores de  $C$ ,  $D$  e  $E$ , para o incêndio padrão, são apresentados na Tab. 2.6, porém informa-se que os valores de  $C$ , nas equações envolvidas, devem ser inseridos no sistema internacional, ou seja, em [s].

Tabela 2.6 - Parâmetros de análise de temperatura para elementos de concreto sob incêndio padrão, conforme Método de Hertz

Tempo [h]	C [h]	D [°C]	E [°C]
0,5	1	150	600
1	2	220	600
1,5	3	310	600
2	4	360	600
3	6	410	600
4	8	460	600

Porém,  $f_{1,x}$  deve ser igual a zero se

$$1 - \frac{x}{3,363\sqrt{a_c t}} \leq 0 \quad (2.25)$$

$f_{2,x}$  deve ser igual a zero se

$$\frac{\pi t}{C'} - x \sqrt{\frac{\pi}{2C a_c}} \leq 0 \quad (2.26)$$

$f_{3,x}$  deve ser igual a zero se

$$L(t - C) - x \sqrt{\frac{L}{a_c}} \leq 0 \quad (2.27)$$

onde  $L$  é dado por:

$$L = \frac{2}{C} \ln \left( \frac{3D}{E - 2D} \right) \quad (2.28)$$

Sendo que, se  $E - 2D$  for negativo, então  $E - 2D$  deve ser considerado igual a 0,02.

Destaca-se que, para o incêndio padrão,  $L$  não precisa ser calculado, uma vez que  $f_{3,x}$  é sempre zero.

A variação temperatura na superfície do concreto é dado por:

$$\Delta\theta_w = D + E \quad (2.29)$$

Para o fluxo de calor bidimensional, a variação da temperatura no interior do elemento de concreto ( $\Delta\theta_{c,xy}$ ) é dada por:

$$\Delta\theta_{c,xy} = \Delta\theta_w (n_x + n_y - n_x n_y) \quad (2.30)$$

onde:

$\Delta\theta_w$  – variação da temperatura na superfície do concreto [°C];

$n_x$  – fator redutor que relaciona temperatura da superfície do concreto com a temperatura em seu interior, a uma profundidade  $x$ , no sentido horizontal da seção, considerando fluxo unidimensional [adimensional], dado por:

$$n_x = \frac{\Delta\theta_{c,x}}{\Delta\theta_w} \quad (2.31)$$

$n_y$  – fator redutor que relaciona temperatura da superfície do concreto com a temperatura em seu interior, a uma profundidade  $y$ , no sentido vertical da seção, considerando fluxo unidimensional [adimensional], dado por:

$$n_y = \frac{\Delta\theta_{c,y}}{\Delta\theta_w} \quad (2.32)$$

onde  $\Delta\theta_{c,y}$  é a variação unidimensional da temperatura, no sentido vertical da seção, no interior do concreto, em função do tempo e da profundidade com coordenada  $y$ , calculado de forma análoga ao  $\Delta\theta_{c,x}$ .

### **Método de Kodur**

Conforme Kodur, Yu e Dwaikat (2013), o método é derivado de análise estatística de regressão não-linear, utilizando dados gerados a partir da análise de elementos finitos.

A variação unidimensional, no interior do concreto, da temperatura em função do tempo é dada por:

$$\theta_{c,x} = k_1 n_x (at^n) \quad (2.33)$$

onde:

$\theta_{c,x}$  – temperatura no interior do concreto, em uma profundidade  $x$  [°C];

$t$  – tempo [h];

$a$  e  $n$  – Coeficientes em função do tipo de incêndio, conforme a Tab. 2.7;

Tabela 2.7 – Coeficientes  $a$  e  $n$ , do Método de Kodur, em função do tipo de incêndio

Tipo de Incêndio	$a$	$n$
Incêndio Padrão ISO 834	935	0,168
Incêndio Padrão ASTM E119	910	0,148

$k_1$  – Coeficiente associado ao tipo de concreto, conforme a Tab. 2.8, para concretos com resistência normal e agregado silicoso, o valor de referência é 1,12;

Tabela 2.8 – Coeficientes  $k_1$  e  $k_2$ , do Método de Kodur, em função do tipo de concreto

Tipo de Concreto	Sigla em Inglês	$k_1$	$k_2$
Concreto com Resistência Normal e Agregado Calcário	NSC-CA	1,00	1,00
Concreto com Alta Resistência e Agregado Calcário	HSC-CA	1,01	1,06
Concreto com Resistência Normal e Agregado Silicoso	NSC-SA	1,12	1,12
Concreto com Alta Resistência e Agregado Silicoso	HSC-SA	1,12	1,20

A variação bidimensional, no interior do concreto, da temperatura em função do tempo, para incêndio Padrão ISO 834 é dada pela Eq. (2.23):

$$\theta_{c,xy} = k_2[-1,481(n_x n_y) + 0,985(n_x + n_y) + 0,017](at^n) \quad (2.35)$$

onde:

$\theta_{c,xy}$  – temperatura no interior do concreto, considerando transferência de calor bidimensional [°C];

$k_2$  – coeficiente associado ao tipo de concreto, conforme Tab. 2.8, para concretos com resistência normal e agregado silicoso o valor de referência é 1,12;

$n_y$  – calculado de forma análoga ao  $n_x$ , dado pela a Eq. (2.36):

$$n_y = 0,155 \ln \left( \frac{t}{y^{1,5}} \right) - 0,348 \sqrt{y} - 0,371 \quad (2.36)$$

onde:

$t$  – tempo [h];

$y$  – profundidade no sentido vertical da seção de concreto a partir da superfície exposta ao fogo [m];

Sendo assim, a temperatura no interior de uma viga pode ser calculada em função, apenas, das coordenadas  $x$  e  $y$  [m], do interior da viga, conforme a Fig. 2.13, e do tempo do incêndio padrão,  $t$  [h].

Sobre esse método é importante mencionar que as previsões podem ter um erro maior quando as temperaturas estão na faixa de 20 a 300 °C, já que a precisão da faixa de temperatura de 300 °C a 800 °C é o alvo primário na análise de regressão, a qual originou o método. Além disso, as equações propostas por Kodur, Yu e Dwaikat (2013) podem não produzir resultados tão precisos quando a largura da viga é pequena, ou seja, menor que 200 mm.

### 2.8.3. Métodos de Elementos Finitos Para Determinação dos Perfis de Temperaturas

Entre os programas específicos de engenharia de incêndio, que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF), pode-se citar ADAPTIC, SAFIR, SUPER TEMPCALC (TCD) e VULCAN. Existem ainda programas generalistas elaborados com base no MEF que também permitem a análise numérica da transferência de calor como por exemplo o ANSYS, ABAQUS e DIANA.

### 2.8.4. Análise Térmica Utilizando ANSYS

No presente trabalho, a fim de avaliar as temperaturas no interior das vigas sob incêndio, de modo mais apurado, utilizou-se o programa computacional ANSYS.

Visto que se pretendia simular apenas a resposta térmica de seções transversais de vigas, por simplificação, construiu-se um modelo bidimensional (2-D), conforme ilustra a Fig. 2.14. Outra simplificação realizada na análise térmica, foi dividi-la em duas partes: a transferência de calor por radiação e convecção proveniente do incêndio até as superfícies da estrutura; e a transferência de calor por condução, a partir das superfícies da estrutura, para seu interior. Nas condições de contorno, considerou-se fogo nas três faces da viga (laterais e inferior). A face não exposta (superior) foi estipulada adiabática, ou seja, considera-se que o calor não é perdido nem recebido através dela. Tal hipótese simplificada representa casos de viga sob laje.

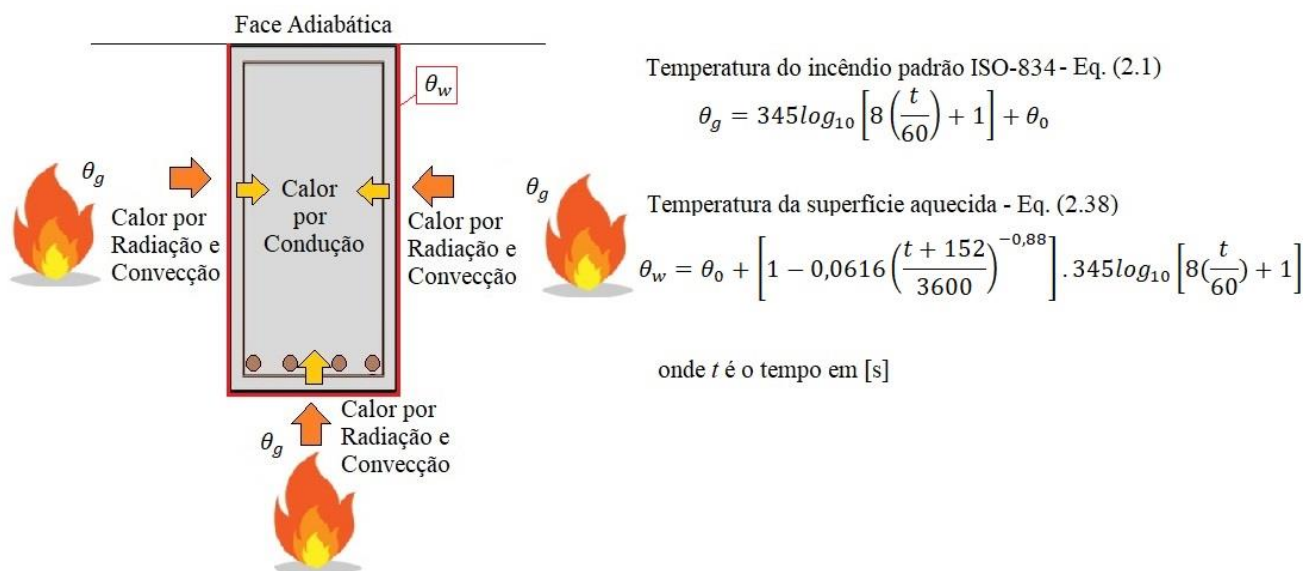


Figura 2.14 – Modelo ilustrativo de viga adotado para análise no ANSYS

Nesse trabalho utilizou-se a curva do incêndio padrão ISO 834, a mais difundida internacionalmente para edificações. A elevação da temperatura, na superfície da viga, relacionada com a radiação e convecção, foi determinada conforme o método simplificado de Wickström (1986);

enquanto que a variação de temperatura devido à condução, no interior da viga, será modelada por elementos finitos, utilizando a ferramenta computacional ANSYS (Moaveni, 2015).

A partir do Método de Wickström, inserindo as Eqs. (2.1) e (2.15) na Eq. (2.14), e, além disso, convertendo-se a unidade do tempo para [s], obtêm-se a Eq. (2.37) para a temperatura na superfície da viga, em função do tempo:

$$\theta_w = \theta_0 + \left[ 1 - 0,0616 \left( \frac{t}{3600} \right)^{-0,88} \right] \cdot 345 \log_{10} \left[ 8 \left( \frac{t}{60} \right) + 1 \right] \quad (2.37)$$

Visto que para valores de tempo inferiores a 152 s, a Eq. (2.37) resulta em temperaturas negativas, fez-se o seguinte ajuste, a favor da segurança, a fim de obter valores mais representativos para a temperatura na superfície da viga, em função do tempo:

$$\theta_w = \theta_0 + \left[ 1 - 0,0616 \left( \frac{t + 152}{3600} \right)^{-0,88} \right] \cdot 345 \log_{10} \left[ 8 \left( \frac{t}{60} \right) + 1 \right] \quad (2.38)$$

Portanto, como condições de contorno, considerou-se a elevação da temperatura (devido à radiação e convecção), nas três faces da viga (laterais e inferior), modelada pela Eq. (2.38). A Figura 2.15 representa graficamente a variação da temperatura na superfície da viga, através da curva denominada, Elemento Estrutural (Wickström adaptado).

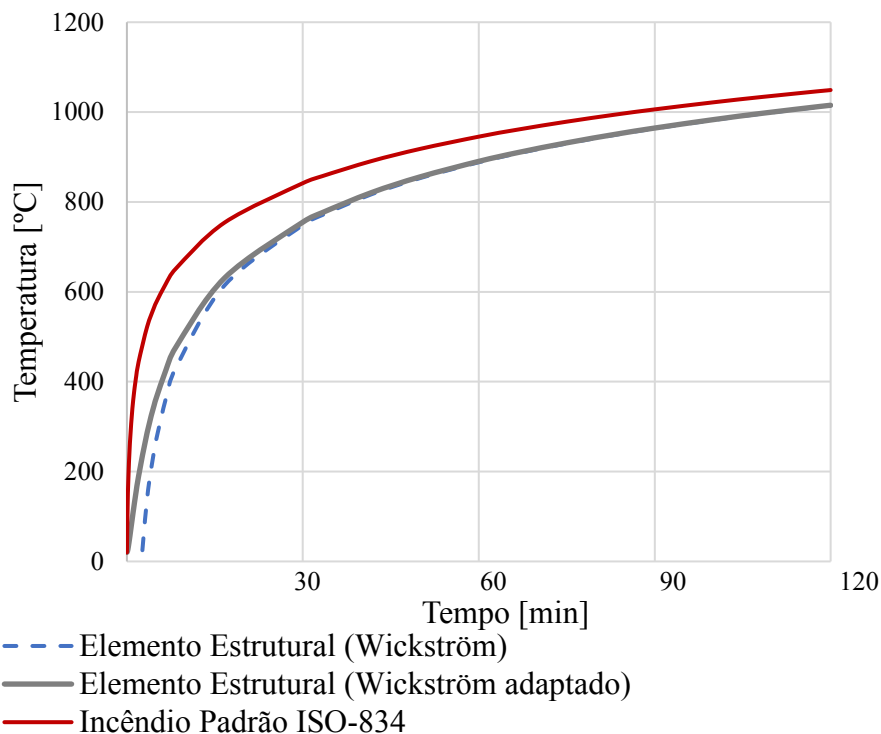


Figura 2.15 - Curva tempo-temperatura do incêndio padrão ISO 834 (1999); e da superfície da estrutura, conforme as equações de Wickström e de Wickström adaptada

Além disso, admitiu-se que as seções estavam submetidas a 2 h de exposição ao fogo, e a temperatura inicial (ambiente) foi adotada igual a 20 °C.

O elemento utilizado na modelação do concreto foi o PLANE55 (2-D *Thermal Solid*), que pode ser utilizado como elemento plano com capacidade de condução térmica. Cada elemento é constituído por quatro nós, conforme representado na Fig. 2.16, com um grau de liberdade: a temperatura.

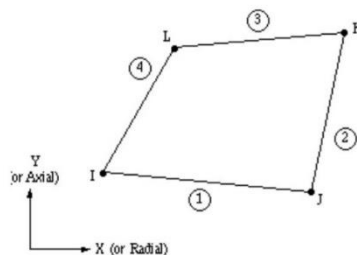


Figura 2.16 - Representação esquemática do elemento PLANE 55, 2-D *Thermal Solid* (Fonte: ANSYS, 2009)

Nesse trabalho, considerou-se os parâmetros térmicos do concreto variáveis com a temperatura; ou seja, a massa específica ( $\rho_{\theta_c}$ ), conforme a Eq. (2.7); a condutividade térmica ( $\lambda_{c,\theta_c}$ ) conforme a Eq. (2.8); e o calor específico ( $c_{p,\theta_c}$ ), conforme a Eq. (2.10), para umidade do concreto ( $u$ ), igual a 1,5% em peso, de modo que  $c_{p,top} = 1470$  J/kg°C. É importante mencionar outra simplificação adotada, ou seja, modelou-se apenas a massa de concreto, sem as barras de aço da armadura; pois, além da massa do concreto ser muito superior à pequena massa das barras, a resistência térmica do aço é muito menor que a do concreto, assim, assume-se que o aço irá absorver instantaneamente a temperatura do concreto e, portanto, consideram-se apenas as propriedades do concreto sensíveis à ação térmica.

O domínio computacional foi discretizado por uma malha quadrada com 0,5 cm de lado. A Fig. 2.17 apresenta a discretização de uma viga com seção 19x40 cm.

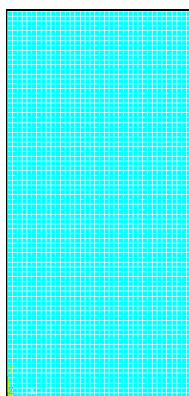


Figura 2.17 – Discretização do modelo 2-D da seção 19x40 cm da viga de concreto

A escolha da malha foi baseada em valores encontrados na literatura e verificada conforme a Tab. 2.9, que traz um resumo do teste de independência de malha.

Tabela 2.9 - Teste de independência de malha.

Malha	Lado do elemento [cm]	Nº de elementos	Temperatura $\theta_{c,4,4(90min)}$ [°C]	Desvio
M1	4,0	50	601,40	1,66%
M2	2,0	180	611,36	0,62%
M3	1,0	760	615,16	0,14%
M4	0,5	3040	616,01	0,04%
M5	0,1	76000	616,28	-----

\*  $\theta_{c,4,4(90min)}$  é a temperatura do concreto, em [°C], a uma profundidade  $x = y = 4$  cm, para 90 min de incêndio padrão.

Com base nesses valores montou-se um gráfico, conforme Fig. 2.18, demonstrando a convergência dos valores.

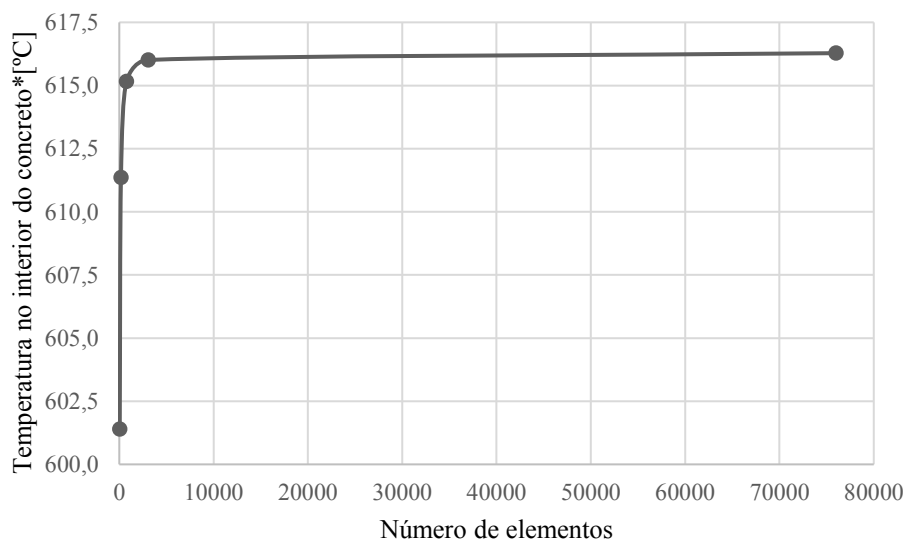


Figura 2.18 – Teste de independência de malha

Com relação ao *time step* (passo de tempo) da análise, conforme FSD (2007) apud Albuquerque (2012), o valor de 0,002 h (i.e. 7,2 s) já conduz a resultados satisfatórios para análises térmicas para os intervalos de tempo de incêndios comuns e condições de contorno usuais. Além disso, conforme Tab. 2.10, observa-se um resumo do teste realizado para a escolha do passo de tempo. Sendo assim, com base na literatura e no teste realizado, adotou-se o *time step* de 1 s, visto



que simulações com esse passo de tempo conduz a resultados satisfatórios e resultam em um tempo médio de processamento, em geral, inferior a 5 min.

Tabela 2.10 - Teste do passo de tempo

Passo de tempo [s]	Temperatura $\theta_{c,4,4(90\text{min})}$ * [°C]	Desvio
300,0	586,75	3,289%
60,0	606,05	1,452%
10,0	614,85	0,119%
5,0	615,58	0,070%
1,0	616,01	0,005%
0,5	616,04	-----

\*  $\theta_{c,4,4(90\text{min})}$  é a temperatura do concreto, em [°C], a uma profundidade  $x = y = 4$  cm, para 90 min de incêndio padrão.

Com base nesses valores montou-se um gráfico, conforme Fig. 2.19, demonstrando a convergência dos valores.

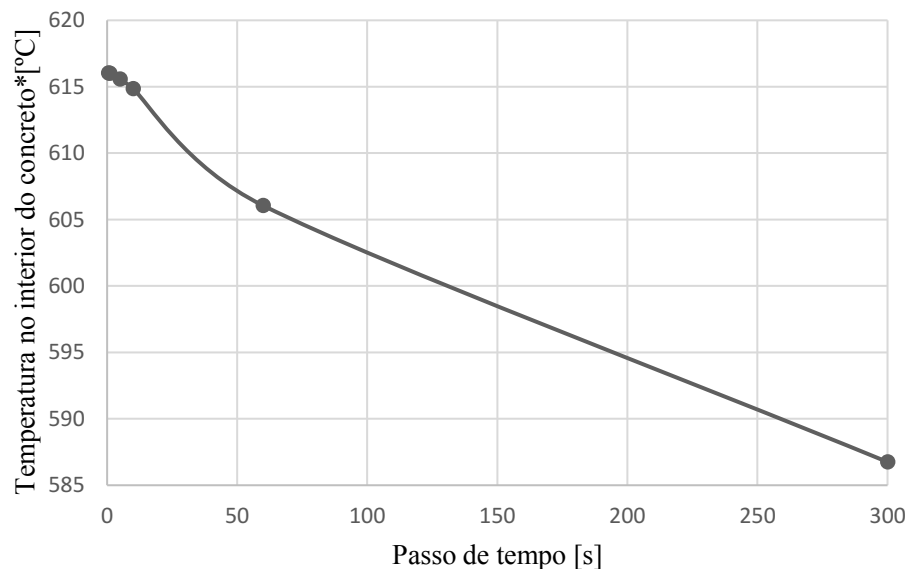


Figura 2.19 – Teste do passo de tempo

Informa-se que, na análise térmica da seção de concreto armado exposta ao fogo, desconsiderou-se o *spalling*; pois, tal fenômeno, conforme Silva (2012), é aleatório em concretos de resistência normal ( $f_{ck} \leq 50$  MPa), e sendo assim pode ser antieconômico tentar soluções para evitá-

lo.

No Apêndice 1 é apresentado um tutorial com os passos efetuados nessa modelagem.

Conforme a Fig. 2.20, apresentam-se perfis de temperaturas [°C], para uma viga de concreto com dimensões 19x40 cm, para os tempos de 30, 60, 90 e 120 min, respectivamente, resultantes da modelagem computacional.

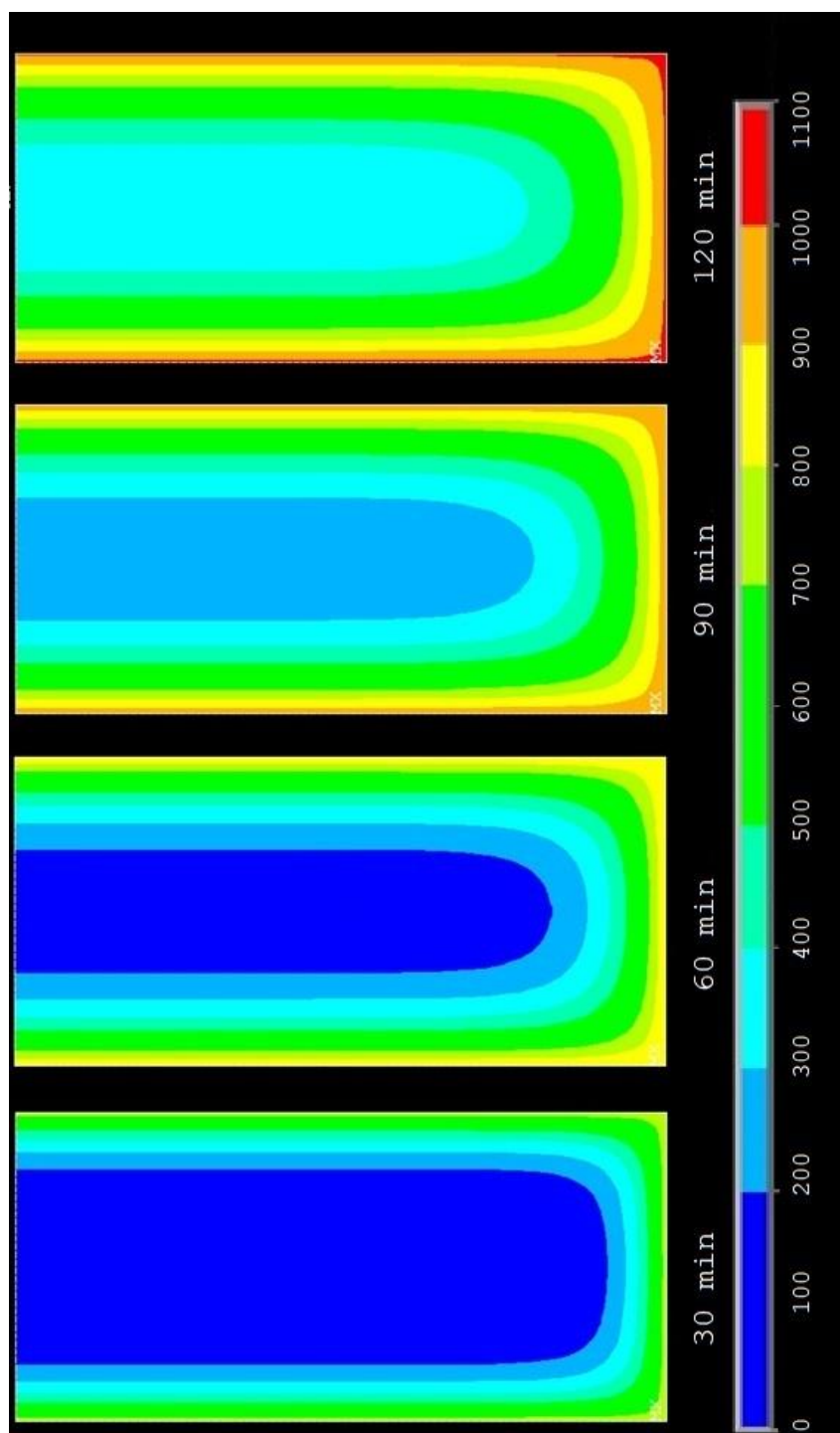


Figura 2.20 - Isotermas de Viga 19x40 cm, tempos 30, 60, 90 e 120 min, através de modelagem no ANSYS

### 3. METODOLOGIA

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, em condições usuais, as estruturas são projetadas à temperatura ambiente e, dependendo de suas características e uso, devem ser verificadas em situação de incêndio. Existem muitos métodos para se fazer essa verificação, sendo que a norma brasileira aceita os seguintes métodos: método tabular; método simplificado de cálculo; método avançado de cálculo; e método experimental.

Conforme Albuquerque (2012), o método tabular é o único realmente detalhado, na norma brasileira, por ser bastante prático e simples. Quanto aos outros, apenas são apresentadas diretrizes para aplicação, pois demandam programas de computador específicos ou a realização de ensaios em laboratório.

Para fins de comparação com a norma europeia, a Fig. 3.1 apresenta os procedimentos aceitos para a análise de estruturas em situação de incêndio, segundo o Eurocode 1 (2002), destacando-se em cinza os procedimentos utilizados nesse trabalho.

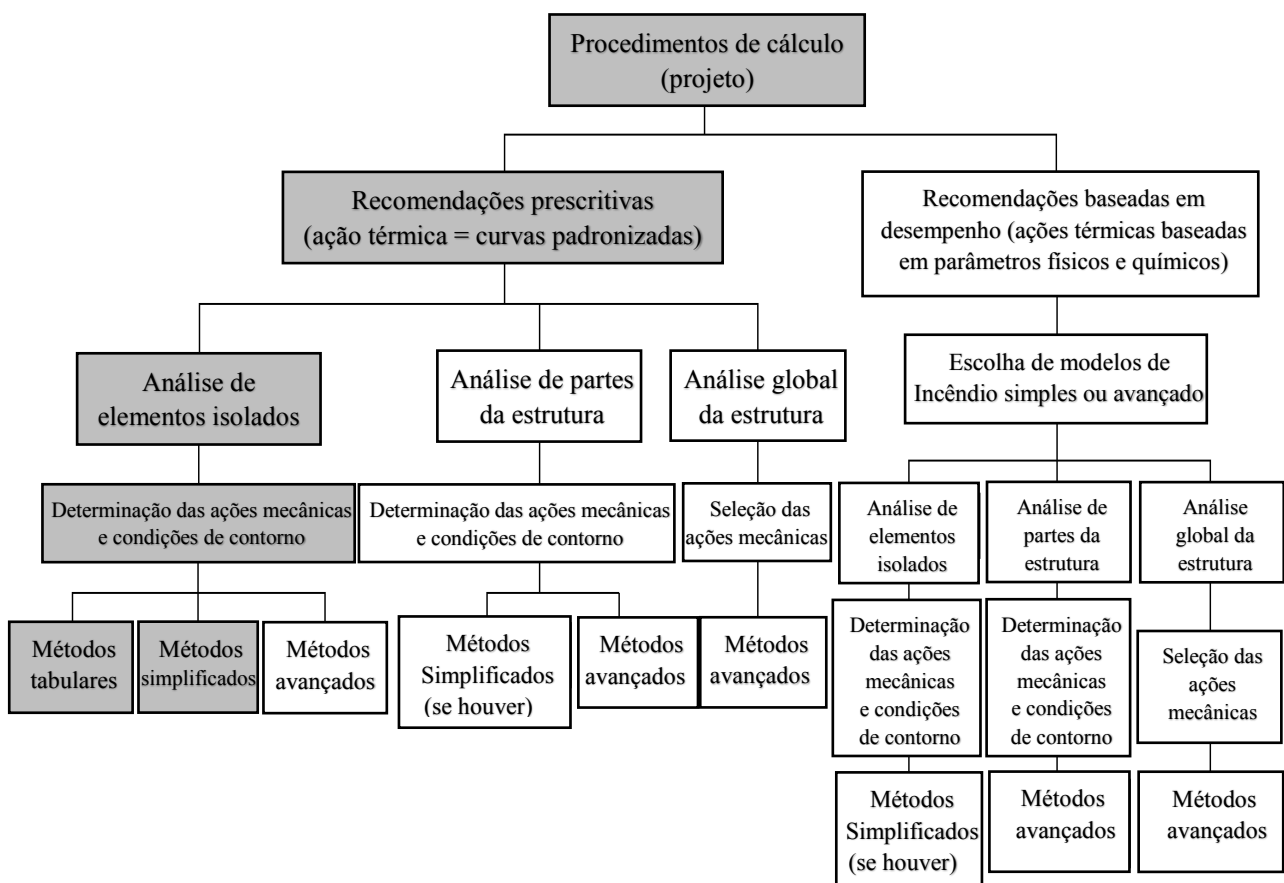


Figura 3.1 - Procedimentos para análise de estruturas em situação de incêndio recomendadas pelo Eurocode 1 (2002) (Fonte: Klein Júnior, 2011, adaptado).

Nesse capítulo, serão expostos os quatro métodos aceitos pela norma brasileira vigente, para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio; porém, serão destacados apenas os métodos tabular e simplificados de cálculo.

Sobre o método tabular, além de explicar sua metodologia, serão apresentadas algumas prescrições importantes para sua aplicação, segundo a ABNT NBR 15200:2012.

Com relação aos métodos simplificados, serão apresentadas as recomendações da norma brasileira para o cálculo do momento solicitante, em situação de incêndio. Também, serão explicados os métodos simplificados da isoterma 500°C e um utilizando o ANSYS. Além disso, ao fim desse capítulo, pretende-se propor um método simplificado que permita um dimensionamento de vigas, em situação de incêndio, com cálculos manuais, de forma relativamente simples, sem o auxílio de gráficos ou de programas computacionais sofisticados.

Conforme comparação ilustrada na Fig. 3.2, tal método simplificado proposto pretende conciliar fatores relevantes para a escolha do método de dimensionamento de vigas.



Figura 3.2 – Fatores relevantes para o dimensionamento de estruturas

### 3.1. Método Tabular

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, ensaios mostram que em situação de incêndio as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento. Por isso, considera-se apenas a armadura longitudinal nesse método. Informa-se também que método tabular é válido apenas para estruturas de concreto com  $f_{ck} \leq 50$  MPa e submetidas ao incêndio padrão. Além disso, não são considerados os efeitos eventuais de *spalling* (lascamentos) ou restrições à deformação térmica.

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, com relação às vigas de concreto armado, é necessário que elas sejam primeiro dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. A partir de então, para garantir a segurança estrutural em situação de incêndio, pelo método tabular, basta que as vigas atendam às dimensões mínimas, em função do TRRF, determinado conforme item 2.5.2 dessa dissertação.

As dimensões mínimas para vigas são:

- $b_{min}$  – largura mínima da seção transversal;
- $b_{wmin}$  – largura mínima da alma de seção transversal de viga com largura variável;
- $c_1$  – distância entre o eixo da armadura longitudinal (CG) e a face do concreto exposta ao fogo.

Os valores mínimos aceitáveis são determinados pelas Tabs. 3.1 e 3.2, respeitando as limitações indicadas. Informa-se que, para valores intermediários de dimensões, podem ser realizadas interpolações lineares.

A Figura 3.3 ilustra as dimensões mínimas para vigas de seção retangular.

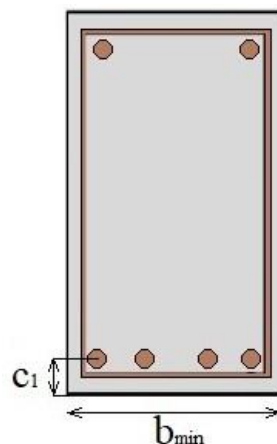


Figura 3.3 – Dimensões mínimas de largura ( $b_{min}$ ) e a distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo ( $c_1$ )

Tabela 3.1- Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF	Combinações de $b_{min}/c_1$ mm/mm				$b_{wmin}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

(Fonte: ABNT NBR 15200:2012)

Tabela 3.2 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF	Combinações de $b_{min}/c_1$ mm/mm				$b_{wmin}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

(Fonte: ABNT NBR 15200:2012)

A partir das Tabs. 3.1 e 3.2, é possível observar que, para determinado TRRF, larguras maiores resultam em menores distâncias exigidas em relação ao eixo das barras e à face aquecida. Isso tem base na seguinte constatação: em seções transversais mais largas, o calor pode se transferir para o núcleo do elemento ao invés de se concentrar na zona periférica, onde se situam as armaduras, conforme Wit (2011).

Alternativamente, é possível, a partir da seção das vigas determinar o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF), por interpolação, com base nos valores apresentados nas Tabs. 3.1. e 3.2. A Figura 3.4 apresenta um fluxograma simplificado sobre esse procedimento.

A ABNT NBR 15200:2012 estabelece algumas prescrições importantes para a aplicação do método tabular, conforme será abordado nos itens 3.1.1 a 3.1.8.

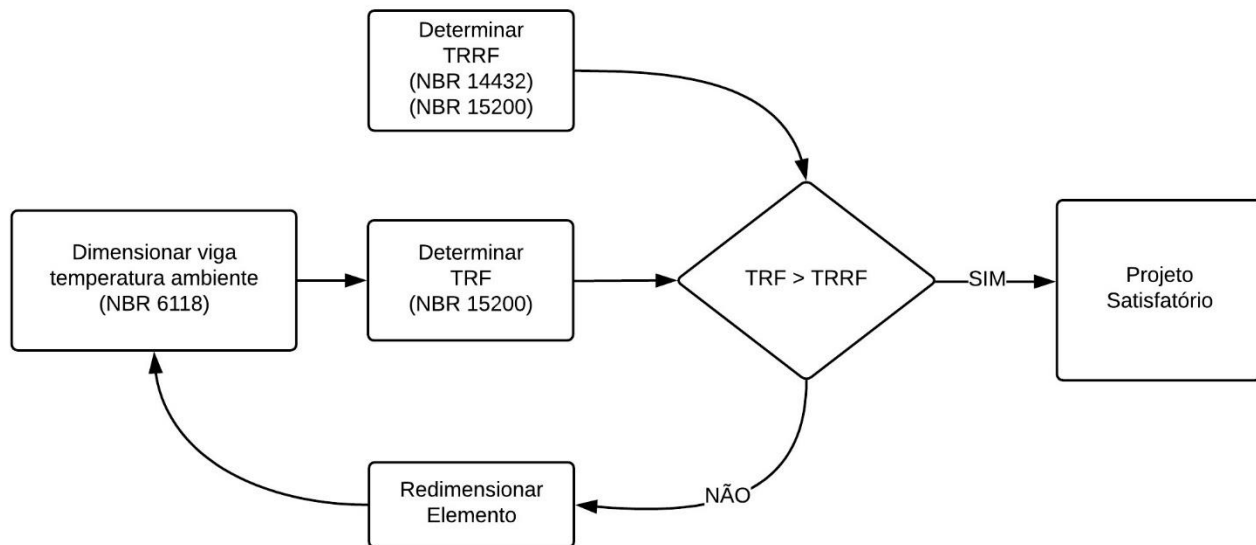


Figura 3.4 - Abordagem prescritiva para dimensionar elementos estruturais pelo método tabular  
(Fonte: Purkiss, 2014 adaptado às normas brasileiras)

### 3.1.1. Armaduras ativas

Segundo Albuquerque (2012), os valores de  $c_1$  apresentados nas Tabs. 3.1 e 3.2 foram elaboradas para armaduras passivas de aço CA-25, CA-50 ou CA-60, considerando-se 500 °C a temperatura crítica do material. Nas armaduras ativas, as temperaturas críticas são menores: 400 °C para barras e 350 °C para fios e cordoalhas.

De modo que, no caso de elementos protendidos, os valores de  $c_1$  para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

No caso de armaduras ativas pós-tracionadas (sem aderência), as cabeças de protensão devem ser protegidas de forma que em situação de incêndio não haja perda de protensão.

### 3.1.2. Redução de $c_1$

Os valores de  $c_1$  indicados nas Tabs. 3.1 e 3.2 foram determinados admitindo-se  $S_{d,fi}/S_d = 0,7$  e  $A_{s,calc}/A_{s,ef} = 1$ , em que  $S_{d,fi}$  e  $S_d$  são os valores de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio e à temperatura ambiente, respectivamente, e  $A_{s,calc}$  e  $A_{s,ef}$  são os valores da áreas de armadura calculada conforme ABNT NBR 6118:2014 e da área de armadura realmente instalada, respectivamente. Caso esses valores sejam menores,  $c_1$  pode ser reduzido de  $\Delta c_1$ , conforme:

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \times \frac{S_{d,fi}}{S_d} \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.1)$$

onde:

$\Delta c_1$  – Valor de redução do  $c_1$  [mm]

Sendo que a Eq. (3.1) é válida nos intervalos  $0,7 \leq \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \leq 1,0$  e  $0,4 \leq \frac{S_{d,fi}}{S_d} \leq 0,7$ .

Para  $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} < 0,7$ , adotar  $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7$ .

Para  $\frac{S_{d,fi}}{S_d} < 0,4$ , adotar  $\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,4$ .

Informa-se que a dedução da Eq. (3.1) foi apresentada detalhadamente em Silva e Pierin (2015).

### 3.1.3. Aplicação de Revestimento

Conforme a ABNT NBR 15200:2012 é permitida a consideração do revestimento na determinação das dimensões mínimas de vigas. Para tal consideração no cálculo das distâncias  $c_1$ , devem ser respeitadas as seguintes prescrições:

- Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528:2010) têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos aderentes de cimento e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528:2010) têm 100% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

### 3.1.4. Armaduras de canto

Em vigas com somente uma camada de armaduras e largura não superior ao  $b_{min}$  indicado na coluna 3 da Tab. 3.1, e coluna 2 da Tab. 3.2, conforme o TRRF, a distância  $c_{1l}$  (conforme Fig. 3.5) no fundo das vigas deve ser 10 mm maior do que o  $c_1$  dado pela referida tabela. Esse ajuste se faz necessário, visto que junto às bordas da face inferior da viga há concentração de temperatura.

Como alternativa, para se manter iguais os cobrimentos das armaduras tanto em relação à face inferior quanto à lateral da viga, deve-se:

- Para concreto armado, especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao calculado;
- Para concreto protendido, considerar para efeito de dimensionamento, uma força de



protensão igual a 0,7 da indicada para obra;

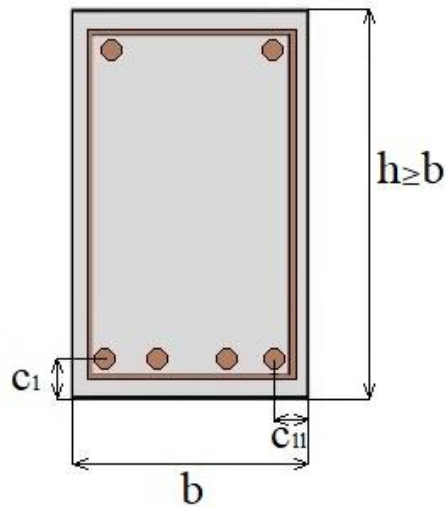
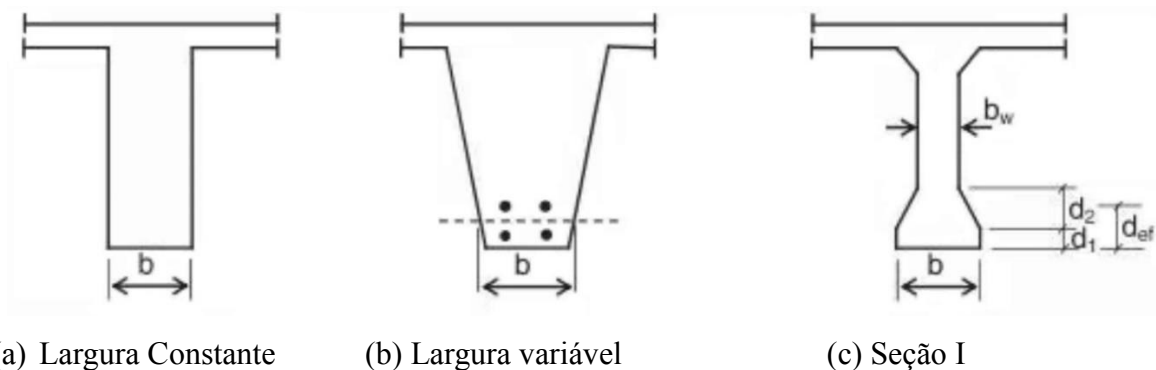


Figura 3.5 - Distância  $c_1$  e  $c_{1l}$  (Fonte: ABNT NBR 15200:2012, ajustada)

### 3.1.5. Vigas com largura variável

As tabelas da ABNT NBR 15200:2012 foram construídas considerando vigas de seções retangulares. De modo que para utilizar o Método Tabular para vigas com largura variável, geralmente estruturas pré-moldadas, deve-se verificar algumas condições, conforme estabelecidas pela própria norma brasileira.

A Figura 3.6 mostra a designação das dimensões para diferentes tipos de seção transversais de vigas:



(a) Largura Constante

(b) Largura variável

(c) Seção I

Figura 3.6 – Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas (Fonte: ABNT NBR 15200:2012)

O menor valor de largura da alma ( $b_w$ ) deve atender aos valores mínimos das Tabs. 3.1 e 3.2.

Na verificação de vigas com talão (Fig. 3.6), devem ser maiores do que  $b_{min}$  tanto a largura  $b$  quanto a altura efetiva  $d_{ef}$ , sendo esta dada por:

$$d_{ef} = d_1 + 0,5d_2 \quad (3.2)$$

No caso de  $b \geq 1,4b_w$  e  $b \times d_{ef} < 2b_{min}^2$ , então  $c_1$  deve ser acrescido, conforme:

$$c_1 \left( 1,85 - \frac{d_{ef}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq c_1 \quad (3.3)$$

### 3.1.6. Armaduras em várias camadas

Quando as barras da armadura foram dispostas em camadas, a distância média à face do concreto ( $c_{1m}$ ) deve respeitar o valor  $c_{1min}$  tabelado. O valor de  $c_{1m}$  deve ser o menor entre os seguintes valores:

$$c_{1m} < \begin{cases} \frac{\sum c_{1vi} A_{si}}{\sum A_{si}} \\ \frac{\sum c_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}} \end{cases} \quad (3.4)$$

onde:

$c_{1vi}$  – distância da barra  $i$ , de área  $A_{si}$ , ao fundo da viga;

$c_{1hi}$  – distância da barra  $i$ , de área  $A_{si}$ , à face lateral mais próxima.

### 3.1.7. Vigas contínuas e redistribuição de momentos

Conforme Silva (2012), à temperatura ambiente, é comum redistribuir-se os momentos fletores atuantes sobre os apoios (negativo) para o meio do vão (positivo). Em incêndio, como o calor age na região inferior das vigas, o momento positivo se torna mais crítico, enquanto, geralmente, há reserva de segurança para o negativo. Nesse caso, também pode ocorrer a redistribuição de momentos fletores atuantes, porém ao revés da situação normal, ou seja, do positivo ao negativo.

Com essa hipótese foi construída a Tab. 3.2, válida para vigas contínuas ou de pórticos. Tal tabela somente poderá ser utilizada se o coeficiente de redistribuição de momento normal não exceder aqueles indicados pela ABNT NBR 6118:2014. Caso contrário, deve ser empregado a Tab. 3.1 (vigas biapoiadas) ou deve ser elaborada análise mais precisa.

Além dessa condição relacionada ao coeficiente de redistribuição de momento normal, para vigas contínuas com TRRF  $\geq 90$  min, conforme ilustrado na Fig. 3.7, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e  $0,3l_{ef}$  não pode ser menor do que:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \times (1 - 2,5 x/l_{ef}) \quad (3.5)$$

onde:

$x$  – distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada [m];

$A_{s,calc}(x)$  – mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância  $x$  [cm<sup>2</sup>];

$A_{s,calc}(0)$  – área de armaduras negativas calculada conforme ABNT NBR 6118:2014 [cm<sup>2</sup>];

$l_{ef}$  é o comprimento efetivo do vão da viga determinado conforme ABNT NBR 6118:2014 [m];

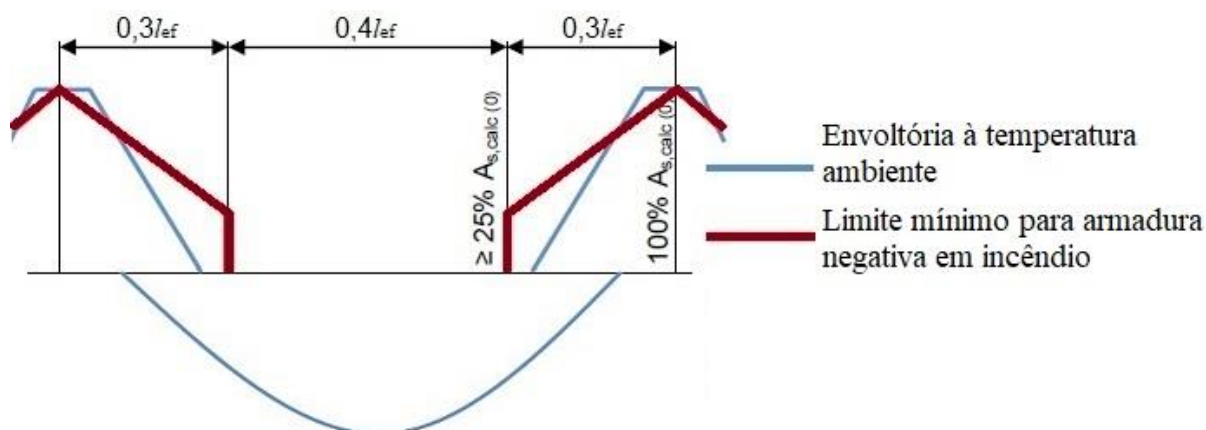


Figura 3.7 – Envoltória de momentos fletores (Fonte ABNT NBR 15200:2012, ajustada)

### 3.1.8. Armaduras negativas

As Tabelas 3.1 e 3.2 foram construídas com a hipótese de vigas com aquecimento em três lados, sob a laje. Os valores indicados nessa tabela podem ser empregados para o caso de vigas aquecidas nos quatro lados, desde que sua altura não seja inferior a  $b_{min}$  e a área da seção transversal não seja inferior a  $2 \times b_{min}^2$ , conforme Fig. 3.8.

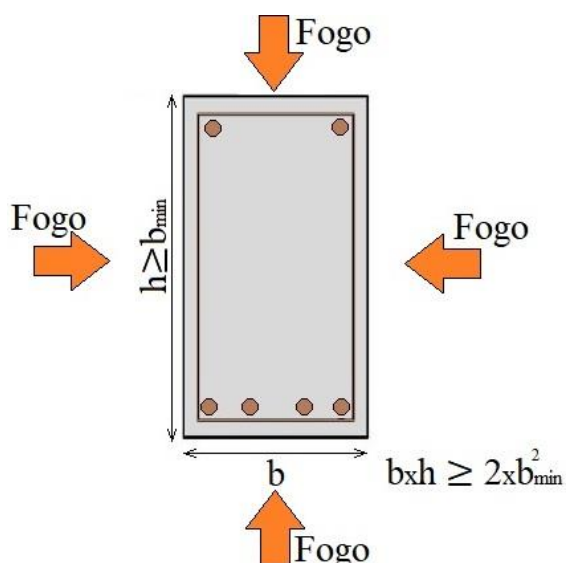


Figura 3.8 - Dimensões mínimas para dispensar a verificação de  $c_1$  das armaduras negativas

Conforme Silva (2012) isso se deve à hipótese de que o calor sempre sobe e, portanto, o aquecimento da face superior pode ser desprezado. Em outras palavras, respeitando esses limites, não há necessidade de limitar-se o  $c_1$  em armaduras negativas.

### 3.2. Métodos Simplificados de cálculo

Diferentemente do método tabular, que consiste em uma verificação, para determinado TRRF, das dimensões mínimas das vigas, os métodos simplificados avaliam a resistência ao fogo, por analisar os esforços tanto solicitantes, quanto resistentes para determinado TRRF.

Nessa verificação, conforme a ABNT NBR 15200:2012, usualmente desprezam-se todos os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem em situação de incêndio. Assim, a ação do incêndio se traduz, usualmente, apenas na redução da resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais e a verificação usual da segurança da estrutura em situação de incêndio é garantida quando a Eq. (3.6) é satisfeita:

$$S_{d,fi} = \left( \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_2 F_{qk} \right) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}] \quad (3.6)$$

onde:

$S_{d,fi}$  – valor de cálculo do esforço solicitante em situação de incêndio;

$\gamma_g$  – coeficiente de ponderação das ações permanentes, conforme ABNT NBR 6118:2014, para combinações excepcionais, é igual a 1,2 [adimensional];

$F_{gk}$  – ação permanente com seu valor característico

$\gamma_q$  – coeficiente de ponderação das ações variáveis, conforme ABNT NBR 6118:2014, para combinações excepcionais, é igual a 1,0 [adimensional];

$\psi_2$  – fator de redução de combinação quase permanente para ELS, conforme ABNT NBR 6118:2014 e mostrado na Tab. 3.3 [adimensional];

$F_{qk}$  – ação variável com seu valor característico

$f_{ck,\theta}$  – resistência característica à compressão do concreto na temperatura  $\theta$ .

$f_{yk,\theta}$  – resistência característica do aço de armadura passiva na temperatura  $\theta$ .

$R_{d,fi}$  – valor de cálculo do esforço resistente em situação de incêndio;

Tabela 3.3 - Fatores de combinação  $\psi_2$  utilizados para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis em edificações.

Ações	$\psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,6

(Fonte: ABNT NBR 6118:2014)

Conforme recomendação da ABNT NBR 8681:2003 e da ABNT NBR 15200:2012 para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução  $\psi_2$  indicado na ABNT NBR 6118:2014 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Como alternativa, na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200:2012 recomenda que as solicitações de cálculo em situação de incêndio ( $S_{d,fi}$ ) sejam calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento, ou seja, pode-se fazer, conforme a Eq. (3.7):

$$S_{d,fi} = 0,7S_d \quad (3.7)$$

onde:

$S_d$  – solicitação de cálculo à temperatura ambiente;

Para a determinação do esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento a ABNT NBR 15200:2012 recomenda o cálculo com base na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF. Essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou calculada em programas específicos de computador.

Os esforços resistentes podem ser determinados de modo semelhante ao projeto à temperatura ambiente, mediante equilíbrio de esforços na seção, adotando, porém para o concreto e para o aço a resistência em situação de incêndio. Essa resistência dos materiais reduzida devido à exposição ao fogo é determinada pelos coeficientes de redução conforme as Eq. (2.6) para o concreto e Eq. (2.11) para o aço.

Uma alternativa, que a norma brasileira permite, é utilizar métodos que consideram a seção de concreto reduzida em situação de incêndio. Os métodos de considerar essa redução de seção, necessária para simular a diminuição de resistência, podem ser encontrados na literatura. Por exemplo, o Eurocode 2, parte 1.2 (2004), no anexo B.1 apresenta o Método da Isoterma 500°C e no anexo B.2 apresenta o Método das Zonas. Destaca-se que a norma brasileira, embora permita a utilização desses métodos simplificados, não detalha o cálculo de nenhum desses.

No presente trabalho será apresentado além do método da isoterma 500°C, um método simplificado utilizando o ANSYS, e será proposto um método mais simplificado.

### 3.2.1. Momento Solicitante em Situação de Incêndio

Para se calcular o momento solicitante considerando em situação de incêndio, pode-se empregar a Eq. (3.8), que foi desenvolvida a partir da Eq. (3.6).

$$M_{Sd,fi} = (1,2M_{gk} + 0,7\psi_2M_{qk}) \quad (3.8)$$

onde:

$M_{Sd,fi}$  – momento solicitante de cálculo, em situação de incêndio [kNm];

$M_{gk}$  – momento característico referente à ação permanente, à temperatura ambiente [kNm];

$\psi_2$  – fator de redução de combinação quase permanente para ELS, conforme ABNT NBR 6118:2014 e mostrado na Tab. 3.3 [adimensional];

$M_{qk}$  – momento característico referente à ação variável, à temperatura ambiente [kNm];

Alternativamente, por simplificação, pode-se utilizar a Eq. (3.9).

$$M_{Sd,fi} = 0,7M_{Sd} \quad (3.9)$$

onde:

$M_{Sd}$  – momento solicitante de cálculo à temperatura ambiente [kNm].

Destaca-se que tais equações independem do tipo de incêndio ou do tempo de exposição ao fogo.

### 3.2.2. Método da Isoterma 500°C

O Método da Isoterma 500°C, presente no Eurocode 2, parte 1.2 (2004), foi originalmente proposto por Anderberg (1978). Seu campo de aplicação é válido para elementos com seções transversais mínimas, conforme a Tab. 3.4.

Tabela 3.4 - Largura mínima da seção transversal em função da resistência ao fogo requerida  
(para exposição ao incêndio padrão)

TRRF [min]	60	90	120	180	240
Largura mínima da seção [mm]	90	120	160	200	280

(Fonte: Eurocode 2, parte 1.2, 2004)

O método considera a redução de resistência do concreto por meio de uma aproximação, ou seja, assume-se que na seção do concreto com temperatura inferior a 500°C, não há redução de resistência à compressão e, em contrapartida, na região periférica com temperatura superior a 500°C considera-se nula tal resistência.

Com relação à resistência do aço, essa é calculada em função das temperaturas nos eixos das barras, aplicando-se os redutores de resistência conforme Eq. (2.11).

Sendo assim, para a aplicação desse método, além das temperaturas nos eixos de cada barra de aço é necessário determinar a profundidade na isoterma com 500°C. Conforme Wickström (1986) apud Purkiss (2014), tal profundidade pode ser calculada por:

$$x_{500} = \left[ \frac{\frac{a_c}{0,417 \times 10^{-6}} t}{e^{\left(4,5 + \frac{\Delta\theta_{c,x}}{0,18n_w\Delta\theta_g}\right)}} \right]^{0,5} \quad (3.10)$$

onde:

$x_{500}$  - profundidade da isoterma 500°C [mm];

$a_c$  - difusividade térmica do concreto [m²/s], dado pela Eq.(2.24), sendo o valor de referência utilizado por Wicktröm  $0,417 \times 10^{-6}$  m²/s;

$t$  - tempo [h];

$\Delta\theta_{c,x}$  - variação de temperatura no interior do concreto, em uma profundidade  $x$  [°C], considerando a temperatura ambiente igual a 20°C,  $\Delta\theta_x = 480^\circ\text{C}$ ;

$n_w$  - fator que relaciona temperatura dos gases (Incêndio Padrão ISO 834) à temperatura da superfície [adimensional], dado pela Eq. (2.15);

$\Delta\theta_g$  - variação da temperatura média dos gases no ambiente em chamas [°C], conforme Eq. (2.1).

Alternativas à Eq. (3.10) são valores encontrados em gráficos, por exemplo, no Eurocode 2, parte 1.2 (2004), conforme ilustrado na Figura 2.12; ou, em tabelas como a reproduzida de Purkiss (2014), conforme a Tabela 3.5; ou ainda, através de modelagem computacional, conforme mencionado em 2.8.3.

Tabela 3.5 – Comparação da profundidade da Isoterma 500°C [mm] usando os métodos de Wickström, Hertz e o Eurocode

Tempo [h]	Difusidade Térmica ( $\times 10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$ )						Eurocode 2 parte 1.2 (2004)
	Wickström			Hertz			
	0,417	0,52	0,67	0,417	0,52	0,67	
0,5	12	13	14	17	18	21	10
1,0	23	25	29	27	30	34	21
1,5	31	35	40	36	41	46	30
2,0	39	44	49	44	49	56	37
3,0	52	58	66	57	63	72	48
4,0	64	71	81	76	76	86	60

(Fonte: Purkiss, 2014)

### 3.2.3. Método Simplificado Utilizando o ANSYS

A partir do dimensionamento da viga conforme a ABNT NBR 6118:2014, tem-se definido a geometria da seção transversal, bem como a disposição e o número de barras da armadura longitudinal considerando os esforços à temperatura ambiente.

A fim de garantir a segurança estrutural prossegue-se ao cálculo do momento resistente em situação de incêndio.

1°. Caracteriza-se o tipo de incêndio a que a estrutura estará submetida. Em outras palavras, define-se uma curva característica da temperatura ao longo do tempo, conforme item 2.4. No caso de edificações, utiliza-se a Curva de Incêndio Padrão ISO 834.

2°. Em função do tipo de ocupação e da altura do incêndio determina-se o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), conforme Tabela 2.1.

3°. Após ter-se definido a geometria da seção transversal, o tipo de incêndio e o TRRF, prossegue-se com a modelagem computacional, nesse trabalho através do Software ANSYS, simulando a transferência de calor, ao longo do tempo, no interior da estrutura. Define-se as condições de contorno. Conforme já exposto em 2.8.4 considera-se os efeitos do incêndio em apenas três faces da viga (as laterais e o fundo). Além disso, por simplificação, simulando os efeitos da radiação e convecção nessas três bordas aplica-se a Eq. (2.38) referente à elevação da temperatura na superfície ao longo do tempo; e considera-se a superfície superior adiabática.

4°. Incluem-se os parâmetros físicos e térmicos, variáveis com a temperatura, do material que constitui a seção, conforme exposto em 2.6.1. Destaca-se que é feita uma aproximação nessa



análise térmica, pois se modela apenas a massa de concreto da seção transversal, sem o aço, e se admite a temperatura no eixo das barras longitudinais igual à temperatura do concreto nesse ponto.

5°. Discretiza-se o domínio por meio de uma malha de elementos finitos. Nesse caso, conforme mencionado em 2.8.4. foi utilizado elementos retangulares de quatro nós (Solid Plane 55) com lados de 0,5 cm. Além disso, assumiu-se o passo de tempo (*time step*) igual a 1,0 s.

6°. Processa-se o modelo, e o resultado obtido são as temperaturas em função do tempo para cada nó localizados nas extremidades dos elementos finitos de concreto. A partir dessas temperaturas são determinados os fatores de redução de resistência dos materiais ( $k_{s,\theta i}$  para cada barra de aço, considerando a temperatura da barra igual a temperatura do concreto no seu eixo e  $k_{c,\theta i}$  para cada nó dos elementos finitos de concreto comprimido).

7°. Calcula-se a força resultante de cálculo em situação de incêndio na armadura, dada por:

$$F_{sd,fi} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} \sum_{i=1}^n k_{s,\theta i} A_{si} \quad (3.11)$$

onde:

$F_{sd,fi}$  – força resultante de cálculo na armadura, em situação de incêndio [kN];

$f_{yk}$  – resistência característica à tração do aço, à temperatura ambiente [kN/cm<sup>2</sup>];

$\gamma_{s,fi}$  – coeficiente de ponderação da resistência do aço, em situação de incêndio valor igual a 1,0 [adimensional];

$k_{s,\theta i}$  – fator de redução da resistência, à temperatura  $\theta$ , da barra de aço  $i$  [adimensional];

$A_{si}$  – área da barra de aço  $i$  [cm<sup>2</sup>];

8°. Calcula-se a força resultante de cálculo no bloco de concreto comprimido, em situação de incêndio, dada por:

$$F_{cd,fi} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} \sum_{j=1}^m k_{c,\theta j} A_{cj} \quad (3.12)$$

onde:

$F_{cd,fi}$  – força resultante de cálculo no bloco de concreto comprimido, em situação de incêndio [kN];

$\alpha_{fi}$  – redutor do valor de cálculo da resistência à compressão, em situação de incêndio valor igual a 1,0 [adimensional];

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto, à temperatura ambiente [kN/cm<sup>2</sup>];

$\gamma_{c,fi}$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto, em situação de incêndio valor igual a 1,0 [adimensional];

$k_{c,\theta j}$  – fator de redução da resistência, à temperatura  $\theta$ , correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [adimensional];

$A_{cj}$  – área correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [cm<sup>2</sup>];

Para o cálculo da força resultante de cálculo em situação de incêndio no bloco de concreto comprimido, o ANSYS determina a temperatura em cada nó na extremidade dos elementos finitos de concreto. Sendo, portanto, necessário considerar a área correspondente de cada nó do elemento finito de concreto comprimido, calculada por:

$$A_{cj} = y_{j,fi} b_j \quad (3.13)$$

onde:

$y_{j,fi}$  – altura correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [cm] (para nós situados na extremidade da seção considera-se valor igual a metade da altura do elemento finito utilizado, ou seja, 0,25 cm; para os demais nós considera-se o valor igual à própria altura do elemento finito utilizado, ou seja 0,5 cm);

$b_j$  – largura correspondente ao nó  $j$  do elemento finito de concreto comprimido [cm] (para nós situados na extremidade da seção considera-se valor igual a metade da largura do elemento finito utilizado, ou seja, 0,25 cm; para os demais nós considera-se o valor igual à própria largura do elemento finito utilizado, ou seja 0,5 cm);

Dessa forma,  $A_{cj}$ , em cm<sup>2</sup>, corresponde a três valores possíveis:

$$\begin{aligned} A_{cj} &= 0,25 \times 0,25 = 0,0625 \text{ (apenas para os dois nós situados nas extremidades} \\ &\quad \text{superiores esquerda e direita da seção)} \\ A_{cj} &= 0,25 \times 0,5 = 0,125 \text{ (para os nós situados na extremidade superior, exceto os dois} \\ &\quad \text{nas extremidades esquerda e direita da seção)} \\ A_{cj} &= 0,5 \times 0,25 = 0,125 \text{ (para os nós situados na extremidade esquerda e direita exceto} \\ &\quad \text{os dois situados na extremidade superior da seção)} \\ A_{cj} &= 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ (os demais nós situados fora das extremidades da seção)} \end{aligned} \quad (3.14)$$

9°. Com base no equilíbrio de forças entre as barras de aço tracionadas e o bloco de concreto comprimido é possível determinar o braço de alavanca relativo a esse bloco, que consiste na principal incógnita para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio.

Para isso, calcula-se primeiro a força resultante de cálculo em incêndio em cada nó dos elementos finitos de concreto. Depois somam-se esses valores para cada faixa horizontal de nós da seção de concreto ( $\sum F_{cd,fi}$ ). Feito isso, partindo da faixa referente ao bordo superior do concreto

comprimido, soma-se as forças resultantes de cálculo de cada faixa de elementos finitos de concreto comprimido analisada até que o somatório supere a força resultante na armadura tracionada ( $\sum F_{cd,fi} > F_{sd,fi}$ ). Tal somatório parcial de determinado número de faixas representa a força resultante em um bloco de concreto comprimido, de modo que  $\sum F_{cd,fi} = F_{cd,fi(bloco)}$ .

Conhecido o número de faixas do bloco de concreto em que a força resultante no concreto é superior à força na armadura é possível determinar a altura desse bloco e, conseqüentemente, calcular o braço de alavanca para tal condição, dado por:

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} \quad (3.15)$$

onde:

$z_{fi}$  – braço de alavanca referente ao bloco de concreto, em incêndio, que consiste na distância entre o centro de gravidade (CG) do bloco de concreto comprimido e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura tracionada [cm];

$d$  – altura efetiva da viga, que consiste na distância da borda superior da seção até o CG da armadura [cm];

$y_{fi}$  – altura do bloco de concreto comprimido, em incêndio [cm];

Então, através de interpolação linear entre o valor da altura do bloco que superou a força resultante na armadura tracionada e a altura do bloco em que a força resultante no concreto seja imediatamente inferior à força na armadura, calcula-se o braço de alavanca do bloco que satisfaça a condição de equilíbrio das forças  $F_{cd,fi} = F_{sd,fi}$ .

10°. Calcula-se o momento resistente de cálculo em incêndio ( $M_{Rd,fi}$ ), dado por:

$$M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} z_{fi} = F_{sd,fi} z_{fi} \quad (3.16)$$

11°. Por último, é verificada se a condição de segurança conforme a Eq. 3.17 é satisfeita. Caso contrário é necessário redimensionar o elemento.

$$M_{Rd,fi} \geq M_{Sd,fi} \quad (3.17)$$

A Figura 3.9 ilustra o procedimento desse método.

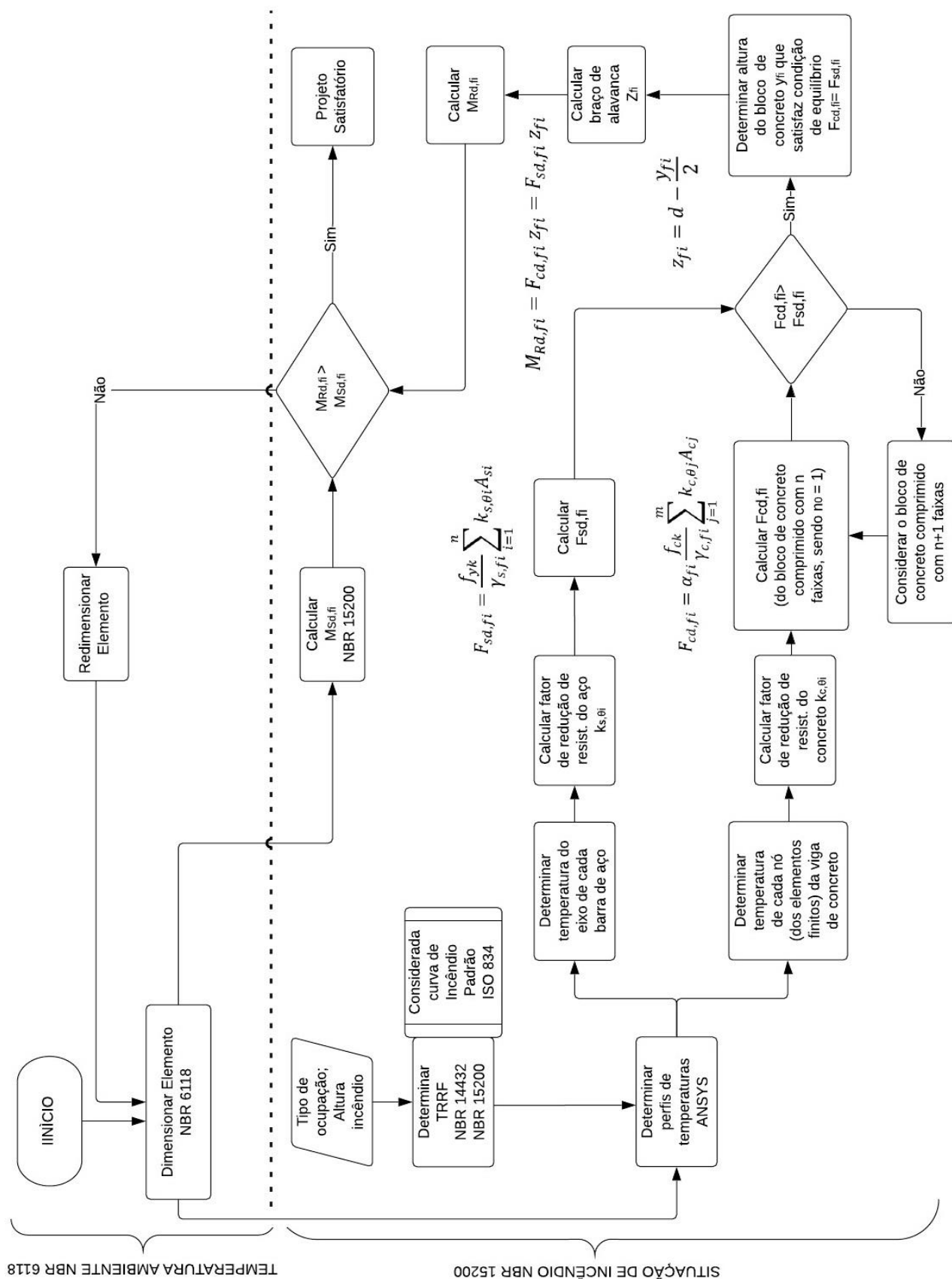


Figura 3.9 – Fluxograma de procedimento de projeto pelo método simplificado utilizando o ANSYS

### 3.2.4. Método Simplificado Proposto

Considerando a complexidade dos chamados “Métodos Simplificados de Cálculo” existentes e buscando um modelo que permita o dimensionamento de vigas de forma mais simples, neste trabalho será apresentado um Método Simplificado Proposto.

A seguir será feita a dedução da equação simplificada proposta para o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio, explicando todas suas considerações.

Os esforços resistentes, em situação de incêndio, conforme a ABNT NBR 15200:2012 podem ser determinados de modo semelhante ao projeto à temperatura ambiente, mediante equilíbrio de esforços na seção, conforme Eq. (3.18), adotando, porém para o concreto e para o aço a resistência média em situação de incêndio.

$$\begin{aligned}\Sigma F_{d,fi} &= 0 \\ \therefore F_{cd,fi} - F_{sd,fi} &= 0 \\ \therefore \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c,m} A_{c,fi} - \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} k_{s,m} A_s &= 0 \\ \therefore \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c,m} b y_{fi} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} k_{s,m} A_s\end{aligned}\tag{3.18}$$

onde:

$\Sigma F_{d,fi}$  – somatório das forças resultantes de cálculo em situação de incêndio [kN];

$k_{c,m}$  – fator médio de redução da resistência do concreto [adimensional];

$A_{c,fi}$  – área de concreto comprimido em situação de incêndio [cm<sup>2</sup>];

$b$  – largura da seção da viga de concreto [cm];

$k_{s,m}$  – fator médio de redução da resistência do aço [adimensional];

Isolando  $y_{fi}$ , altura do bloco de concreto comprimido da seção em situação de incêndio, em [cm], obtém-se a Eq. (3.19):

$$y_{fi} = \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} k_{s,m} A_s}{\alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c,m} b}\tag{3.19}$$

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, os coeficientes de ponderação das resistências para o cálculo das resistências do concreto e dos aços, em situação de incêndio ( $\gamma_{c,fi}$  e  $\gamma_{s,fi}$  respectivamente) devem ser iguais a 1,0. Além disso, o redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto em situação de incêndio ( $\alpha_{fi}$ ), deve ser considerado igual a 1,0. Isto porque

a principal componente de  $\alpha$  é o efeito Rusch, que representa uma redução na resistência à compressão do concreto devido à duração prolongada do carregamento, no caso de estruturas à temperatura ambiente. Porém, visto que a ação de um incêndio é de curta duração, o efeito Rush não se manifesta, e portanto, não há necessidade de se aplicar  $\alpha$ .

Desse modo, visto que  $\gamma_{s,fi} = 1,0$ ,  $\gamma_{c,fi} = 1,0$  e  $\alpha_{fi} = 1,0$ , reagrupando os termos, pode-se simplificar a Eq. (3.19), conforme a Eq. (3.20):

$$y_{,fi} = \left( \frac{f_{yk} A_s}{f_{ck} b} \right) \left( \frac{k_{s,m}}{k_{c,m}} \right) \quad (3.20)$$

Visto que  $\left( \frac{f_{yk} A_s}{f_{ck} b} \right)$  corresponde à  $y^*$ , ou seja, a altura do bloco de concreto comprimido da seção à temperatura ambiente, considerando  $\alpha = \alpha_{fi} = 1,0$ , a Eq. (3.20) pode ser reescrita conforme a Eq. (3.21):

$$y_{,fi} = y^* \left( \frac{k_{s,m}}{k_{c,m}} \right) \quad (3.21)$$

Considerando que, em situação de incêndio, a perda de resistência da viga de concreto armado está muito mais relacionada com a perda de resistência do aço do que do concreto, o momento fletor resistente em situação de incêndio pode ser determinado conforme a Eq. (3.22):

$$\begin{aligned} M_{Rd,fi} &= F_{sd,fi} z_{fi} \\ \therefore M_{Rd,fi} &= \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} k_{s,m} A_s \right) \left( d - \frac{y_{fi}}{2} \right) \end{aligned} \quad (3.22)$$

Substituindo  $y_{,fi}$  da Eq. (3.21) na Eq. (3.22), temos a seguinte Eq. (3.23):

$$M_{Rd,fi} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} k_{s,m} A_s \left[ d - \frac{y^*}{2} \left( \frac{k_{s,m}}{k_{c,m}} \right) \right] \quad (3.23)$$

Reagrupando os termos, e simplificando a Eq (3.23), visto que  $\gamma_{s,fi} = 1,0$ , obtém-se a Eq. (3.24):

$$M_{Rd,fi} = f_{yk} A_s \left[ d - \frac{y^*}{2} \left( \frac{k_{s,m}}{k_{c,m}} \right) \right] k_{s,m} \quad (3.24)$$

Considerando que em situações mais críticas (temperaturas das barras de aço elevadas), a resistência média à tração do aço decai mais do que a resistência média à compressão do concreto, ou seja,  $k_{s,m} < k_{c,m}$ , consequentemente:

$$\left(\frac{k_{s,m}}{k_{c,m}}\right) < 1$$

Entretanto, visto que o  $k_{c,m}$  é de difícil determinação, a fim de simplificar a determinação do momento resistente em situação de incêndio, a favor da segurança, pode-se, nesse caso, considerar:

$$\left(\frac{k_{s,m}}{k_{c,m}}\right) = 1$$

De modo que a Eq. (3.24) pode ser simplificada conforme a Eq. (3.25):

$$M_{Rd,fi} = \left[ f_{yk} A_s \left( d - \frac{y^*}{2} \right) \right] k_{s,m}$$

Sendo assim, conforme a Eq. (3.26), o método simplificado proposto consiste em determinar o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio a partir do momento fletor resistente característico à temperatura ambiente, considerando  $\alpha = \alpha_{fi} = 1,0$ , multiplicando-o pelo fator médio de redução da resistência do aço,  $k_{s,m}$ .

$$M_{Rd,fi} = M_{Rk}^* k_{s,m} \quad (3.26)$$

onde:

$M_{Rk}^*$  – momento fletor resistente característico à temperatura ambiente, considerando  $\alpha = \alpha_{fi} = 1,0$ , [kNm], dado por  $M_{Rk}^* = f_{yk} A_s \left[ d - \frac{y^*}{2} \right]$ ;

Sendo  $y^*$  a altura do bloco de concreto comprimido da seção à temperatura ambiente, considerando  $\alpha = \alpha_{fi} = 1,0$ , [cm], dado por  $y^* = \left( \frac{f_{yk} A_s}{f_{ck} b} \right)$ .

A fim de facilitar o cálculo do  $M_{Rd,fi}$ , pode-se utilizar diretamente a Eq. (3.27):

$$M_{Rd,fi} = f_{yk} k_{s,m} A_s \left( d - \frac{f_{yk} A_s}{2 f_{ck} b} \right) \quad (3.27)$$

Todos os dados da Eq. (3.27) são conhecidos com o dimensionamento à temperatura ambiente, exceto o  $k_{s,m}$ , dessa forma, a grande incógnita do problema é o  $k_{s,m}$ . Seu valor está diretamente relacionado com as temperaturas de cada barra de aço.

Essas por sua vez podem ser calculadas, com uma simplificação razoável, pela equação de Wickström, em função apenas do tempo de exposição ao fogo, e da profundidade de cada barra com coordenadas  $x_i$  e  $y_i$ , conforme já exposto no item 2.8.2, desta dissertação.

Conhecidas as temperaturas de cada barra de aço, determina-se o fator de redução da resistência médio  $k_{s,m}$ , pela média ponderada dos  $k_{s,\theta i}$ , em função da área de aço de cada barra de

aço  $i$ , conforme a Eq. (3.28):

$$k_{s,m} = \frac{\sum k_{s,\theta i} A_{s,i}}{\sum A_{s,i}} \quad (3.28)$$

A determinação dos  $k_{s,\theta i}$  pode ser realizada por interpolação dos valores apresentados na Tabela (2.5), ou conforme a Eq. (3.29):

$$\begin{aligned} k_{s,\theta i} &= 1 & \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_s \leq 400^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 1 - 0,0022(\theta_s - 400) & \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta_s \leq 500^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,78 - 0,0031(\theta_s - 500) & \text{para } 500^\circ\text{C} < \theta_s \leq 600^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,47 - 0,0024(\theta_s - 600) & \text{para } 600^\circ\text{C} < \theta_s \leq 700^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,23 - 0,0012(\theta_s - 700) & \text{para } 700^\circ\text{C} < \theta_s \leq 800^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,11 - 0,0005(\theta_s - 800) & \text{para } 800^\circ\text{C} < \theta_s \leq 900^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,06 - 0,0002(\theta_s - 900) & \text{para } 900^\circ\text{C} < \theta_s \leq 1000^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,04 - 0,0002(\theta_s - 1000) & \text{para } 1000^\circ\text{C} < \theta_s \leq 1100^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0,02 - 0,0002(\theta_s - 1100) & \text{para } 1100^\circ\text{C} < \theta_s \leq 1200^\circ\text{C} \\ k_{s,\theta i} &= 0 & \text{para } \theta_s > 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.29)$$

A Figura 3.10 ilustra o procedimento desse método.

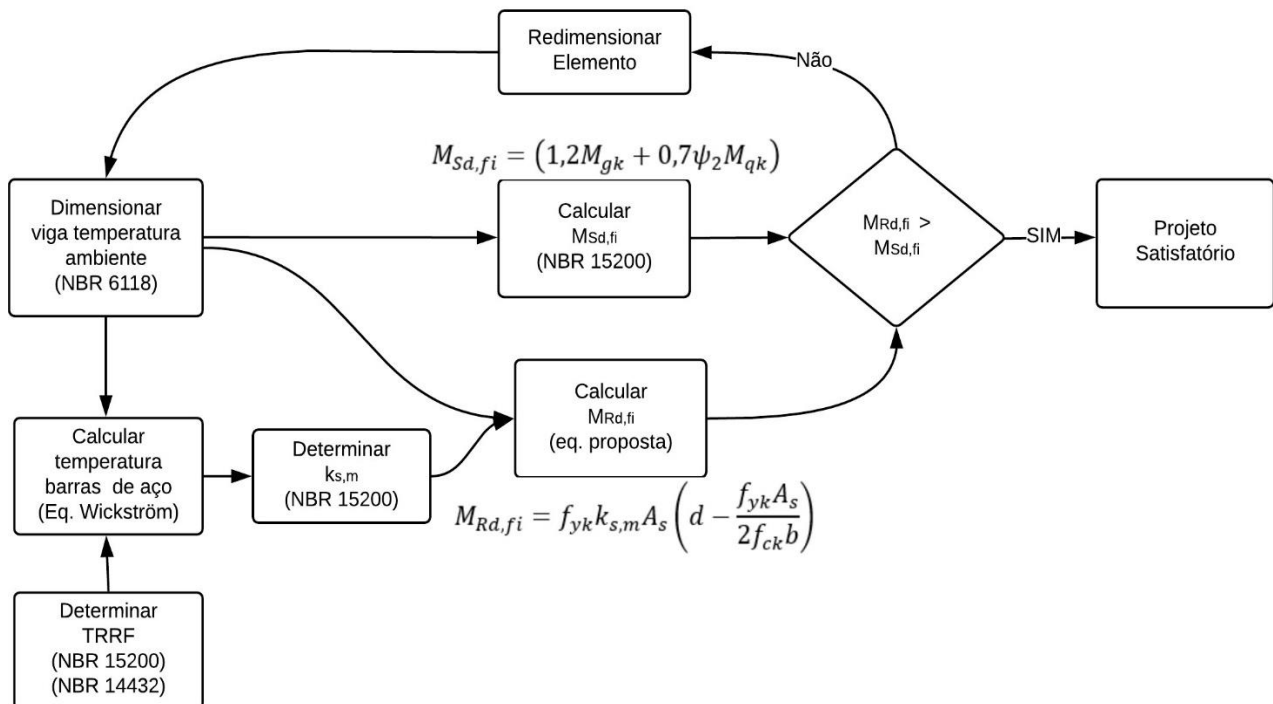


Figura 3.10 – Fluxograma dos procedimentos do método simplificado proposto



Em resumo, com o método simplificado proposto, a partir de parâmetros conhecidos com o dimensionamento à temperatura ambiente ( $f_{yk}$ ,  $A_s$ ,  $f_{ck}$ ,  $b$  e  $d$ ); do TRRF, determinado conforme a Tab. 2.1; e da profundidade de cada barra com coordenadas  $x_i$  e  $y_i$ , calcula-se o momento fletor resistente em situação de incêndio,  $M_{Rd,fi}$ . A grande vantagem desse método, é que o cálculo pode ser feito manualmente, de forma relativamente simples, sem o auxílio de gráficos ou de programas computacionais sofisticados.

### 3.3. Método Avançado de cálculo

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, os métodos avançados de cálculo devem considerar pelo menos as seguintes hipóteses:

- Combinação de ações em situação de incêndio composta rigorosamente com base na ABNT NBR 8681:2003;
- Esforços solicitantes de cálculo, acrescidos dos efeitos das deformações térmicas restringidas, desde que calculados por modelos não lineares capazes de considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrem;
- Esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF;
- Ambas as distribuições, de temperaturas e de resistência, devem ser rigorosamente calculadas considerando as não linearidades envolvidas;
- A verificação da capacidade resistente deve respeitar o que estabelece a ABNT NBR 6118:2014;
- A determinação da distribuição de temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas analiticamente por programas que considerem adequadamente a distribuição de temperatura na edificação. Sendo que, os programas utilizados devem ser validados, ser de uso consagrado internacionalmente ou ser avaliados por ensaios experimentais em estruturas.

### 3.4. Método Experimental

A ABNT NBR 15200:2012 permite, em casos especiais, considerar a resistência ao fogo superior à calculada com base na própria norma, desde que justificada por ensaios conforme a ABNT NBR 5628:2001 e podem ser realizados tanto em laboratórios nacionais quanto estrangeiros.

Entre os métodos aceitos pela norma brasileira, o método experimental é com certeza o mais dispendioso de tempo e recursos. Por exemplo, conforme Bailey (2002), o *Building Research*

*Establishment* (BRE), construiu em seu laboratório na Inglaterra um edifício em concreto armado com sete pavimentos, em escala real, conforme Fig. 3.11, para se estudar os efeitos de um incêndio na estrutura.



Figura 3.11 – Experimento em escala real; setas indicando o deslocamento lateral de pilares externos (Bailey, 2002)

Outra observação importante sobre tal método é que a precisão dos resultados está relacionada à sensibilidade e métodos de ensaios empregados. Além disso, outro fator que dificulta a aplicação de tal método é a representação de todas características semelhantes, tais como materiais, esquema construtivo, nível de carregamento e condições de apoio.

## 4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A seguir será demonstrado, com exemplo numérico, como se aplicam os métodos Tabular e Simplificados, além de demonstrar diferentes formas de determinar as temperaturas da estrutura sob incêndio, bem como algumas alternativas possíveis de dimensionamento de vigas sob ação de um incêndio.

Considerando um edifício de escritórios, situado em zona portuária, com as seguintes características arquitetônicas:

- Altura (de incêndio) do edifício  $h = 35$  m;
- Altura do andar  $H = 3,50$  m;
- Área de ventilação do andar  $\frac{A_v}{A_f} = 0,05$  m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>;
- Área do andar  $A_f = 1.000$  m<sup>2</sup>;

Com relação às medidas de segurança contra incêndio, o prédio é dotado de sistema de chuveiros automáticos, detecção automática e brigada contra incêndio. Além disso, o edifício é compartimentado verticalmente.

A partir do dimensionamento da viga, considerando os esforços à temperatura ambiente, segundo a ABNT NBR 6118:2014, conforme Figura 4.1, têm-se definidos os seguintes parâmetros:

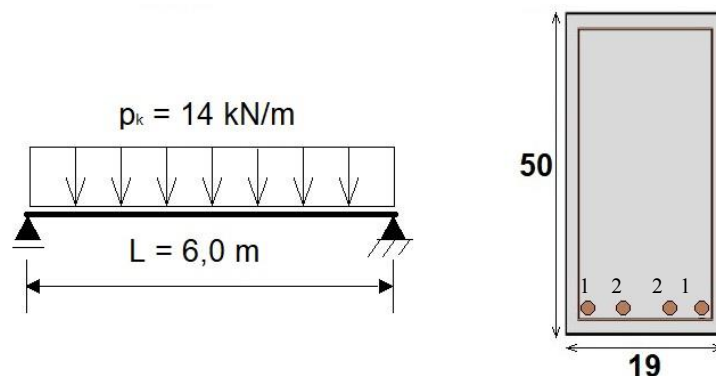


Figura 4.1 – Viga dos Exemplos

- Comprimento do vão:  $L = 6$  m;
- Carregamento solicitante característico, à temperatura ambiente:  $p_k = 14$  kN/m (considerando 76,1% de carga permanentes  $p_{gk}$ , e 23,9% carga variável  $p_{qk}$ , para propositalmente ter  $S_{d,fi} = 0,7S_d$ , a fim de melhor comparar os resultados do método simplificado com o método tabular, uma vez que essa é a proporção considerada em tal método);
- Seção da viga: 19x50 cm;
- Largura da viga,  $b = 19$  cm;

- Altura da viga,  $h = 50$  cm;
- Diâmetro do estribo:  $\phi_t = 5$  mm;
- Armadura longitudinal: 4 barras  $\phi = 12,5$  mm ( $A_{s,ef} = 4,91$  cm<sup>2</sup>)
- $f_{yk}$ : 500 MPa (Aço CA-50);
- Classe de Agressividade Ambiental: CAA III (conforme ABNT NBR 6118:2014, visto que se trata de um edifício situado em zona portuária);
- $f_{ck}$ : 30 MPa (valor mínimo para CAA III);
- Cobrimento:  $c = 4,0$  cm (valor mínimo para vigas com CAA III).
- $A_{s,calc} = 4,85$  cm<sup>2</sup> (calculado no dimensionamento à temperatura ambiente, conforme Araújo, 2014).

#### 4.1. Determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo - TRRF

A determinação do tempo requerido de resistência ao fogo pelo método tabular trata-se de uma simples observação da Tab. 2.1, a qual relaciona a ocupação e a altura do edifício e informa o TRRF necessário. No exemplo em questão, considerando o uso para escritórios, pode-se enquadrar a edificação no Grupo D e visto que a altura é superior a 30 m, o TRRF indicado pela Tab. 2.1 é de 120 min.

Entretanto, a própria norma ABNT NBR 15200:2012 permite uma redução do TRRF, de no máximo 30 min, pelo chamado Método do Tempo Equivalente. Para isso é necessário calcular o  $t_e$ , conforme a Eq. (2.3).

Visto que a carga de incêndio específica característica para escritórios, conforme Anexo 1, vale:

$$q_{fi} = 700 \text{ MJ/m}^2;$$

Como há chuveiros automáticos, detecção e brigada contra incêndio, então, conforme a Tab. 2.2,  $\gamma_n$  vale:

$$\gamma_n = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \therefore \gamma_n = 0,486;$$

O fator de segurança  $\gamma_{s1}$ , determinado pela Eq. (2.5), vale:

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f(h+3)}{10^5} = 1 + \frac{1000(35+3)}{10^5} \therefore \gamma_{s1} = 1,38;$$

Por ser escritório,  $\gamma_{s2}$ , conforme a Tab. 2.3, vale:

$$\gamma_{s2} = 1,0;$$

O valor de W será determinado conforme a Eq. (2.4).

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[ 0,62 + 90 \left( 0,4 - \frac{A_v}{A_f} \right)^4 \right] = \left(\frac{6}{3,5}\right)^{0,3} [0,62 + 90(0,4 - 0,05)^4]$$

$$\therefore W = 2,32;$$

Sendo assim,  $t_e$  vale:

$$t_e = 0,07 \times 700 \times 0,486 \times 1,38 \times 1,0 \times 2,32 \therefore t_e = 76 \text{ min}$$

Visto que  $t_e \leq \text{TRRF} - 30 \text{ min}$ , sendo  $\text{TRRF} = 120 \text{ min}$ , então TRRF tabelado pode ser substituído por  $\text{TRRF} - 30 \text{ min}$ , ou seja,  $120 \text{ min} - 30 \text{ min}$ .

Portanto, o valor de TRRF reduzido que poderá ser empregado em projeto vale:

$$\text{TRRF} = 90 \text{ min.}$$

## 4.2. Dimensionamento pelo Método Tabular

Embora o método tabular seja bastante expedito, algumas alternativas e cuidados a serem tomados, talvez não sejam tão imediatos, conforme será demonstrado.

O primeiro passo é a determinação da distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo ( $c_1$ ). Nesse caso, pode ser calculado conforme segue:

$$c_1 = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} = 40 + 5 + \frac{12,5}{2} \therefore c_1 = 51,25 \text{ mm}$$

Após isso, determina-se o  $c_{1min}$ , através da Tab. 3.1, para o TRRF, nesse caso 90 min. Então, pela simples leitura da tabela,  $c_{1min} = 45 \text{ mm}$ .

De modo que a viga, a princípio, satisfaria a condição de segurança:

$$c_1 = 51,25 \text{ mm} > c_{1min} = 45 \text{ mm}$$

Outra forma de se verificar a segurança, ao invés de se comparar o valor de  $c_1$  com  $c_{1min}$ , verifica-se o TRF em relação ao TRRF.

Com base em  $c_1$  e na largura da viga ( $b = 190 \text{ mm}$ ), calcula-se, por interpolação linear dos valores indicados na Tab. 3.1., o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) da peça, conforme segue:

Se para  $b_{min} = 190 \text{ mm}$  e  $c_{1min} = 45 \text{ mm}$ , o TRF é igual a 90 min;

E para  $b_{min} = 190 \text{ mm}$  e  $c_{1min} = 68 \text{ mm}$ , o TRF é igual a 120 min;

Portanto, para  $b = 190 \text{ mm}$  e  $c_1 = 51,25 \text{ mm}$ , o TRF, por interpolação, é igual a 99 min;

De modo que, coerentemente, a viga, a princípio, satisfaria a condição de segurança:

$$\text{TRF} = 99 \text{ min} > \text{TRRF} = 90 \text{ min.}$$

Porém, ressalta-se que há uma observação do método quanto à concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas (conforme já exposto no item 3.1.5). Por isso, em seções com apenas uma camada de armadura e largura não superior, conforme o TRRF, ao  $b_{min}$  indicado

na coluna 3 da Tabela 3.1, algumas mudanças em projeto devem ser realizadas. Esse é o caso da seção em estudo, em que as 4 barras de 12,5 mm estão distribuídas em apenas uma camada e a largura de 190 mm não é superior à 300 mm, conforme coluna 3 da Tab. 3.1 para TRRF de 90 min.

Em vista disso, a distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral do concreto exposta ao fogo ( $c_{1l}$ ) deve ser 10 mm maior que o  $c_{1min}$  encontrado pelo método tabular. Ou seja, para garantir a segurança estrutural,  $c_1$  deve ser maior que  $c_{1l} = c_{1min} + 10\text{mm}$ . Nesse caso,  $c_{1l} = 45 + 10 = 55$  mm. Portanto, nesse caso, não há segurança, pois:

$$c_1 = 51,25 \text{ mm} < c_{1l} = 55 \text{ mm}.$$

Caso nenhuma alternativa seja tomada, o TRF deve ser recalculado, considerando-se, a favor da segurança,  $c_1$  reduzido em 10 mm. Nesse caso  $c_1 = 51,25 - 10 = 41,25$  mm.

Calcula-se o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) da peça, por interpolação linear dos valores indicados na Tab. 3.1., conforme segue:

Se para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 30$  mm, o TRF é igual a 60 min;

E para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 45$  mm, o TRF é igual a 90 min;

Portanto, para  $b = 190$  mm e  $c_1 = 41,25$  mm, o TRF, por interpolação, é igual a 83 min;

De modo que, nesse caso, não há segurança, pois:

$$\text{TRF} = 83 \text{ min} < \text{TRRF} = 90 \text{ min}.$$

Portanto, em resumo, a viga desse exemplo, com as mesmas características do dimensionamento à temperatura ambiente, não apresenta segurança estrutural em situação de incêndio, conforme o método normativo tabular.

A seguir serão apresentadas algumas alternativas, para o dimensionamento com segurança, em situação de incêndio, pelo método tabular.

#### 4.2.1. Alternativa I – Aumentar o cobrimento

Como primeira alternativa, em termos práticos de execução, para garantir a segurança estrutural em situação de incêndio, pode-se aumentar o cobrimento.

Nesse caso, se considerarmos um cobrimento de  $c = 4,5$  cm, a viga atenderá à condição de segurança:  $c_1 = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} = 45 + 5 + \frac{12,5}{2} = 56,25 \text{ mm} > c_{1l} = 55 \text{ mm}$  (visto que as barras permanecem em uma camada).

Pode-se também verificar o TRF, considerando, a favor da segurança,  $c_1$  reduzido em 10 mm, devido às barras de canto em uma só camada. Nesse caso  $c_1 = 56,25 - 10 = 46,25$  mm. De modo que, por interpolação, têm-se que:

Se para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 45$  mm, o TRF é igual a 90 min;

E para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 68$  mm, o TRF é igual a 120 min;

Portanto, para  $b = 190$  mm e  $c_1 = 46,25$  mm, o TRF, por interpolação, é igual a 92 min;

Sendo assim, nesse caso, há segurança, pois:

$$TRF = 92 \text{ min} > TRRF = 90 \text{ min}.$$

Dessa forma, aumentando-se o cobrimento de 4,0 cm para 4,5 cm, a viga desse exemplo apresentará segurança estrutural em situação de incêndio, conforme o método normativo tabular.

Entretanto, nesse caso específico, com o aumento do cobrimento, reduz-se a distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da seção transversal e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura à temperatura ambiente ( $z$ ); consequentemente, reduz-se o momento resistente de cálculo à temperatura ambiente, a tal ponto que  $M_{Sd} = 88,20 \text{ kNm} > M_{Rd} = 88,13 \text{ kNm}$ . Assim como, também  $A_{s,calc} = 4,913 \text{ cm}^2 > A_{s,ef} = 4,909 \text{ cm}^2$ .

Portanto, embora aumentar o cobrimento para 4,5 cm seja uma solução viável, pelo método tabular, considerando situação de incêndio; essa, não é uma alternativa com segurança estrutural à temperatura ambiente.

#### 4.2.2. Alternativa II – Aumentar a bitola das barras de canto

Em seções com apenas uma camada de armadura e largura não superior, conforme o TRRF, ao  $b_{min}$  indicado na coluna 3 da Tab. 3.1, a norma brasileira aceita, como alternativa, especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao estipulado no dimensionamento. Ou seja, para garantir a segurança estrutural, ao invés de utilizar 4 barras de 12,5 mm, pode-se utilizar 2 barras de 16 mm nos cantos e se manter as 2 barras de 12,5 mm no centro, sem precisar verificar o  $c_{1l}$ .

Então conforme a Tab. 3.1 o  $c_{1min} = 45$  mm e o  $c_1$  é igual a:

$$c_1 = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} = 40 + 5 + \frac{16}{2} \therefore c_1 = 53 \text{ mm}$$

De modo que, nesse caso, mantendo o cobrimento de 4,0 cm e aumentando o diâmetro das barras de canto, a segurança estrutural é garantida, pois a seguinte condição é satisfeita:

$$c_1 = 53 \text{ mm} > c_{1min} = 45 \text{ mm}.$$

Pode-se também verificar o TRF, por interpolação, conforme segue:

Se para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 45$  mm, o TRF é igual a 90 min;

E para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 68$  mm, o TRF é igual a 120 min;

Portanto, para  $b = 190$  mm e  $c_1 = 53$  mm, o TRF, por interpolação, é igual a 101 min;

Sendo assim, nesse caso, há segurança, pois:

$$\text{TRF} = 101 \text{ min} > \text{TRRF} = 90 \text{ min}.$$

Portanto, substituindo as barras de canto por bitola superior (ficando 2Ø16+2Ø12,5), a viga desse exemplo apresentará segurança estrutural em situação de incêndio, conforme o método normativo tabular.

#### 4.2.3. Alternativa III – Considerar $\Delta c_1$ (valor de redução do $c_1$ )

Conforme abordado no item 3.1.3 deste trabalho, em situações que o momento fletor solicitante em incêndio vale menos do que 70 % do momento solicitante à temperatura ambiente e que a área total da armadura instalada é maior do que a calculada, é possível diminuir-se a distância  $c_{1min}$  de  $\Delta c_1$ , conforme a Eq. (3.1):

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \times \frac{S_{d,fi}}{S_d} \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Lembrando que a Eq. (3.1) é válida nos intervalos  $0,7 \leq \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \leq 1,0$  e  $0,4 \leq \frac{S_{d,fi}}{S_d} \leq 0,7$ .

Para  $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} < 0,7$ , adotar  $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7$ .

Para  $\frac{S_{d,fi}}{S_d} < 0,4$ , adotar  $\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,4$ .

No exemplo em estudo, a relação das solicitações e áreas de aço são dadas por:

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7;$$

$$A_{s,calc} = 4,85 \text{ cm}^2 \text{ (calculado conforme Araújo, 2014);}$$

$$A_{s,ef} = 4,91 \text{ cm}^2, \text{ considerando 4 barras de 12,5 mm;}$$

Portanto,

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \times 0,7 \times \frac{4,85}{4,91} \therefore \Delta c_1 = 0,3 \text{ mm}$$

Visto que a área de aço existente é pouco maior do que a calculada, nesse exemplo, permite-se reduzir apenas 0,3 mm os valores de  $c_{1min}$ .

Sendo assim,  $c_{1min} = 45 - 0,3 = 44,7 \text{ mm}$ ; e consequentemente,  $c_1$  pode ser igual a  $c_{1l} = c_{1min} + 10 - \Delta c_1 = 45 + 10 - 0,3 = 54,7 \text{ mm}$ ; Porém  $c_1 = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} = 40 + 5 + \frac{12,5}{2} = 51,25 \text{ mm}$ .

Portanto, nesse caso, ainda não há segurança, pois:

$$c_1 = 51,25 \text{ mm} < c_{1l} = 54,7 \text{ mm}.$$

O TRF pode ser recalculado, considerando-se, a favor da segurança,  $c_1$  reduzido em 10 mm,



visto que há apenas uma camada de armadura. Nesse caso  $c_1 = 51,25 - 10 = 41,25$  mm.

Calcula-se o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) da peça, por interpolação linear dos valores indicados na Tab. 3.1., conforme segue:

Se para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 30 - 0,3 = 29,7$  mm, o TRF é igual a 60 min;

E para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 45 - 0,3 = 44,7$  mm, o TRF é igual a 90 min;

Portanto, para  $b = 190$  mm e  $c_1 = 41,25$  mm, o TRF, por interpolação, é igual a 84 min;

De modo que, nesse caso, não há segurança, pois:

$$TRF = 84 \text{ min} < TRRF = 90 \text{ min}.$$

Portanto, nesse exemplo, visto que a área de aço existente é pouco maior do que a calculada, a redução da distância de  $c_{1min}$ , o  $\Delta c_1$ , não foi suficiente para atingir uma condição de segurança.

#### 4.2.4. Alternativa IV – Aumentar a Altura da Viga

Embora, aparentemente, o método tabular não considere a variação da altura, conforme será demonstrado, uma alternativa, nesse exemplo, é aumentar a altura da viga de 50 cm para 60 cm, garantindo a segurança estrutural em situação de incêndio pelo método tabular.

A princípio, para viga com largura de 190 mm e TRRF de 90 min, por simples leitura da Tab. 3.1, o valor de  $c_{1min}$  é 45 mm. Por ter apenas uma camada de aço, o  $c_{1l}$  deve ser 10 mm maior que o  $c_{1min}$ , ou seja, nesse caso,  $c_{1l} = 55$  mm.

O aumento da altura, conseqüentemente, produz um incremento no peso próprio, nesse caso em 0,5 kN/m. De modo que a carga de serviço que era de 14 kN/m passará para 14,5 kN/m. Entretanto, mesmo assim, haverá uma redução da área de aço necessária ( $A_{s,calc} = 4,01 \text{ cm}^2$ ), de modo que é possível diminuir-se a distância  $c_1$  de  $\Delta c_1$ , conforme a Eq. (3.1).

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \times \frac{S_{d,fi}}{S_d} \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Sendo, nesse caso, as solicitações e áreas de aço dadas por:

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7;$$

$$A_{s,calc} = 4,01 \text{ cm}^2 \text{ (calculado conforme Araújo, 2014);}$$

$$A_{s,ef} = 4,91 \text{ cm}^2, \text{ considerando 4 barras de 12,5 mm;}$$

Portanto,

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \times 0,7 \times \frac{4,01}{4,91} \therefore \Delta c_1 = 4,5 \text{ mm}$$

Sendo assim,  $c_{1min} = 45 - 4,5 = 40,5$  mm; e conseqüentemente,  $c_1$  deve ser igual ou menor que  $c_{1l} = c_{1min} + 10 = 40,5 + 10 = 50,5$  mm.

Relembrando  $c_1 = c + \varnothing_t + \frac{\varnothing}{2} = 40 + 5 + \frac{12,5}{2} = 51,25$  mm.

Portanto, nesse caso, há segurança, pois:

$$c_1 = 51,25 \text{ mm} > c_{1l} = 50,5 \text{ mm}.$$

O TRF pode ser recalculado, considerando-se, a favor da segurança,  $c_1$  reduzido em 10 mm, visto que há apenas uma camada de armadura. Nesse caso  $c_1 = 51,25 - 10 = 41,25$  mm.

Calcula-se o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) da peça, por interpolação linear dos valores indicados na Tab. 3.1., conforme segue:

Se para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 30 - 4,5 = 25,5$  mm, o TRF é igual a 60 min;

E para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 45 - 4,5 = 40,5$  mm, o TRF é igual a 90 min;

Portanto, para  $b = 190$  mm e  $c_1 = 41,25$  mm, o TRF, por interpolação, é igual a 92 min;

De modo que, nesse caso, há segurança, pois:

$$\text{TRF} = 92 \text{ min} > \text{TRRF} = 90 \text{ min}.$$

Portanto, nesse exemplo, aumentando a altura da viga de 50 cm para 60 cm, e considerando a redução da distância de  $c_{1min}$ , o  $\Delta c_1$ , a viga apresentará segurança estrutural em situação de incêndio, conforme o método normativo tabular.

#### 4.2.5. Alternativa V – Distribuir a armadura em 2 camadas

Uma outra possibilidade seria distribuir a armadura em 2 camadas, mantendo  $4\varnothing 12,5$ , conforme Fig. 4.2.

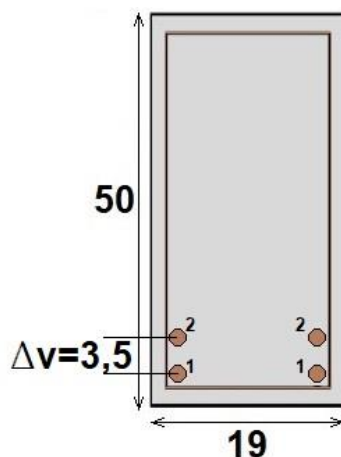


Figura 4.2 - Distribuição das barras em duas camadas, medidas em [cm]

Novamente, a princípio para viga com largura de 190 mm e TRRF de 90 min, por simples leitura da Tab. 3.1, o valor de  $c_{1min}$  tabelado é 45 mm.

Porém, visto que, nesse caso, há armadura em mais de uma camada de armadura, a distância média à face do concreto ( $c_{1m}$ ) deve respeitar o valor  $c_{1min}$  tabelado. O valor de  $c_{1m}$  deve ser o

menor entre os seguintes valores, dado pela Eq. (3.3)

$$c_{1m} < \begin{cases} \frac{\Sigma c_{1vi} A_{si}}{\Sigma A_{si}} \\ \frac{\Sigma c_{1hi} A_{si}}{\Sigma A_{si}} \end{cases}$$

onde:

Distância entre eixo das barras verticais adotado:  $\Delta_v = 35$  mm;

$$c_{1v1} = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} = 40 + 5 + \frac{12,5}{2} = 51,25 \text{ mm};$$

$$c_{1v2} = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} + \Delta_v = 40 + 5 + \frac{12,5}{2} + 35 = 86,25 \text{ mm};$$

$$c_{1h1} = c_{1h2} = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} = 40 + 5 + \frac{12,5}{2} = 51,25 \text{ mm};$$

$$c_{1v} = \frac{51,25 + 86,25}{2} = 68,75 \text{ mm}$$

$$c_{1h} = 51,25 \text{ mm}$$

Sendo assim,  $c_{1m}$  é o menor valor entre  $c_{1v}$  e  $c_{1h}$ , nesse caso,  $c_1 = c_{1m} = 51,25$  mm.

Portanto, essa alternativa de dimensionamento satisfaz a condição de segurança  $c_1 = 51,25$  mm  $> c_{1min} = 45$  mm.

Pode-se calcular o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) da peça, por interpolação linear dos valores indicados na Tab. 3.1, conforme segue:

Se para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 45$  mm, o TRF é igual a 90 min;

E para  $b_{min} = 190$  mm e  $c_{1min} = 68$  mm, o TRF é igual a 120 min;

Portanto, para  $b = 190$  mm e  $c_1 = 51,25$  mm, o TRF, por interpolação, é igual a 99 min;

De modo que, nesse caso, há segurança, pois:

$$TRF = 99 \text{ min} > TRRF = 90 \text{ min}.$$

Entretanto, nesse caso específico, com a redistribuição das barras em 2 camadas, reduz-se a distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da seção transversal e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura à temperatura ambiente ( $z$ ); consequentemente, reduz-se o momento resistente de cálculo à temperatura ambiente, a tal ponto que  $M_{sd} = 88,20$  kNm  $> M_{Rd} = 85,46$  kNm. Assim como, também  $A_{s,calc} = 5,08$  cm<sup>2</sup>  $> A_{s,ef} = 4,91$  cm<sup>2</sup>.

Portanto, embora distribuir a armadura em 2 camadas, mantendo 4Ø12,5, seja uma solução viável pelo método tabular, considerando situação de incêndio; essa, não é uma alternativa com segurança estrutural no dimensionamento à temperatura ambiente.

#### 4.2.6. Resultados pelo Método Tabular

Em resumo, a viga desse exemplo não apresenta segurança estrutural em situação de incêndio, pois não satisfaz a condição necessária  $TRF \geq TRRF$ , visto que o TRF é igual a 83 min e o TRRF igual a 90 min.

Sendo assim, as soluções apresentadas de dimensionamento são:

- Substituir as duas barras de canto por bitola superior, passando de 4Ø12,5 para 2Ø16 nos cantos mais 2Ø12,5 no centro (TRF = 101 min);
- Aumentar a altura da viga de 50 cm para 60 cm, considerando a possibilidade de redução do  $c_1$  (TRF = 92min).

Sendo que as alternativas:

- Aumentar o cobrimento de 4,0 cm para 4,5 cm (TRF = 92 min);
- Distribuir a armadura em duas camadas de 2Ø12,5 cada (TRF = 99 min);

Embora satisfaçam a condição de segurança, para situação de incêndio, conforme o método tabular; em contrapartida, invalidam o dimensionamento da viga à temperatura ambiente.

E a alternativa:

- Considerar o  $\Delta c_1$  (valor de redução do  $c_1$ ), não foi suficiente para atingir uma condição de segurança (TRF = 84 min).

#### 4.3. Cálculo do Momento Solicitante em Situação de Incêndio

Em primeiro lugar é necessário calcular o momento solicitante característico, à temperatura ambiente. Visto que se trata de uma viga biapoada, pode-se calcular da seguinte forma:

$$M_{Sk} = \frac{p_k L^2}{8} = \frac{14 \times 6^2}{8} \therefore M_{Sk} = 63,0 \text{ kNm}$$

Apenas para possíveis comparações, o momento solicitante de cálculo à temperatura ambiente, pode ser calculado da seguinte forma:

$$M_{Sd} = 1,4 \times M_{Sk} \therefore M_{Sd} = 88,2 \text{ kNm}$$

Nesse exemplo, considerando 76,1% de carga permanentes  $p_{gk}$ , e 23,9% carga variável  $p_{qk}$ . Visto que trata-se de uma viga presente em um edifício de escritórios,  $\psi_2$  é igual a 0,4 (conforme Tab. 3.3), pode-se calcular o Momento Solicitante em Situação de Incêndio, conforme a Eq. (3.7):

$$M_{Sd,fi} = (1,2M_{gk} + 0,7\psi_2 M_{qk}) = \left(1,2 \times \frac{76,1}{100} \times 63 + 0,7 \times 0,4 \times \frac{23,9}{100} \times 63\right)$$

$$M_{Sd,fi} = 61,74 \text{ kNm}$$

Outra possibilidade de se calcular o Momento Solicitante em Situação de Incêndio, seria

calculando primeiro o carregamento solicitante de cálculo em situação de incêndio, conforme Eq. (3.4), e a partir deste, determinar o respectivo momento.

$$p_{d,fi} = (1,2p_{gk} + 0,7\psi_2p_{qk}) = \left(1,2 \times \frac{76,1}{100} \times 14 + 0,7 \times 0,4 \times \frac{23,9}{100} \times 14\right)$$

$$p_{d,fi} = 13,72 \text{ kNm}$$

$$M_{sd,fi} = \frac{p_{d,fi}L^2}{8} = \frac{13,72 \times 6^2}{8} \therefore M_{sd,fi} = 61,74 \text{ kNm}$$

Sobre o momento solicitante em situação de incêndio, é interessante destacar que a variação nas proporções entre cargas permanentes e cargas variáveis altera significativamente os valores de cálculo desses momentos. Essa variação pode ser observada na Tab. 4.1 (considerando vão de 6,0 m, carregamento de serviço de 1 kN/m e o fator de redução de combinação quase permanente,  $\psi_2 = 0,4$ ).

Tabela 4.1 – Variação dos momentos solicitantes em situação de incêndio em função da proporção entre carga permanente e variável

% Carga Permanente $P_{gk}$	% Carga Variável $P_{qk}$	% $S_{d,fi}/S_d$	$M_{sk}$ [kNm]	$M_{sd}$ [kNm]	$M_{sd,fi}$ [kNm]
90,00	10,00	79,14	63,00	88,20	69,80
80,00	20,00	72,57	63,00	88,20	64,01
78,26	21,74	71,43	63,00	88,20	63,00
76,09	23,91	70,00	63,00	88,20	61,74
70,00	30,00	66,00	63,00	88,20	58,21
60,00	40,00	59,43	63,00	88,20	52,42
50,00	50,00	52,86	63,00	88,20	46,62
40,00	60,00	46,29	63,00	88,20	40,82
Considerando: Vão da viga $L = 6$ m, Carregamento de serviço $P_k = 14$ kN/m, e $\psi_2 = 0,4$					

Destaca-se que o método Tabular da ABNT NBR 15200:2012 considera para seus valores para  $M_{sd,fi}/M_{sd} = 70\%$ . De modo que, o dimensionamento considerando os esforços solicitantes e resistentes para casos em que, a parcela do carregamento permanente seja superior a 76,09%, conforme a Tab. 4.1, teoricamente, resultaria em situações mais conservadoras, pois resulta em Momentos solicitantes maiores. Porém, mesmo nessa situação, o Método Simplificado Proposto, proporciona alternativas mais econômicas que o método Tabular. Como será demonstrado no item 4.4.3, o  $M_{Rd,fi}$  calculado pelo método proposto é igual a 83,29 kNm, ainda assim, superior ao  $M_{sd,fi} = 69,80$  kNm, considerando, por exemplo, 90% de carga permanente, conforme Tab. 4.1.

#### 4.4. Cálculo do Momento Resistente em Situação de Incêndio

Serão demonstrados os três métodos simplificados de cálculo apresentados no item 3, deste trabalho: Método da Isoterma 500 °C, Método Simplificado Utilizando o ANSYS e o Método Simplificado Proposto. Em todos os casos o TRRF será considerado 90 min (conforme item 4.1), e o momento solicitante de cálculo em situação de incêndio 61,74 kNm (conforme item 4.3).

##### 4.4.1. Método da Isoterma 500 °C

Antes de passar ao cálculo é necessário verificar se a seção transversal em estudo se enquadra no campo de aplicação do Método da Isoterma 500 °C. Conforme a Tab. 3.4., para TRRF igual a 90 min a largura mínima exigida é igual a 120 mm. Portanto, o método da isoterma 500 °C pode ser aplicado, visto que a largura da viga em estudo de 190 mm é maior que a largura mínima.

A temperatura das barras, para o TRRF de 90 min, pode ser calculada pela equação de Wickström, conforme a Eq. (2.9):

$$\theta_{c,xy} = [n_w(n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y] \theta_g$$

onde:

$$n_w = 1 - 0,0616t^{-0,88} = 1 - 0,0616 \times \left(\frac{90}{60}\right)^{-0,88} \therefore n_w = 0,957$$

Para as barras de canto, a profundidade horizontal, do eixo da barra, é igual a vertical, nesse caso, 51,25 mm, portanto:

$$n_x = n_y = 0,18 \ln \left( \frac{t}{x^2} \right) - 0,81 = 0,18 \ln \left( \frac{\left(\frac{90}{60}\right)}{0,05125^2} \right) - 0,81 \therefore n_x = n_y = 0,333$$

Convém mencionar que o tempo a ser informado nas equações de  $n_w$ ,  $n_x$  e  $n_y$  deve ser em [h], por isso se dividiu o TRRF por 60 min. Entretanto, o tempo na Eq. (2.1), do incêndio padrão, deve ser em [min], conforme segue a seguir:

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + \theta_0 = 345 \log_{10}[(8 \times 90) + 1] + 20 \therefore \theta_g = 1006^\circ\text{C}$$

Portanto, a temperatura das barras de canto será igual:

$$\begin{aligned} \theta_{c,xy1} &= [n_w(n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y] \theta_g \\ \therefore \theta_{c,xy1} &= [0,957(0,333 + 0,333 - 2 \times 0,333 \times 0,333) + 0,333 \times 0,333] 1006 \\ &\therefore \theta_{s1} = \theta_{c,xy1} = 539^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Para as barras do centro, a profundidade horizontal, do eixo da barra, é 80,42 mm, e a vertical é 51,25 mm, portanto:

$$n_x = 0,18 \ln \left( \frac{t}{x^2} \right) - 0,81 = 0,18 \ln \left( \frac{\left( \frac{90}{60} \right)}{0,08042^2} \right) - 0,81 \therefore n_x = 0,170$$

$$n_y = 0,18 \ln \left( \frac{t}{y^2} \right) - 0,81 = 0,18 \ln \left( \frac{\left( \frac{90}{60} \right)}{0,05125^2} \right) - 0,81 \therefore n_y = 0,333$$

Portanto, a temperatura das barras do centro será igual:

$$\begin{aligned} \theta_{c,xy2} &= [n_w(n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y] \theta_g \\ \therefore \theta_{c,xy2} &= [0,957(0,170 + 0,333 - 2 \times 0,170 \times 0,333) + 0,170 \times 0,333] 1006 \\ \therefore \theta_{s2} &= \theta_{c,xy2} = 432^\circ\text{C} \end{aligned}$$

A partir da temperatura das barras é possível calcular os fatores de redução da resistência do aço por interpolação linear dos valores encontrados na Tab. 2.3. para aço CA-50 sob tração, conforme segue a seguir:

Para as barras de canto,

Se para  $\theta_s = 500^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 0,78$ ;

E para  $\theta_s = 600^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 0,47$ ;

Portanto, para  $\theta_{s1} = 539^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta1} = 0,6591$ .

Para as barras do centro,

Se para  $\theta_s = 400^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 1,0$ ;

E para  $\theta_s = 500^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 0,78$ ;

Portanto, para  $\theta_{s2} = 432^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta2} = 0,9296$ .

Conhecidos os valores dos  $k_{s,\theta i}$  é possível calcular a força resultante de cálculo em situação de incêndio na armadura ( $F_{sd,fi}$ ) conforme a Eq. (3.9):

$$\begin{aligned} F_{sd,fi} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} \sum_{i=1}^n k_{s,\theta i} A_{si} = \frac{50}{1} \times (2 \times 0,6591 \times 1,2272 + 2 \times 0,9269 \times 1,2272) \\ \therefore F_{sd,fi} &= 194,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Para a aplicação desse método, além das temperaturas nos eixos de cada barra de aço é necessário determinar a profundidade na isoterma com  $500^\circ\text{C}$ . Esse valor pode ser calculado através da Eq. (3.8).

$$x = \left[ \frac{\frac{a_c}{0,417 \times 10^{-6} t}}{e^{\left( 4,5 + \frac{\Delta \theta_{c,x}}{0,18 n_w \Delta \theta_g} \right)}} \right]^{0,5}$$

Conforme item 3.2.2, considerando:

$a_c = 0,417 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , difusividade térmica do concreto, conforme valor de referência utilizado por Wickström;

$\Delta\theta_{c,x} = 480^\circ\text{C}$ , pois,  $\theta_{c,x} = 500^\circ\text{C}$ ; e a temperatura ambiente  $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$ ;

$n_w = 0,957$ , conforme calculado anteriormente para se determinar a temperatura das barras;

$\Delta\theta_g = 986^\circ\text{C}$ , pois, conforme Eq. (2.1), o valor calculado da temperatura do incêndio padrão para o tempo de 90 min é de  $\theta_g = 1006^\circ\text{C}$ ; e a temperatura ambiente  $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$ .

Sendo assim,  $x_{500}$  vale:

$$x_{500} = \left[ \frac{\frac{a_c}{0,417 \times 10^{-6}} t}{e^{\left(4,5 + \frac{\Delta\theta_{c,x}}{0,18 n_w \Delta\theta_g}\right)}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\frac{0,417 \times 10^{-6}}{0,417 \times 10^{-6}} t}{e^{\left(4,5 + \frac{480}{0,18 \times 0,957 \times 986}\right)}} \right]^{0,5} \therefore x_{500} = 31 \text{ mm}$$

Conhecida a profundidade da isoterma  $500^\circ\text{C}$ , pode-se calcular a largura da seção reduzida do concreto.

$$b_{fi} = b - 2x_{500} = 190 - 2 \times 31 \therefore b_{fi} = 128 \text{ mm} = 12,8 \text{ cm}$$

A altura útil é a mesma adotada à temperatura ambiente, ou seja,  $d_{fi} = d = 44,875 \text{ cm}$ .

De modo que a seção reduzida de concreto pela isoterma  $500^\circ\text{C}$  é de  $A_{c500} = 12,8 \times 44,875 \text{ cm}$ , conforme Figura 4.3.

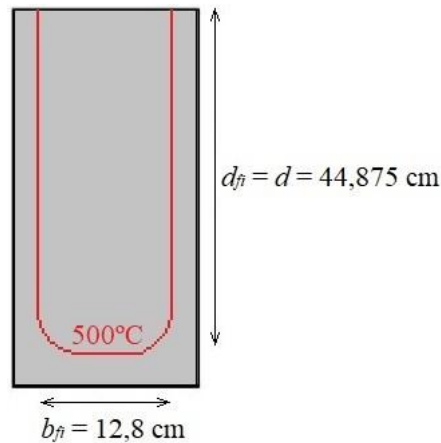


Figura 4.3 - Seção reduzida conforme a isoterma  $500^\circ\text{C}$

Após a determinação da seção reduzida pela isoterma  $500^\circ\text{C}$ , calcula-se, a partir da Eq. (3.10) ajustada, a força resultante de cálculo em situação de incêndio no bloco de concreto comprimido ( $F_{cd,fi}$ ). Nesse método, o fator de redução da resistência do concreto ( $k_{c,\theta}$ ) é desconsiderado, uma vez que a redução de resistência do concreto é considerada pela redução de área da seção. Além disso, informa-se que o coeficiente de ponderação da resistência ( $\gamma_{c,fi}$ ) e o redutor do valor de cálculo da resistência à compressão ( $\alpha_{fi}$ ) são tomados para a situação de incêndio.



$$F_{cd,fi} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} A_{c500} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} (b_{fi} \times y_{fi}) = 1 \times \frac{3,0}{1} \times (12,8 \times y_{fi})$$

$$\therefore F_{cd,fi} = 38,4 \times y_{fi} \text{ kNcm}$$

O resultado obtido é em função de outra incógnita, a altura do bloco de concreto comprimido da seção ( $y_{fi}$ ). Esta, por sua vez, é calculada por equilíbrio das forças na seção, conforme segue:

$$F_{cd,fi} = F_{sd,fi}$$

$$38,4 \times y_{fi} = 194,96$$

$$y_{fi} = \frac{194,96}{38,4} \therefore y_{fi} = 5,077 \text{ cm}$$

Assim, é possível calcular o braço de alavanca ( $z_{fi}$ ) que satisfaz a condição de equilíbrio de forças entre as barras de aço tracionadas e o bloco de concreto comprimido, conforme a Eq. (3.13):

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} = 44,875 - \frac{5,077}{2} \therefore z_{fi} = 42,336 \text{ cm}$$

Por fim, calcula-se o Momento Resistente em Situação de Incêndio ( $M_{Rd,fi}$ ), conforme a Eq. (3.14).

$$M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} z_{fi} = F_{sd,fi} z_{fi} = 194,96 \times 0,4233 \therefore M_{Rd,fi} = 82,54 \text{ kNm}$$

Por último, é verificada se a condição de segurança conforme a Eq. (3.17),  $M_{Rd,fi} \geq M_{Sd,fi}$ , é satisfeita.

Nesse exemplo, a condição de segurança estrutural em situação de incêndio, pelo método da Isoterma 500°C é atendida, pois:

$$M_{Rd,fi} = 82,54 \text{ kNm} > M_{Sd,fi} = 61,74 \text{ kNm}$$

#### 4.4.2. Método Simplificado Utilizando o ANSYS

Após a análise térmica com o Software ANSYS, conforme os seis primeiros passos já explicados no item 3.2.2., para o tempo de exposição ao incêndio padrão de 90 min, obtiveram-se as temperaturas dos nós da malha de elementos finitos. A fim de visualizar a distribuição dessas temperaturas nodais na seção da viga e facilitar os cálculos, lançaram-se os valores no programa EXCEL, conforme Fig. 4.4, que permite determinar as temperaturas das barras de aço, como será demonstrado.

Nesse caso em estudo, as coordenadas ( $x_i$  e  $y_i$ ) das barras 1 e 2, em [cm], são respectivamente (5,125; 5,125) e (8,042; 5,125). Porém, visto que a malha de elementos finitos é de 0,5 cm de lado, não há nó que coincida exatamente com as coordenadas dos eixos dessas barras. De modo que se utilizou o seguinte artifício, substituir as barras de 12,5 mm por barras de 10 mm e, em seguida, 20 mm; sendo assim, haveriam nós com coordenadas coincidentes aos eixos das barras.

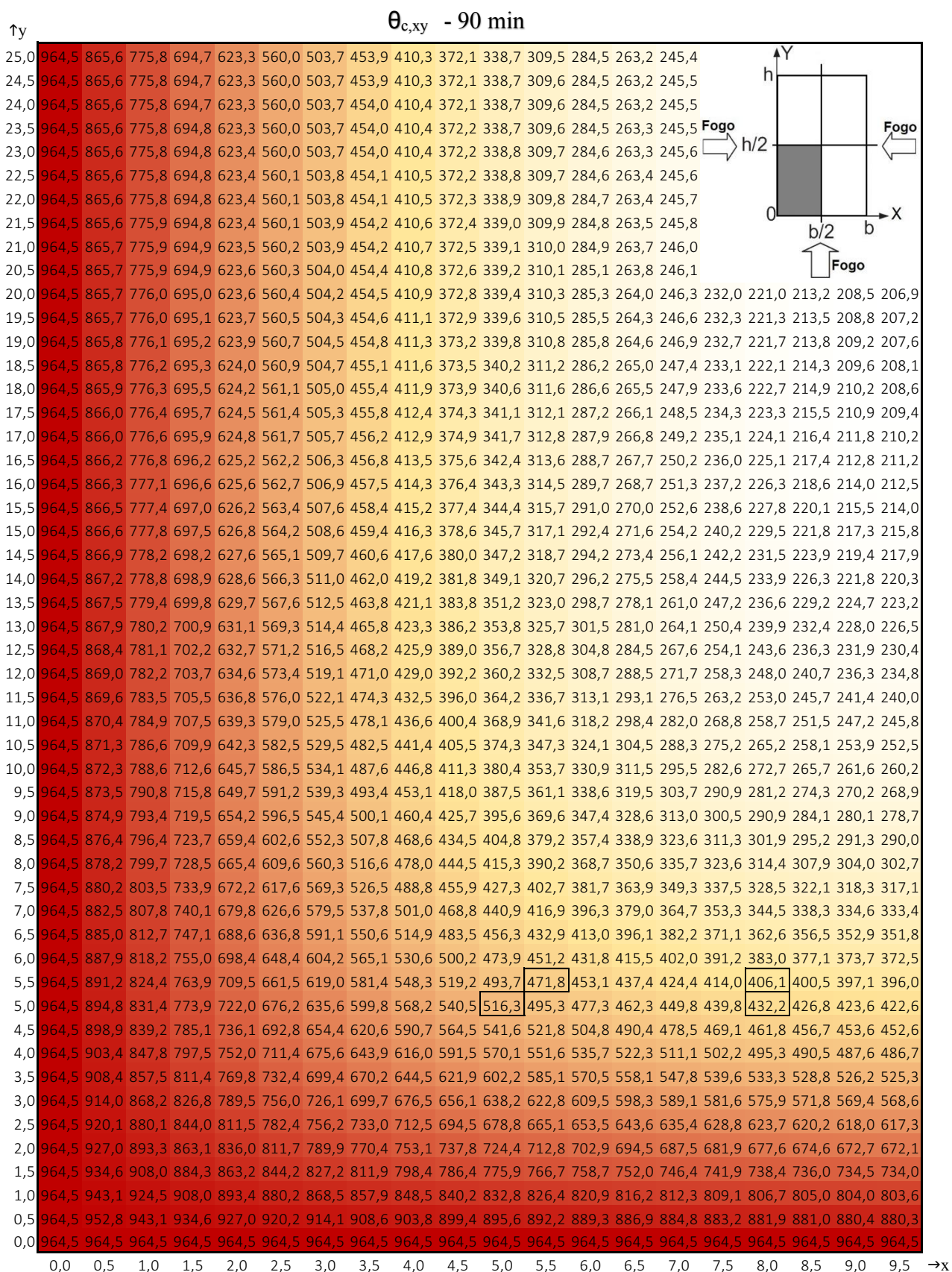


Figura 4.4 - Temperaturas dos nós [°C], viga 19x50 cm, tempo incêndio padrão 90 min.

Primeiro, considerando as barras com 10 mm de diâmetro, as coordenadas ( $x_i$  e  $y_i$ ) das barras 1 e 2, em [cm], são respectivamente (5,0; 5,0) e (8,0; 5,0). Conforme a Fig. 4.4, a temperatura  $\theta_{s1,10mm} = 516,3 \text{ }^\circ\text{C}$ , e  $\theta_{s2,10mm} = 432,2 \text{ }^\circ\text{C}$ .

De forma análoga, considerando as barras com 20 mm de diâmetro, as coordenadas ( $x_i$  e  $y_i$ ) das barras 1 e 2, em [cm], são respectivamente (5,5; 5,5) e (8,0; 5,5). Conforme a Fig. 4.4, a temperatura  $\theta_{s1,20mm} = 471,8 \text{ }^\circ\text{C}$ , e  $\theta_{s2,20mm} = 406,1 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Daí, de modo simplificado, por interpolação linear, calculam-se as temperaturas para as barras com 12,5 mm de diâmetro. Conforme segue:

Se para  $\phi_1 = 10 \text{ mm}$ , a temperatura  $\theta_{s1}$  é igual a  $516,3 \text{ }^\circ\text{C}$ ;

E para  $\phi_1 = 20 \text{ mm}$ , a temperatura  $\theta_{s1}$  é igual a  $471,8 \text{ }^\circ\text{C}$ ;

Portanto, para  $\phi_1 = 12,5 \text{ mm}$ , a temperatura  $\theta_{s1}$ , por interpolação, é igual a  $505,1 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Do mesmo modo para a barra 2:

Se para  $\phi_2 = 10 \text{ mm}$ , a temperatura  $\theta_{s2}$  é igual a  $432,2 \text{ }^\circ\text{C}$ ;

E para  $\phi_2 = 20 \text{ mm}$ , a temperatura  $\theta_{s2}$  é igual a  $406,1 \text{ }^\circ\text{C}$ ;

Portanto, para  $\phi_2 = 12,5 \text{ mm}$ , a temperatura  $\theta_{s2}$ , por interpolação, é igual a  $425,7 \text{ }^\circ\text{C}$ .

A partir das temperaturas das barras é possível calcular os fatores de redução da resistência do aço, por interpolação linear dos valores encontrados na Tab. 2.3, para aço CA-50, sob tração, conforme segue:

Se para  $\theta_s = 500^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 0,78$ ;

E para  $\theta_s = 600^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 0,47$ ;

Portanto, para  $\theta_{s1} = 505,1^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta1} = 0,7641$ .

Do mesmo modo para a barra 2;

Se para  $\theta_s = 400^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 1,00$ ;

E para  $\theta_s = 500^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta} = 0,78$ ;

Portanto, para  $\theta_{s2} = 425,7^\circ\text{C}$ , o  $k_{s,\theta2} = 0,9435$ .

Conhecido os valores dos  $k_{s,\theta i}$ , é possível calcular a força resultante de cálculo em situação de incêndio na armadura ( $F_{sd,fi}$ ), conforme a Eq. (3.11):

$$F_{sd,fi} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} \sum_{i=1}^n k_{s,\theta i} A_{si}$$

$$\therefore F_{sd,fi} = \frac{50}{1} \times (2 \times 0,7641 \times 1,2272 + 2 \times 0,9435 \times 1,2272)$$

$$\therefore F_{sd,fi} = 209,55 \text{ kN}$$

Dáí, passa-se à determinação da força resultante de cálculo no bloco de concreto comprimido, em situação de incêndio.

Na sequência, com o auxílio do programa de planilhas eletrônicas, EXCEL, calculam-se os fatores de redução de resistência do concreto para cada nó, em função dessas temperaturas, por interpolação linear, dos valores indicados na Tab. 2.2, para concreto com agregado silicoso, conforme Fig. 4.5.

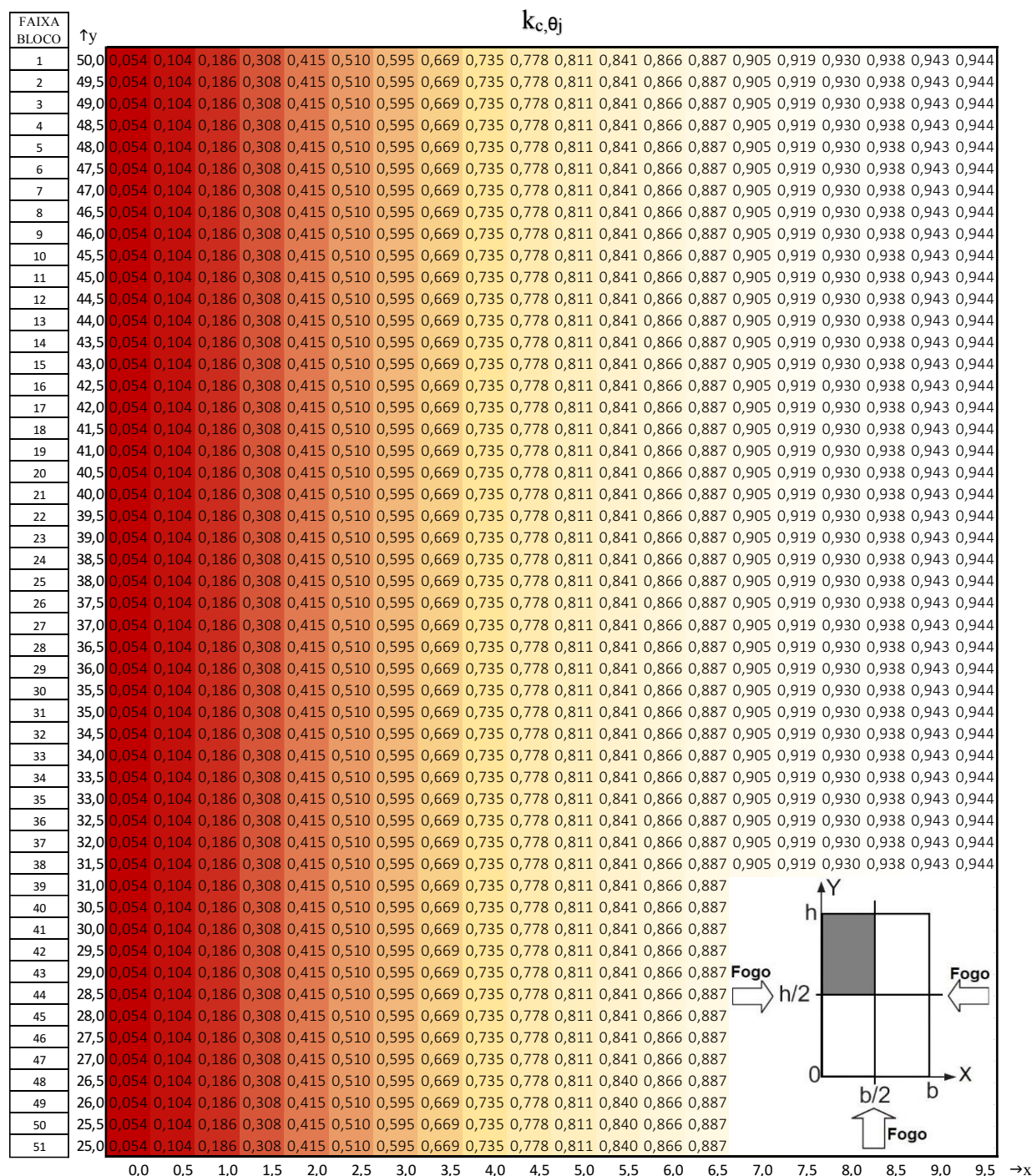


Figura 4.5 - Fator de redução de resistência do concreto  $k_{c,\theta j}$ , tempo do incêndio 90 min

Então, utilizando a Eq. (3.12), calcula-se a força resultante de cálculo em incêndio associada a cada nó. Destaca-se que a área associada aos nós foram consideradas conforme a Eq. (3.14), de acordo com suas posições em relação à borda da seção. Os valores são apresentados na Fig. 4.6, e a seguir são demonstrados alguns exemplos de cálculo:

$$F_{cd,fi}(\text{elemento } j \text{ faixa } j) = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c(\text{elemento } j \text{ faixa } j)} A_{c(\text{elemento } j \text{ faixa } j)}$$

$$F_{cd,fi}(\text{elemento } 1 \text{ faixa } 1) = 1 \times \frac{3,0}{1} \times 0,054 \times (0,25 \times 0,25) = 0,010 \text{ kN}$$

$$F_{cd,fi}(\text{elemento } 2 \text{ faixa } 1) = 1 \times \frac{3,0}{1} \times 0,104 \times (0,25 \times 0,5) = 0,039 \text{ kN}$$

$$F_{cd,fi}(\text{elemento } 1 \text{ faixa } 2) = 1 \times \frac{3,0}{1} \times 0,054 \times (0,25 \times 0,5) = 0,020 \text{ kN}$$

$$F_{cd,fi}(\text{elemento } 2 \text{ faixa } 2) = 1 \times \frac{3,0}{1} \times 0,104 \times (0,5 \times 0,5) = 0,078 \text{ kN}$$

Em seguida, somam-se esses valores por faixas, para determinar a força total em cada linha, ou faixa, de nós.

Conforme pode-se observar na Tab. 4.2. e na Fig. 4.6 (destacado em verde), o somatório das forças resultantes de cálculo no bloco de concreto comprimido considerando as doze primeiras faixas superou a força resultante na armadura ( $\sum F_{cd,fi} = 221,45 > F_{sd,fi} = 209,55$ ).

Tabela 4.2 - Forças resultantes de cálculo em cada faixa de nós dos elementos finitos de concreto analisada e somatória parcial dessas forças.

Faixa / Bloco	Força resultante de cálculo em situação de incêndio da faixa de concreto $\sum F_{cd,fi} \text{ (faixa)}$ [kN]	Força resultante de cálculo em situação de incêndio do bloco de concreto $\sum F_{cd,fi} \text{ (bloco)}$ [kN]
1	9,628	9,63
2	19,257	28,89
3	19,257	48,14
4	19,257	67,40
5	19,257	86,66
6	19,257	105,91
7	19,257	125,17
8	19,257	144,43
9	19,257	163,68
10	19,257	182,94
11	19,257	202,20
12	19,257	221,45





superior da seção até o centro de gravidade da armadura. No caso em estudo,  $d = 44,875$  cm.

Sendo assim, conforme a Eq. (3.15), calculam-se os braços de alavanca dos blocos comprimidos de concreto (os valores são apresentados na Tab. 4.3).

Tabela 4.3 - Braços de alavanca de cada bloco de concreto comprimido

Faixa / bloco	Altura efetiva da viga $d$ [cm]	Altura da faixa [cm]	Altura bloco $y_{fi}$ [cm]	Centróide do bloco $y_{fi}/2$ [cm]	Braço de alavanca do bloco $z_{fi}$ [cm]
1	44,875	0,25	0,25	0,125	44,75
2	44,875	0,50	0,75	0,375	44,50
3	44,875	0,50	1,25	0,625	44,25
4	44,875	0,50	1,75	0,875	44,00
5	44,875	0,50	2,25	1,125	43,75
6	44,875	0,50	2,75	1,375	43,50
7	44,875	0,50	3,25	1,625	43,25
8	44,875	0,50	3,75	1,875	43,00
9	44,875	0,50	4,25	2,125	42,75
10	44,875	0,50	4,75	2,375	42,50
11	44,875	0,50	5,25	2,625	42,25
12	44,875	0,50	5,75	2,875	42,00

Visto que o bloco 12 superou a força resultante da armadura, a seguir será demonstrado o seu cálculo, bem como o do bloco anterior.

$$z_{fi(bloco\ 12)} = d - \frac{y_{fi}}{2} = 44,875 - \frac{0,25+11 \times 0,5}{2} = 42,00 \text{ cm}$$

$$z_{fi(bloco\ 11)} = d - \frac{y_{fi}}{2} = 44,875 - \frac{0,25+10 \times 0,5}{2} = 42,25 \text{ cm}$$

Se para  $F_{cd,fi} = 221,45$  kN, o braço de alavanca encontrado é  $z_{fi} = 42,00$  cm;

E para  $F_{cd,fi} = 202,20$  , o braço de alavanca encontrado é  $z_{fi} = 42,25$  cm;

Portanto, para,  $F_{cd,fi} = F_{sd,fi} = 209,55$  kN, por interpolação linear, o braço de alavanca é  $z_{fi} = 42,15$  cm;

Sendo assim, calcula-se o momento resistente de cálculo em incêndio ( $M_{Rd,fi}$ ) conforme a Eq. (3.16).

$$M_{Rd,fi} = F_{cd,fi} z_{fi} = F_{sd,fi} z_{fi} = 209,55 \times 0,4515 \therefore M_{Rd,fi} = 88,34 \text{ kNm}$$

Por último, é verificada se a condição de segurança conforme a Eq. (3.17),  $M_{Rd,fi} \geq M_{Sd,fi}$ , é satisfeita.

Nesse caso, a segurança estrutural em situação de incêndio é garantida, pelo método simplificado utilizando o ANSYS, pois:

$$M_{Rd,fi} = 88,34 \text{ kNm} > M_{Sd,fi} = 61,74 \text{ kNm}$$

#### 4.4.3. Método Simplificado Proposto

Inicialmente calculam-se as temperaturas das barras, para o tempo de exposição ao incêndio padrão igual ao TRRF, nesse exemplo, 90 min.

Pela equação de Wickström, conforme a Eq. (2.9):

$$\theta_{c,xy} = [n_w(n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y] \theta_g$$

onde:

$$n_w = 1 - 0,0616t^{-0,88} = 1 - 0,0616 \times \left(\frac{90}{60}\right)^{-0,88} \therefore n_w = 0,957;$$

$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + \theta_0 = 345 \log_{10}[(8 \times 90) + 1] + 20 \therefore \theta_g = 1006 \text{ °C};$$

Para as barras de canto, a profundidade horizontal, do eixo da barra, é igual a vertical, nesse caso,  $x_1 = y_1 = 51,25 \text{ mm}$ , portanto:

$$n_x = n_y = 0,18 \ln \left( \frac{t}{x_1^2} \right) - 0,81 = 0,18 \ln \left( \frac{\left(\frac{90}{60}\right)}{0,05125^2} \right) - 0,81 \therefore n_x = n_y = 0,333;$$

Portanto, a temperatura das barras de canto será igual:

$$\theta_{c,xy1} = [0,957(0,333 + 0,333 - 2 \times 0,333 \times 0,333) + 0,333 \times 0,333] 1006$$

$$\therefore \theta_{s1} = \theta_{c,xy1} = 539 \text{ °C};$$

Para as barras do centro, a profundidade horizontal, do eixo da barra,  $x_2 = 80,42 \text{ mm}$ ; e a profundidade vertical, do eixo da barra,  $y_2 = 51,25 \text{ mm}$ , portanto:

$$n_x = 0,18 \ln \left( \frac{t}{x_2^2} \right) - 0,81 = 0,18 \ln \left( \frac{\left(\frac{90}{60}\right)}{0,08042^2} \right) - 0,81 \therefore n_x = 0,170$$

$$n_y = 0,18 \ln \left( \frac{t}{y_2^2} \right) - 0,81 = 0,18 \ln \left( \frac{\left(\frac{90}{60}\right)}{0,05125^2} \right) - 0,81 \therefore n_y = 0,333$$

Portanto, a temperatura das barras do centro será igual:

$$\theta_{c,xy2} = [0,957(0,170 + 0,333 - 2 \times 0,170 \times 0,333) + 0,170 \times 0,333] 1006$$

$$\therefore \theta_{s2} = \theta_{c,xy2} = 432 \text{ °C};$$

A partir da temperatura das barras é possível calcular os fatores de redução da resistência do aço,  $k_{s,\theta i}$ , conforme a Eq. (3.29):



Para  $500^{\circ}\text{C} < \theta_s \leq 600^{\circ}\text{C}$ ,  $k_{s,\theta i} = 0,78 - 0,0031(\theta_s - 500)$ ;

Portanto, para  $\theta_{s1} = 539^{\circ}\text{C}$ ,  $k_{s,\theta 1} = 0,78 - 0,0031(539 - 500)$

$$\therefore k_{s,\theta 1} = 0,6591$$

Para  $400^{\circ}\text{C} < \theta_s \leq 500^{\circ}\text{C}$ ,  $k_{s,\theta i} = 1 - 0,0022(\theta_s - 400)$ ;

Portanto, para  $\theta_{s2} = 432^{\circ}\text{C}$ ,  $k_{s,\theta 2} = 1 - 0,0022(432 - 400)$

$$\therefore k_{s,\theta 2} = 0,9296$$

Sendo assim o fator de redução de resistência médio  $k_{s,m}$ , pode ser calculado, considerando a área de cada barra ( $A_{si} = A_{s1} = A_{s2} = 1,2272 \text{ cm}^2$ ), conforme a Eq. (3.28):

$$k_{s,m} = \frac{\sum k_{s,\theta i} A_{s,i}}{\sum A_{s,i}}$$

$$\therefore k_{s,m} = \frac{2 \times 0,6591 \times 1,2272 + 2 \times 0,9296 \times 1,2272}{4 \times 1,2272}$$

$$\therefore k_{s,m} = 0,7944$$

Nesse exemplo, em particular, visto que as barras possuem a mesma área e a armação possui simetria, o  $k_{s,m}$  poderia ser calculado, diretamente pela média simples dos  $k_{s,\theta i}$ , conforme a seguir:

$$k_{s,m} = \frac{k_{s,\theta 1} + k_{s,\theta 2}}{2} = \frac{0,6591 + 0,9296}{2} = 0,7944$$

Por último, aplicando diretamente a Eq. (3.27), determina-se o momento fletor resistente de cálculo, em situação de incêndio, pelo método simplificado proposto:

$$M_{Rd,fi} = f_{yk} k_{s,m} A_s \left( d - \frac{f_{yk} A_s}{2 f_{ck} b} \right)$$

$$\therefore M_{Rd,fi} = 50 \times 0,7944 \times (4 \times 1,2272) \left[ 44,875 - \frac{50 \times (4 \times 1,2272)}{2 \times 3,0 \times 19} \right] = 8329 \text{ kNcm}$$

$$\therefore M_{Rd,fi} = 83,29 \text{ kNm}$$

Por último, é verificada se a condição de segurança, conforme a Eq. (3.17),  $M_{Rd,fi} \geq M_{Sd,fi}$ , é satisfeita. Nesse caso, a segurança estrutural em situação de incêndio é garantida, pelo método simplificado proposto, pois:

$$M_{Rd,fi} = 83,29 \text{ kNm} > M_{Sd,fi} = 61,74 \text{ kNm}$$

Como se pode observar, o cálculo do  $M_{Rd,fi}$ , pelo método simplificado proposto é bastante simples; o maior trabalho está na determinação das temperaturas pelo método de Wickström.

## 4.5. Comparativo dos Resultados

A comparação mais simples a ser feita é sobre a condição de segurança estrutural, em

situação de incêndio. Conforme exposto no item 4.2, a viga em estudo (TRRF 90 min) não apresenta segurança estrutural segundo o método tabular; porém, de acordo com os métodos simplificados (expostos nos itens 4.4.1, 4.4.2 e 4.4.3) a segurança estrutural em situação de incêndio está garantida. Sendo assim, os métodos simplificados apresentaram resultados mais econômicos do que aqueles provenientes do método tabular. Pois, conforme o item 4.2.6. desse trabalho, embora aumentar o cobrimento ou distribuir a armadura em duas camadas satisfaçam a condição de segurança, para situação de incêndio, pelo método tabular; em contrapartida, invalidam o dimensionamento da viga à temperatura ambiente. De modo que para a viga garantir a segurança estrutural, pelo método tabular, necessariamente deverá ser aumentada, ou a área de aço, ou a área de concreto (altura da viga), o que por sua vez, aumenta o custo para a execução. Porém, o dimensionamento pelos métodos simplificados garante a segurança estrutural, da viga em estudo, sem a necessidade de qualquer modificação.

Se compararmos os momentos resistentes, calculados pelos métodos simplificados, conforme a Tab. 4.4, verificamos que o método simplificado proposto é mais conservador, a favor da segurança, do que o método simplificado utilizando o ANSYS, o qual faz uma análise mais rigorosa e representativa da realidade. Isso, de certo modo, pode ser contado como positivo para o método proposto, pois, apresenta resultados mais econômicos que o método tabular, mesmo tendo simplificações a favor da segurança.

Tabela 4.4 – Comparativo dos momentos fletores de cálculo em situação de incêndio, por diferentes métodos, para a viga em estudo, TRRF de 90 min

Momentos fletores de cálculo em situação de incêndio $M_{Rd,fi}$ [kNm]		
Isoterma da 500 °C	Simplificado Utilizando ANSYS	Simplificado Proposto
82,54	88,34	83,29

Outra comparação que se pode fazer, conforme Tab. 4.5, é dos TRF da viga, determinado pelos métodos tabular, da isoterma 500 °C, e simplificado proposto, considerando as variações apresentadas nos itens 4.2.1 a 4.2.5 dessa dissertação.

Tabela 4.5 – Comparativo do TRF da viga de estudo, determinado com o método tabular, com o da isoterma 500°C, e com simplificado proposto

Dados da Viga	Tempo de Resistência ao Fogo TRF [min]		
	Tabular	Isoterma 500°C	Simplificado Proposto
Condição inicial: igual à temperatura ambiente 19x50 cm; c = 4,0 cm; 4 Ø 12,5 – uma camada	83	113	113
Conforme alternativa I: aumentando o cobrimento 19x50 cm; c = 4,5 cm; 4 Ø 12,5 – uma camada	92	125	125
Conforme alternativa II: aumentando barras de canto 19x50 cm; c = 4,0 cm; 2 Ø 16 + 2 Ø 12,5 – uma camada	101	130	129
Conforme alternativa III: considerando $\Delta c_1$ 19x50 cm; c = 4,0 cm; 4 Ø 12,5 – uma camada	84	113	113
Conforme alternativa IV: aumentar altura da viga 19x60 cm; c = 4,0 cm; 4 Ø 12,5 – uma camada	92	125*	125*
Conforme alternativa V: Distribuir em duas camadas 19x50 cm; c = 4,0 cm; 4 Ø 12,5 – duas camadas	99	113	112
* Considerando o $M_{Sd,fi} = 63,95$ kNm devido altura de 60 cm; para os demais casos $M_{Sd,fi} = 61,74$ kNm (altura 50 cm);			

Conforme pode-se observar em todas as hipóteses desse exemplo, o método proposto é mais econômico que o tabular. Além disso, observa-se a similaridade de resultados entre o método da isoterma 500 °C e o simplificado proposto. Informa-se que os valores de TRF determinados com os métodos simplificados foram obtidos por iteração, alterando o tempo de exposição ao fogo até atingir a condição limite:  $M_{Rd,fi} = M_{Sd,fi}$ .

Para melhor analisar a variação da resistência da viga em situação de incêndio, montou-se um gráfico do  $M_{Rd,fi}$  em função do tempo de incêndio, conforme a Fig. 4.6. Informa-se que os momentos resistentes foram obtidos, variando o tempo de exposição da viga ao incêndio padrão, através dos três métodos simplificados abordados nessa dissertação.

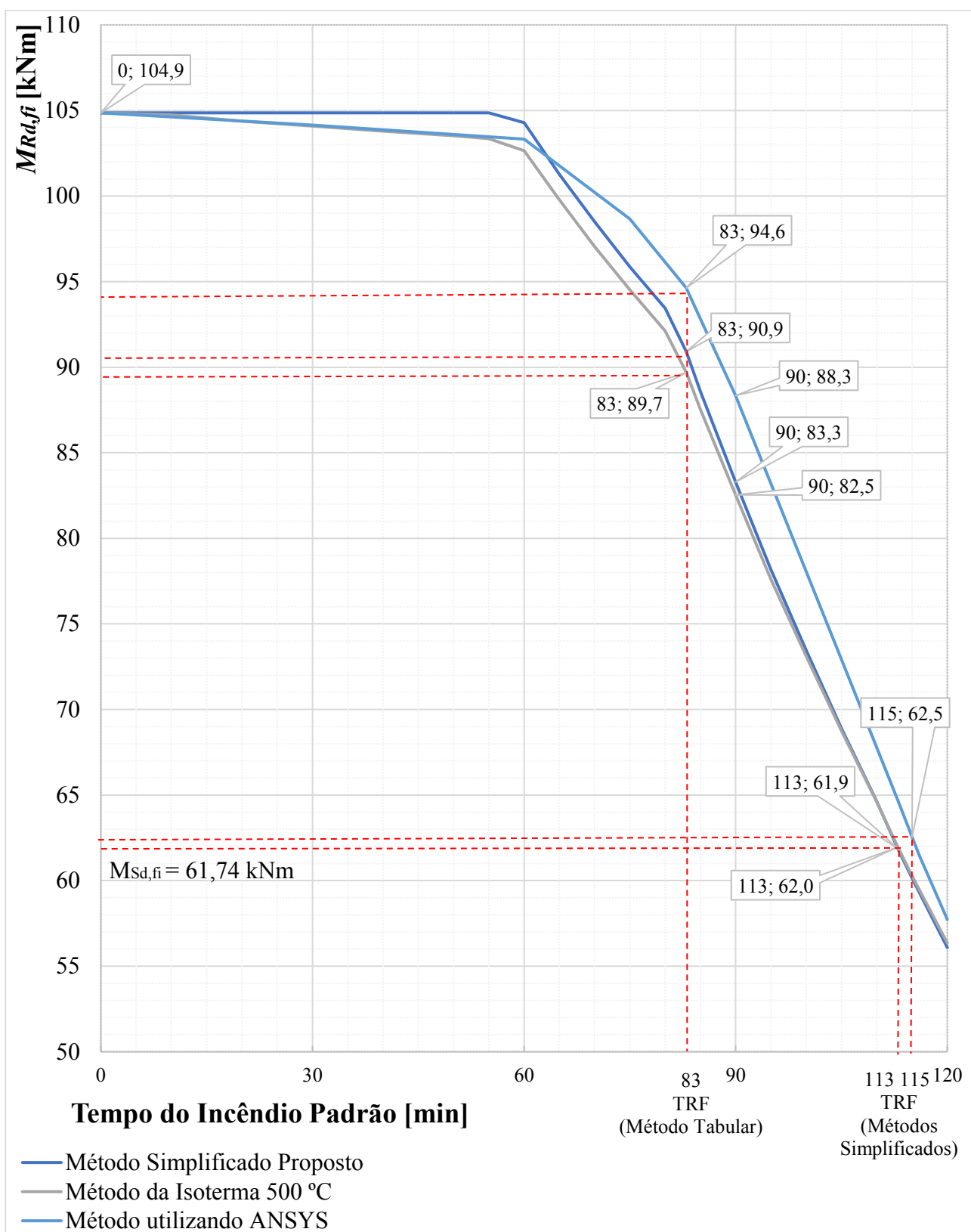


Figura 4.6 – Gráfico do  $M_{Rd,fi}$  [kNm], determinado pelos métodos simplificados, em função do tempo do incêndio padrão [min], para a viga em estudo (condição inicial)

Conforme pode-se observar na Fig. 4.6, para a viga em estudo, os métodos simplificados são mais econômicos que o método tabular.

Além disso, verifica-se que as diferenças entre o método simplificado proposto e o método da isoterma 500 °C são praticamente irrelevantes, nesse caso, inferiores a 2,0 kNm.

Comparando o método simplificado proposto com o método utilizando o ANSYS, observa-se que para situações mais críticas, ou seja, temperaturas mais elevadas, o método proposto é mais favorável à segurança. Além disso, pode-se verificar que, apesar de suas simplificações, o método proposto apresenta resultados satisfatórios, ou seja, muito próximos ao método utilizando o ANSYS.

Portanto, nos casos em que a estrutura dimensionada à temperatura ambiente não atender ao TRRF pelo Método Tabular, recomenda-se uma verificação pelo Método Simplificado Proposto, ao invés de prontamente aumentar a estrutura. Pois, o Método Simplificado Proposto, além de ser de fácil aplicação, permite resultados mais econômicos que o Método Tabular.

## 5. VERIFICAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO

A verificação dos modelos de cálculo será dividida em duas etapas: a verificação das temperaturas e a verificação do momento resistente.

O procedimento adotado foi validar, através de comparativos com a bibliografia, primariamente a modelagem elaborada no ANSYS para determinar as temperaturas (conforme item 2.8.4), e assim, utilizá-la para verificar as temperaturas das equações empíricas aproximadas. Dessa forma, selecionar qual método simplificado é mais representativo.

Posteriormente, e de forma similar, será feita a validação, através de comparativos com valores encontrados na bibliografia, com o método da isoterma 500°C (conforme item 3.2.2), e com o método simplificado utilizando a ANSYS (conforme item 3.2.3), para assim, validar o método simplificado proposto nesse trabalho (conforme item 3.2.4).

### 5.1. Verificação das Temperaturas

Neste trabalho, a fim de determinar os perfis de temperatura no interior do concreto sob efeito do incêndio padrão, procurou-se modelar computacionalmente diferentes seções de viga de concreto armado com o software ANSYS, bem como calcular esses valores por métodos empíricos.

Para validar essas análises, compararam-se os resultados obtidos com valores encontrados em bibliografia específica sobre o tema.

Inicialmente verificaram-se as temperaturas na superfície do concreto sob efeito do incêndio Padrão ISO 834, ao longo do tempo. A Tabela 5.1 apresenta um comparativo das temperaturas na superfície do concreto conforme Wickström (1986), Hertz (1981) e Eurocode 2, parte 1.2 (2004), e modelado no ANSYS.

Tabela 5.1 - Comparação da temperatura na superfície do concreto conforme Wickström, Hertz, Eurocode 2, parte 1.2 (2004) e o modelado no ANSYS (Fonte: Purkiss, 2017 adaptado)

Duração Incêndio Padrão [h]	Temperatura Incêndio Padrão [°C]	Temperatura da superfície do concreto [°C]			
		Wickström	Hertz	Eurocode 2 parte 1.2	Modelado no ANSYS
0,5	842	749	770	730	755
1,0	945	888	840	880	890
1,5	1006	963	930	950	964
2,0	1049	1015	980	1010	1015

Conforme pode-se observar na Tab. 5.1, os valores de temperatura na superfície modelados computacionalmente ficaram próximos aos utilizados por autores reconhecidos internacionalmente, apresentando uma pequena variação em torno de 3,5%.

Com relação às temperaturas no interior do concreto, de forma similar, buscou-se fazer um comparativo com os resultados obtidos por outros autores.

As Tabelas 5.2 a 5.4 apresentam valores de temperaturas de trabalhos publicados em bibliografia nacional. Seus respectivos autores utilizaram a norma brasileira como fundamento para sua modelagem e, conseqüentemente, os mesmos parâmetros térmicos adotados nesse trabalho. Sendo assim, como se pode observar os valores das temperaturas modeladas no ANSYS ficaram bem próximos aos obtidos por tais autores, em geral, com uma diferença inferior a 30° C, ou 6%.

Tabela 5.2 - Comparativo de temperaturas de Lemos (2011), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur

Duração Incêndio Padrão [min]	Largura da Viga [cm]	Afastamento Horizontal da Superfície de Concreto [cm]	Afastamento Vertical da Superfície de Concreto [cm]	Temperatura [°C]				
				Lemos 2011*	Modelado no ANSYS	Eq. de Wickstrom	Eq. de Hertz	Eq. de Kodur
30	20	4	4	260	267	302	372	328
60	20	4	4	480	477	518	561	506
90	20	4	4	615	614	648	692	610
120	20	4	4	710	714	741	777	682
30	20	5	37	100	112	107 <sup>#</sup>	145	116 <sup>#</sup>
60	20	5	37	225	233	238 <sup>#</sup>	277	231 <sup>#</sup>
90	20	5	37	340	332	329 <sup>#</sup>	375	310 <sup>#</sup>
120	20	5	37	405	419	399 <sup>#</sup>	449	373 <sup>#</sup>
* Valores aproximados, obtidos a partir da Fig. 41, p. 110 de Lemos, 2011.								
# Considerando Equação para Transferência Unidimensional de Calor								

Tabela 5.3 – Comparativo de temperaturas de Albuquerque (2012), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur

Duração Incêndio Padrão [min]	Largura da Viga [cm]	Afastamento Horizontal da Superfície de Concreto [cm]	Afastamento Vertical da Superfície de Concreto [cm]	Temperatura [°C]				
				Albuquerque 2012	Modelado no ANSYS	Eq. de Wickstrom	Eq. de Hertz	Eq. de Kodur
90	19	4	4	619	616	648	692	610

Tabela 5.4 – Comparativo de temperaturas de Silva e Pierin (2015), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur

Duração Incêndio Padrão [min]	Largura da Viga [cm]	Afastamento Horizontal da Superfície de Concreto [cm]	Afastamento Vertical da Superfície de Concreto [cm]	Temperatura [°C]				
				Silva e Pierin 2015	Modelado no ANSYS	Eq. de Wickstrom	Eq. de Hertz	Eq. de Kodur
30	8	2,5	2,5	493	485	486	572	466
30	8	3,5	2,5	454	452	427	514	425
30	8	4	2,5	445	448	403	489	408
30	16	1,5	1,5	626	599	645	688	566
30	16	2,5	1,5	550	537	577	643	528
30	16	8	1,5	433	437	421	526	437
30	20	1,5	1,5	626	600	645	688	566
30	20	2,5	1,5	550	537	577	643	528
30	20	10	1,5	424	429	392	522	419
60	16	3,5	3,5	548	540	574	614	543
60	16	4,5	3,5	495	491	523	566	510
60	16	8	3,5	423	424	407	457	431
60	20	3	3	604	597	633	665	581
60	20	4	3	545	542	580	619	548
60	20	10	3	421	425	411	476	438
60	30	2,5	2,5	678	660	697	712	619
60	30	3,5	2,5	615	604	641	670	587
60	30	15	2,5	453	453	401	516	440
90	20	5,5	4,5	488	517	554	596	547
90	20	10	4,5	439	438	422	466	457
90	30	4	4	614	609	648	692	610
90	30	5	4	563	560	602	646	580
90	30	15	4	405	407	375	466	427
90	40	3,5	3,5	677	665	702	740	642
90	40	4,5	3,5	623	614	654	696	613
90	40	20	3,5	443	441	369	514	429
120	20	6,5	6,5	500	498	519	545	537
120	20	7,5	6,5	472	470	481	501	510
120	20	10	6,5	443	443	407	418	456
120	30	5,5	5,5	560	555	602	640	594
120	30	6,5	5,5	516	513	562	595	567
120	30	15	5,5	382	383	362	421	426

Outra observação sobre as Tabs. 5.2 a 5.4 é que os valores de temperaturas obtidos pelas equações de Wickström e de Kodur, embora apresentem uma diferença maior em relação às dos autores na literatura, ainda assim apresentam resultados satisfatórios, pois, em geral, essa diferença é inferior a 60 °C, ou 13%. Entretanto, os valores de temperaturas obtidos pela equação de Hertz,



mostraram-se muito conservadores, ou seja, temperaturas mais elevadas. De modo que seus resultados não são representativos para o concreto com as mesmas características das utilizadas nesse trabalho, conforme recomendações da norma brasileira.

Visto que a norma brasileira foi baseada no código europeu, em geral, seus parâmetros são os mesmos. Em virtude disso, além de recorrer a literatura nacional, utilizou-se o Eurocode para validar a modelagem desse trabalho, conforme comparativo na Tab. 5.5.

Tabela 5.5 – Comparativo de temperaturas do Eurocode 2, parte 1.2 (2004), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur

Duração Incêndio Padrão [min]	Largura da Viga [cm]	Afastamento Horizontal da Superfície de Concreto [cm]	Afastamento Vertical da Superfície de Concreto [cm]	Temperatura [°C]				
				Eurocode 2 Parte 1.2.*	Modelado no ANSYS	Eq. De Wickstrom	Eq. De Hertz	Eq. De Kodur
30	8	2	2	560	545	561	634	516
30	8	2	3	500	492	497	580	475
30	8	3	4	390	394	364	446	377
30	16	2	2	550	523	561	634	516
30	16	2	4	420	420	452	537	445
30	16	4	4	280	268	302	372	328
30	16	6	6	130	126	113	159	171
60	16	2	2	750	725	765	754	656
60	16	2	4	650	630	667	685	606
60	16	4	4	500	484	518	561	506
60	16	6	6	320	314	326	349	365
90	16	2	2	860	839	878	860	732
90	16	2	4	780	758	792	801	698
90	16	4	4	650	630	648	692	610
90	16	6	6	480	465	461	491	482
60	30	2	2	750	724	765	754	656
60	30	2	4	650	627	667	685	606
60	30	4	4	490	476	518	561	506
60	30	6	6	280	287	326	349	365
90	30	2	2	850	835	878	860	732
90	30	2	4	780	749	792	801	698
90	30	4	4	620	609	648	692	610
90	30	6	6	430	412	461	491	482
120	30	2	2	920	908	955	922	783
120	30	2	4	850	833	878	871	761
120	30	4	4	700	704	741	777	682
120	30	6	6	510	510	559	592	565

\* Valores aproximados, obtidos a partir dos gráficos de isotermas, do anexo A, do Eurocode 2, parte 1.2 (2004)

As temperaturas do código europeu, destacadas na Tab. 5.5, de modo similar às de Silva e Pierin (2015) e de Albuquerque (2012) apresentaram valores bem próximos aos modelados no ANSYS (diferenças inferiores a 30°C, ou 5%), e às calculadas pela equação de Wicktröm (diferenças inferiores a 50 °C, ou 16%); já as temperaturas calculadas pela equação de Kodur, nesse

caso, apresentaram diferenças mais significativas (algumas superiores a 80 °C, ou 30%). Os valores de temperaturas obtidos pela equação de Hertz, novamente mostraram-se muito conservadores, ou seja, temperaturas, em geral, mais elevadas.

A Tabela 5.6 apresenta uma comparação com as temperaturas calculadas por elementos finitos no trabalho de Kodur, Yu e Dwaikat (2013). Tais valores foram determinados para concreto com resistência normal e com agregado silicoso, da mesma forma que o presente trabalho.

Tabela 5.6 - Comparativo de temperaturas de Kodur, Yu e Dwaikat (2013), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur

Duração Incêndio Padrão [min]	Largura da Viga [cm]	Afastamento Horizontal da Superfície de Concreto [cm]	Afastamento Vertical da Superfície de Concreto [cm]	Temperatura [°C]				
				Kodur, Yu e Dwaikat 2013*	Modelado no ANSYS	Eq. de Wickstrom	Eq. de Hertz	Eq. de Kodur
30	25	5	5	200	181	201	250	246
60	25	5	5	400	373	417	453	434
90	25	5	5	550	505	550	592	545
120	25	5	5	620	605	646	687	623
30	40	6	6	170	122	113	159	171
60	40	6	6	300	287	326	349	365
90	40	6	6	450	412	461	491	482
120	40	6	6	570	509	559	592	565
* Valores aproximados, obtidos a partir dos gráficos (a) e (b) da Fig. 15, p. 49 de Kodur, Yu e Dwaikat, 2013.								

Os valores das temperaturas calculadas por elementos finitos no trabalho de Kodur, Yu e Dwaikat (2013), conforme destacado em cinza na Tab. 5.6, apresentam, em geral, diferenças inferiores a 60 °C, ou 30% em relação aos calculados pelos diferentes métodos desse trabalho; podendo-se observar uma maior proximidade com os valores calculados pela própria equação de Kodur.

Visto que as temperaturas calculadas pela equação de Hertz, em geral, são mais elevadas que as obtidas por outros métodos, procurou-se bibliografia, cujos valores de temperaturas fossem calculados por esse método, a fim de verificar a validade dos resultados encontrados. Nesse sentido, Purkiss (2017) apresenta valores tabelados de temperaturas segundo a equação de Hertz, conforme destacado em cinza na Tab. 5.7. Convém informar que segundo Purkiss (2017) as temperaturas derivadas do método de Hertz são um pouco mais altas que as do método de Wickström, confirmando os resultados apresentados nas Tabs. 5.2 a 5.7, com relação à equação de Hertz.

Tabela 5.7 - Comparativo de temperaturas de Purkiss (2017), modeladas no ANSYS, e calculadas a partir das equações de Wickström, Hertz e Kodur

Duração Incêndio Padrão [min]	Largura da Viga [cm]	Afastamento Horizontal da Superfície de Concreto [cm]	Afastamento Vertical da Superfície de Concreto [cm]	Temperatura [°C]				
				Purkiss 2017	Modelado no ANSYS	Eq. de Wickstrom	Eq. de Hertz	Eq. de Kodur
30	45	6,8	6,8	100	90	49	100	114
30	45	6,8	13,2	41	60	20	61	20
30	45	17,3	6,8	41	60	20	61	20
30	45	17,3	13,2	20	21	20	20	20
60	45	6,8	6,8	272	220	259	273	313
60	45	6,8	13,2	158	140	79	158	165
60	45	17,3	6,8	158	140	20	158	102
60	45	17,3	13,2	20	35	20	20	20
90	45	6,8	6,8	413	350	395	412	434
90	45	6,8	13,2	258	240	216	257	295
90	45	17,3	6,8	244	210	143	243	236
90	45	17,3	13,2	20	65	20	38	20
120	45	6,8	6,8	516	450	495	517	520
120	45	6,8	13,2	346	310	319	347	389
120	45	17,3	6,8	314	280	247	315	333
120	45	17,3	13,2	70	95	20	70	113

Os comparativos apresentados nas Tabs. 5.2 a 5.7, além de validar o modelo criado no ANSYS para esse trabalho, embasou a escolha da equação de Wickström como método de cálculo empírico mais representativo de vigas de concreto com parâmetros conforme a norma brasileira e o código europeu.

## 5.2. Verificação do Momento Resistente em Situação de Incêndio

A validação do procedimento de cálculo do momento resistente, em situação de incêndio, do método simplificado utilizando o ANSYS, conforme item 3.2.3, e do método simplificado proposto, conforme item 3.2.4, foi feita através de comparação com os resultados encontrados em bibliografia e com o método da isoterma 500°C.

Analysaram-se seis seções de vigas, submetidas a diferentes tempos de exposição ao fogo, conforme a Figura 5.1.

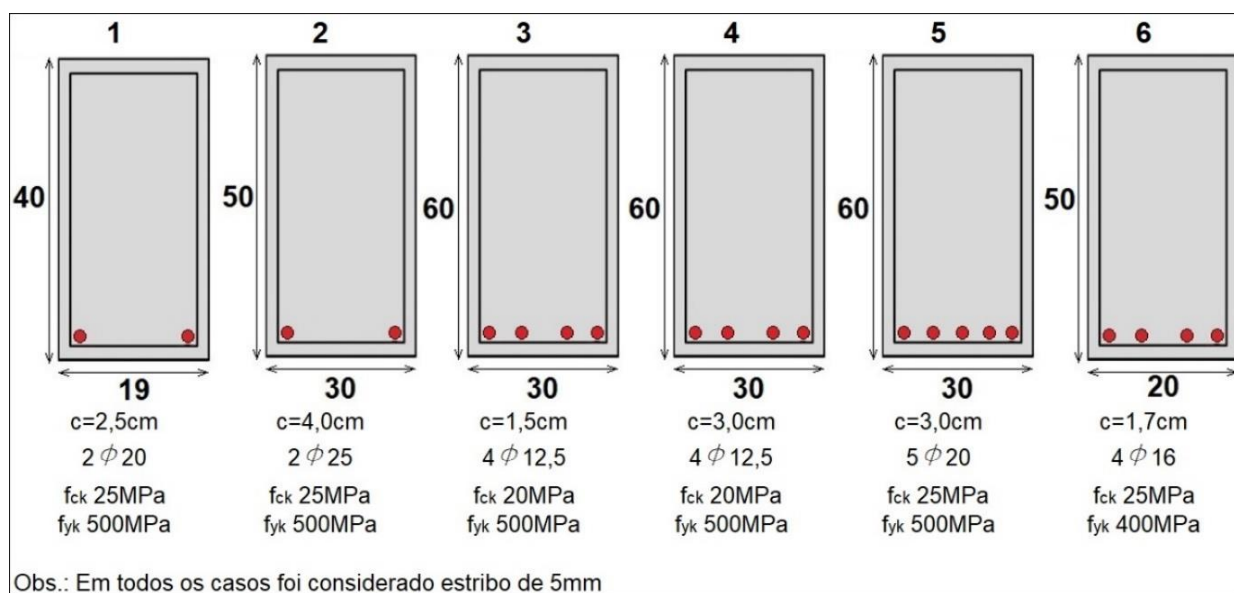


Figura 5.1 – Representação sem escala das seções analisadas, dimensões em [cm]

Inicialmente, conforme a Tab. 5.8, compararam-se os valores encontrados na bibliografia com os momentos calculados pelos diferentes métodos simplificados, considerando as temperaturas das barras de aço iguais às obtidas pela modelagem computacional.

Tabela 5.8 – Comparativo Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio, considerando as temperaturas determinadas pelo Software ANSYS

Viga/ Seção (Figura 4.1)	Tempo do Incêndio Padrão [min]	Fonte Comparativa	Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio ( $M_{Rd,fi}$ ) [kNm]			
			Valor Referencial da Fonte Comparativa	Temperaturas do Aço Determinadas pelo Software ANSYS (item 2.8.4)		
				Método Utilizando ANSYS (item 3.2.2)	Método da Isoterma 500°C (item 3.2.1)	Método Simplificado Proposto (item 3.2.3)
1	90	Albuquerque, 2012	45,3	46,0	45,9	44,3
2	120	Albuquerque, 2012	138,3	137,0	137,6	136,7
3	30	Soares, 2003	127,6	128,4	128,4	128,5
3	60	Soares, 2003	79,7	82,0	82,0	81,1
3	90	Soares, 2003	31,1	47,9	47,9	46,9
3	120	Soares, 2003	21,3	28,7	28,7	28,0
4	30	Soares, 2003	132,1	131,7	131,7	132,1
4	60	Soares, 2003	115,3	120,9	120,8	121,1
4	90	Soares, 2003	78,2	92,7	92,6	92,2
4	120	Soares, 2003	60,8	64,6	64,5	63,7
5	60	Sousa e Silva, 2015	378,4	381,7	380,9	387,3
6	30	Gonçalves, 2007	139,0	139,6	139,4	140,9
6	60	Gonçalves, 2007	94,0	110,6	110,4	110,6
6	90	Gonçalves, 2007	43,0	62,0	62,0	60,3
6	120	Gonçalves, 2007	22,0	32,9	32,9	31,4

Posteriormente, conforme a Tab. 5.9, compararam-se, novamente, os valores encontrados na bibliografia e os obtidos utilizando o ANSYS, com os momentos calculados pelo método da isoterma 500°C e pelo método simplificado proposto, considerando, dessa vez, as temperaturas das barras de aço iguais às obtidas pela equação de Wickström. Elucida-se que a grande vantagem em se determinar os momentos resistentes de cálculo, em situação de incêndio, dessa última forma, é que tais valores são obtidos manualmente, a partir de equações simples, sem a dependência de tabelas, gráficos, ou programas computacionais sofisticados.

Tabela 5.9 - Comparativo Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio, considerando para o método da Isoterma 500° C e o método simplificado proposto, as temperaturas determinadas pela equação de Wickström

Viga/ Seção (Figura 4.1)	Tempo do Incêndio Padrão [min]	Fonte Comparativa	Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio ( $M_{Rd,fi}$ ) [kNm]			
			Valor Referencial da Fonte Comparativa	Temp. do Aço ANSYS (item 2.8.4)	Temperatura do aço Eq. de Wickström (item 2.8.2)	
				Método Utilizando ANSYS (item 3.2.3)	Método da Isoterma 500°C (item 3.2.2)	Modelo Simplificado Proposto (item 3.2.4)
1	90	Albuquerque, 2012	45,3	46,0	38,2	36,4
2	120	Albuquerque, 2012	138,3	137,0	109,4	107,0
3	30	Soares, 2003	127,6	128,4	125,5	125,5
3	60	Soares, 2003	79,7	82,0	81,8	81,0
3	90	Soares, 2003	31,1	47,9	44,7	43,7
3	120	Soares, 2003	21,3	28,7	24,1	23,5
4	30	Soares, 2003	132,1	131,7	131,7	132,1
4	60	Soares, 2003	115,3	120,9	116,4	116,6
4	90	Soares, 2003	78,2	92,7	88,7	88,2
4	120	Soares, 2003	60,8	64,6	60,5	59,6
5	60	Sousa e Silva, 2015	378,4	381,7	367,5	371,8
6	30	Gonçalves, 2007	139,0	139,6	136,8	137,9
6	60	Gonçalves, 2007	94,0	110,6	89,8	88,7
6	90	Gonçalves, 2007	43,0	62,0	47,1	45,3
6	120	Gonçalves, 2007	22,0	32,9	24,8	23,6

Através desses comparativos, apresentados nas Tabs. 5.7 e 5.8, pode-se fazer as seguintes observações:

- Conforme a Tab. 5.8, quando utilizam as mesmas temperaturas, os três métodos simplificados abordados nesse trabalho, apresentam valores de resistência muito próximos, com diferenças nos momentos calculados inferiores a 5%;

- O método simplificado proposto apresenta resultados muito similares aos obtidos pelo método da isoterma 500 °C, que é um método reconhecido internacionalmente;

- Quando comparados, os valores obtidos pelos métodos simplificados com os encontrados na bibliografia, observam-se valores compatíveis. Em geral, os resultados são bem próximos, porém, em alguns casos, os valores diferiram um pouco mais. A razão para as diferenças nos momentos calculados é que as temperaturas encontradas pelos outros autores são diferentes das obtidas, quer pelo ANSYS, quer pela equação de Wickström. Por exemplo, conforme já exposto na Tab. 5.3, para a Viga 1, Albuquerque (2012) encontrou uma temperatura de 619 °C para o aço, enquanto que através do ANSYS, o valor obtido foi de 616 °C e através da equação de Wickström, foi de 648 °C. Consequentemente, conforme Tab. 5.9. os momentos calculados considerando a equação de Wickström foram os menores, visto que a temperatura do aço foi a maior.

- Conforme já abordado no item 5.1 desse trabalho, apesar da determinação das temperaturas diferir de um método para outro, os valores obtidos pela equação de Wickström são razoavelmente próximos aos modelados computacionalmente no ANSYS e aos recomendados pela norma europeia, de modo que são aceitáveis.

- Conforme a Tab. 5.9, o método simplificado proposto, em apenas um dos resultados (destacado em cinza), apresentou valor maior do que o método utilizando o ANSYS, o qual faz uma análise rigorosa e representativa da realidade (sendo que a diferença, nesse caso, foi inferior a 1,0 kNm, ou seja, desprezível); em todos os demais resultados, obtiveram-se momentos inferiores aos do ANSYS, indicando que o método simplificado proposto, em geral, apresenta valores a favor da segurança.

## 6. TESTES PARAMÉTRICOS

Com o objetivo de avaliar quais os parâmetros são mais significativos na resistência das vigas de concreto armado sob incêndio, realizaram-se comparativos variando os seguintes parâmetros: resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ), altura da viga, largura da viga, cobrimento, distribuição, números e diâmetro das barras, espessura de revestimento e o tempo do incêndio padrão.

A viga adotada como referencial é a mesma do item 4, desse trabalho, com as seguintes características:

- Resistência característica do concreto  $f_{ck}$ : 30 MPa;
- Altura: 50 cm;
- Largura: 19 cm;
- Cobrimento da armadura de 4,0 cm;
- 4 barras de aço de 12,5 mm distribuídas em 1 camada;
- Sem revestimento;
- Tempo de exposição ao fogo de 90 min;
- Momento Resistente de Cálculo em Situação de Incêndio: 83,29 kNm;

### 6.1. Resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ )

O primeiro parâmetro analisado é a resistência característica do concreto,  $f_{ck}$ , conforme apresentado na Tab. 6.1.

Tabela 6.1 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o  $f_{ck}$

$f_{ck}$ [MPa]	$M_{Ra,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
20	81,19	-3%
25	82,45	-1%
30	83,29	Referência
40	84,34	1%

Conforme pode-se observar na Tab. 6.1, o aumento da resistência característica do concreto,  $f_{ck}$ , pouco influencia no aumento do momento resistente em situação de incêndio.

### 6.2. Altura da Viga

O segundo parâmetro analisado é a altura da viga, conforme apresentado na Tab. 6.2. Como se pode observar, o aumento da altura da viga influencia significativamente no aumento do

momento resistente em situação de incêndio.

Tabela 6.2 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a altura

Altura [cm]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
30	44,30	-47%
40	63,80	-23%
50	83,29	Referência
60	102,79	23%
70	122,28	47%
80	141,78	70%

### 6.3. Largura da viga

O terceiro parâmetro analisado é a largura da viga, conforme apresentado na Tab. 6.3.

Tabela 6.3 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a largura da viga

Largura [cm]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
18*	81,91	-2%
19	83,29	
25	88,04	6%
30	88,59	6%
* largura mínima de viga, para agregado mínimo de 12,5mm, considerando 4 barras de 12,5mm em uma camada.		

Conforme pode-se observar na Tab. 6.3, o aumento da largura da viga, pouco influencia no aumento do momento resistente em situação de incêndio.

### 6.4. Cobrimento da armadura

O quarto parâmetro analisado é o cobrimento da armadura, conforme apresentado na Tab.

6.4.

Tabela 6.4 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o cobrimento

Cobrimento [cm]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
2,5	48,80	-41%
3,0	61,77	-26%
3,5	72,45	-13%
4,0	83,29	Referência
4,5	92,91	12%

Conforme pode-se observar na Tab. 6.4, o aumento do cobrimento da armadura influencia significativamente no aumento do momento resistente em situação de incêndio.



## 6.5. Distribuição das barras

Outro fator analisado é a distribuição das barras de aço, ou seja, buscando manter uma área de aço semelhante, procurou-se variar a disposição das barras, conforme apresentado na Tab. 6.5.

Tabela 6.5- Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a distribuição das barras

Número de barras de aço	Diâmetro das barras [mm]	Número de camadas	Área de aço existente [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
2	16	1	4,02	61,18	-27%
5	10	1	3,93	67,52	-19%
2	17,68*	1	4,91	76,46	-8%
4	12,5	1	4,91	83,29	Referência
4	12,5	2 <sup>#</sup>	4,91	81,76	-2%
6	10	2 <sup>#</sup>	4,71	81,35	-2%
6	10,21*	2 <sup>#</sup>	4,91	84,78	2%
* diâmetro hipotético (não comercial), apenas para fins de comparação com a mesma área de aço 4,91cm <sup>2</sup>					
# considerando espaço entre eixo das barras verticais, $\Delta v$ igual a 3,5cm					

Conforme pode-se observar na Tab. 6.5, a variação da distribuição das barras de aço pode influenciar significativamente no momento resistente em situação de incêndio. A principal diferença nesse sentido, está em utilizar, ou não, barras apenas nos cantos da viga.

Conforme a Tab. 6.5 ilustra, a pior situação é quando se utiliza apenas duas barras nos cantos. Isso, por sua vez, é significativo no dimensionamento; pois, se, por exemplo, ao invés de utilizar 2 barras de 16 mm, forem adotadas 5 barras de 10 mm, além de ser mais econômico (menor área de aço), a viga apresentará maior resistência sob ação de um incêndio, um aumento de 10% no momento resistente.

## 6.6. Área de aço

A influência da variação da área de aço foi analisada de duas formas, primeiro, mantendo-se o diâmetro das barras de aço constante e aumentando-se o número de barras; e segundo, aumentando-se o diâmetro e mantendo-se o mesmo número de barras. O comparativo com os momentos resistentes calculados é apresentado nas Tabs. 6.6. e 6.7.

Tabela 6.6 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o número de barras

Número de barras de aço	Diâmetro das barras [mm]	Área de aço existente [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
2	12,5	2,45	35,43	-57%
3	12,5	3,68	61,53	-26%
4	12,5	4,91	83,29	Referência
5*	12,5	6,14	106,41	28%
* considerando duas camadas				

Tabela 6.7- Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o diâmetro das barras

Número de barras de aço	Diâmetro das barras [mm]	Área de aço existente [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
4	8	2,01	33,13	-60%
4	10	3,14	52,66	-37%
4	12,5	4,91	83,29	Referência
3*	16	6,03	102,20	23%
* utilizado 3 barras de 16 mm, pois para agregado mínimo de 12,5 mm, 4 barras de 16mm em uma camada não é possível				

Conforme pode-se observar nas Tabs. 6.6 e 6.7, o aumento da área de aço, tanto devido ao número de barras, quanto ao diâmetro, influencia significativamente no momento resistente em situação de incêndio.

## 6.7. Espessura de revestimento

Outro parâmetro importante a ser analisado é a espessura de revestimento. Considerando um revestimento aderente de cimento e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528:2010), com 100% de eficiência relativa ao concreto, foi-se variando a espessura do revestimento e calculando-se os momentos resistentes em situação de incêndio, conforme apresentado na Tab. 6.8.

Tabela 6.8 - Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando a espessura de revestimento

Espessura de Revestimento [cm]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
0,0 (sem revest.)	83,29	Referência
0,5	93,55	12%
1,0	99,09	19%
2,0	104,86*	26%
* atingido valor máximo do momento, ou seja, a temperatura das barras já é inferior a 400°C		

Na Tabela 6.8 pode-se observar que o aumento da espessura de revestimento influencia significativamente no aumento do momento resistente em situação de incêndio.

Isso é bastante significativo, principalmente porque em obras já construídas, e que por ventura não possuam segurança estrutural com relação ao incêndio, esse talvez seja o único parâmetro possível de se alterar, sem grandes intervenções, a fim de garantir a segurança da estrutura, mesmo sob incêndio.

## 6.8. Tempo de exposição ao fogo

O último parâmetro analisado é o tempo de exposição ao fogo, conforme apresentado na Tab. 6.9.

Tabela 6.9- Momentos resistentes da viga em situação de incêndio variando o tempo de exposição ao fogo

Tempo do incêndio padrão [min]	$M_{Rd,fi}$ [kNm]	Acréscimo ou Decréscimo
30	104,86*	26%
60	104,28	25%
90	83,29	Referência
120	56,09	-33%
* atingido valor máximo do momento, ou seja, a temperatura das barras já é inferior a 400°C		

Conforme pode-se observar na Tab. 6.9, o aumento do tempo de exposição ao fogo influencia significativamente na redução do momento resistente em situação de incêndio.

## 6.9. Resultados

Em resumo, foi verificado que os seguintes parâmetros são influentes no momento resistente em situação de incêndio: altura da viga, cobrimento, distribuição e área de aço, espessura do revestimento e o tempo do incêndio padrão; e em contrapartida, os parâmetros, resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) e largura da viga pouco influenciam o momento resistente em situação de incêndio.

## 7. CONCLUSÃO

No presente trabalho, inicialmente apresentou-se uma revisão de literaturas nacionais e internacionais mostrando o que já se tem publicado sobre vigas de concreto armado em situação de incêndio. Além disso, explicou-se alguns conceitos fundamentais acerca do tema, bem como, diferentes formas simplificadas de se determinar as temperaturas da estrutura sob incêndio.

Na continuação, se expôs os quatro métodos aceitos pela norma brasileira vigente, para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio; recebendo maior enfoque os métodos tabular e simplificados de cálculo. Além disso, se propôs um método ainda mais simplificado para o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio.

Em seguida, através de um exemplo numérico, demonstrou-se a aplicação prática dos métodos tabular e simplificados, abordando-se algumas alternativas possíveis no dimensionamento de vigas de concreto armado. Além disso, realizou-se um comparativo dos resultados entre os métodos tabular e os simplificados. Sendo os resultados obtidos pelos métodos simplificados mais econômicos do que aqueles provenientes do método tabular.

Verificou-se também que os resultados pelo método da isoterma 500°C e pelo simplificado proposto são muito próximos; porém, o método proposto tem como vantagem a facilidade do cálculo, pois, através de algumas simplificações, não se precisa determinar a largura da seção reduzida do concreto, em função da isoterma 500°C.

Outra observação importante é que, em praticamente todos os exemplos, através do Método Simplificado Proposto obtiveram-se momentos resistentes inferiores aos do Método utilizando o ANSYS, o qual faz uma análise mais rigorosa e representativa da realidade, indicando que, em geral, o método proposto apresenta valores a favor da segurança.

Sendo assim, a grande vantagem do método simplificado proposto é que o cálculo pode ser feito manualmente, de forma relativamente simples (mais fácil que o método da Isoterma 500 °C, ou o simplificado utilizando o ANSYS), sem o auxílio de gráficos ou de programas computacionais sofisticados. Porém, mesmo assim, permite-se dimensionar vigas de concreto armado, com segurança em situação de incêndio, e em alguns casos, de forma mais econômica do que em relação ao método normativo tabular.

A validação dos modelos de cálculo tanto das temperaturas quanto dos momentos fletores resistentes em situação de incêndio foi feita através de um estudo comparativo com valores encontrados na literatura, bem como com os calculados com software ANSYS.

Também se apresentou um estudo verificando a influência de alguns parâmetros na

resistência das vigas de concreto armado sob incêndio. Dessa forma foi constatado que a altura da viga, o cobrimento, a distribuição e área de aço, a espessura do revestimento e o tempo do incêndio padrão são parâmetros muito influentes no momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio; e em contrapartida, os parâmetros, resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) e largura da viga pouco influenciam a resistência.

Portanto, acredita-se que o método proposto, se implantado, poderia permitir uma melhoria em softwares comerciais de projeto, visto que atualmente, no mercado em geral, tais ferramentas limitam-se a realizar apenas uma verificação com base no método tabular, sem levar em consideração os esforços solicitantes e resistentes, deixando ao projetista, muitas vezes, a necessidade de aumentar a seção das vigas de concreto. Tal fato, por não apresentar vantagem econômica, não estimula a utilização da ABNT NBR 15200:2012, de modo que é pouco utilizada pelos profissionais, conforme Costa (2016).

Em resumo, pode-se concluir, que o método simplificado proposto, além de ser um método de fácil aplicação, apresenta resultados, em geral, a favor da segurança; e, mesmo assim, permite resultados mais econômicos que o método tabular. De modo que nos casos em que a estrutura dimensionada à temperatura ambiente não atenda ao TRRF pelo método tabular, recomenda-se uma verificação pelo método simplificado proposto, ao invés de prontamente aumentar as dimensões da estrutura. Dessa forma, os projetistas serão estimulados a utilizar a ABNT NBR 15200:2012 em seus projetos, garantindo a segurança estrutural em situação de incêndio de forma mais econômica.

Para trabalhos futuros recomenda-se comparar os resultados do método simplificado proposto com métodos avançados de cálculo, considerando os efeitos das deformações térmica. Convém lembrar que o método tabular também não considera tais deformações, de modo que, nesse sentido, o método proposto tem um nível parecido de segurança.

Outro assunto a ser pesquisado é a criação de métodos simplificados considerando os esforços solicitantes e resistentes para lajes e pilares.

Além disso, propõe-se estudos de confiabilidade, utilizando o Método de Monte Carlo, para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio, considerando recomendações baseadas em desempenho, bem como a utilização de modelos avançados de incêndio.

## REFERÊNCIAS

- ABBASI, A.; HOGG, P. J. **A model for predicting the properties of the constitutive of a glass fiber rebar reinforced concrete beam at elevated temperatures simulating a fire test, Composites Part B: Engineering**, v. 36, n. 5, p. 384–393, 2005.
- ALBUQUERQUE, G. B. M. L., **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- ANDERBERG, Y. **Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based on real fire characteristics**. In Proceedings of Eighth Congress of Fédération Internationale de la Précontrainte. London: Concrete Society, 1978.
- ANSYS Version 12.0, **ANSYS Inc.**, Canonsburg, PA. 2009.
- ARAÚJO, J.M. **Curso de Concreto Armado**. 4 vols. Rio Grande, Editora Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento: NBR-8681**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo: NBR-5628**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. NBR-8953**. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento: NBR-14432**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo: NBR-5627**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto: NBR-6118**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio: NBR-13860**. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR-15200**. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR-15200**. Rio de Janeiro, 2012.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - determinação da resistência de aderência à tração. NBR-13528.** Rio de Janeiro, 2010.
- BAILEY, C. **Holistic behaviour of concrete buildings in fire.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, v. 152, n. 3, p. 199-212, 2002.
- BUCHANAN, A. H. **Structural design for fire safety.** Chichester, United Kingdom: John Wiley & Sons Ltd., 2001.
- BUCHANAN, A. H.; ABU, A. K. **Structural design for fire safety.** Second edition. Chichester, United Kingdom: John Wiley & Sons Ltd., 2017.
- COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- COSTA, C. R. G. da; AJALA, G. R.; JÚNIOR, S. A. V.; OLIVEIRA, M. B. de; MILLER, C. P. **Estudo comparativo da utilização da ABNT NBR 15200:2012 e da ABNT NBR 6118:2014.** Revista Interdisciplinar do pensamento científico, v.2, n. 1, p 65-79, 2016.
- DESAI, S.B. **Shear Resistance at Normal and High Temperatures of Reinforced Concrete Members with Links and Central Bars.** PhD Thesis, City University London, London, UK, 1995.
- DESAI, S.B. **Design of reinforced concrete beams under fire exposure conditions.** Magazine of Concrete Research, v. 50, n. 1, p. 75–83, 1998.
- DOTREPPE, J. C.; FRASSEN, J. M. **The use of numerical models for the fire analysis of reinforced concrete and composite structures.** Engineering Analysis, v.2, n. 2, p. 67-74, 1985.
- DWAIKAT, M. B.; KODUR, V. K. R. **Response of restrained concrete beams under design fire exposure.** Journal of Structural Engineering, v. 135, n. 11, p. 1408, 2009.
- ESTADÃO ON LINE. **Incêndio no Porto de Santos destrói armazém com 50 mil toneladas de açúcar,** 2014. Disponível em: <http://economia.estadao.com.br/noticias/negocios,incendio-no-porto-de-santos-destroi-armazem-com-50-mil-toneladas-de-acucar,1579648>. Acesso em: 20 de setembro de 2017.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-2-2: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire.** Brussels: CEN, 2002.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.1: general rules and rules for buildings.** Brussels: CEN, 2004.

- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design**. Brussels: CEN, 2004.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE AND COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - FIP/CEB. **Report on Methods of Assessment of Fire Resistance of Concrete Structural Members**. Wexham Springs: Cement and Concrete Association, 1978.
- FIRE SAFETY DESIGN (FSD). **TCD 5.0 User's manual**. Lund: Fire Safety Design AB, p.129, 2007.
- FOLHA DE SÃO PAULO ON LINE. **Maior incêndio da história do porto de Santos faz preço do açúcar subir**, 2013. Disponível em: <http://folha.com/no1358565>. Acesso em: 01 de setembro de 2017.
- GAO W.Y.; DAI J.G.; TENG J.G. **Simple Method for Predicting Temperatures in Reinforced Concrete Beams Exposed to a Standard Fire**. Advances in Structural Engineering, v. 17, n. 4, p 573-590, 2014.
- GONÇALVES, M. J. C. R. **Comportamento ao fogo de elementos estruturais de betão: análise numérica e metodologia**. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2007.
- GUSTAFERRO, A. H.; LIN, T. D. **Rational design of reinforced concrete members for fire resistance**. Fire Safety Journal, v. 11, n. 1-2, p. 85-98, 1986.
- HERTZ, K. D. **Analyses of Pre-stressed Concrete Structures Exposed to Fire (Report No. 174)**. Institute of Building Design, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, 1985.
- HERTZ, K. D. **Simple Temperature Calculations of Fire Exposed Concrete Constructions (Report No. 159)**. Institute of Building Design, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, 1981.
- INCROPERA, F. P.; DEWITT, D. P.; BERGMAN, T. L.; LAVINE, A. S. **Fundamentos de Transferência de Calor e Massa**, 6º Ed., LTC, 2008.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834: Fireresistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing**. Geneva, 1999. [Revision of first edition (ISO 834:1975)]
- ISE AND CONCRETE SOCIETY. **Design and Detailing of Concrete Structures for Fire Resistance**. London: Institution of Structural Engineers, 1978.



- KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- KLEIN JÚNIOR, O. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- KODUR, V. K. R.; AGRAWAL, A. **Effect of temperature induced bond degradation on fire response of reinforced concrete beams**. *Engineering Structures*, v. 142, p. 98–109, 2017.
- KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. B. **A numerical model for predicting the fire resistance of reinforced concrete beams**. *Cement & Concrete Composites*, v. 30, n.5, p. 431-443, 2008.
- KODUR, V. K. R.; YU, B.; DWAIKAT, M.M.S. **A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire**. *Fire Safety Journal*, v. 56, p. 39–51, 2013.
- KODUR, V. K. R.; YU, B.; SOLHMIRZAEI, R. **A simplified approach for predicting temperatures in insulated RC members exposed to standard fire**. *Fire Safety Journal*, v. 92, n. May, p. 80–90, 2017.
- LEMOS, P. S. B. **Estudo de estruturas de concreto sob altas temperaturas através do método dos elementos finitos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- LIN, T. D.; GUSTAFERRO, A. H.; ABRAMS, M. S. **Fire endurance of continuous reinforced concrete beams**. Skokie: Portland Cement Association, 1981.
- LIN, T. D.; ELLINGWOOD, B.; PIET, O. **Flexural and shear behavior of reinforced concrete beams during fire tests**. Skokie: Portland Cement Association, 1988.
- MACEDO, T. A.; LOMBARDI, D. B.; ROCHA, J. C. M. S. **Análise termoestrutural de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. Congresso Brasileiro do Concreto, 58, Belo Horizonte. Anais. IBRACON, 2016.
- MÖRSCH, E. **Teoría y práctica del hormigón armado**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili S. A., 1948. Tomo 1. (Tradução COMPANY, M.)
- MELÃO, A. R.; SILVA V. P.; QUEVEDO, R. L. **Sobre a probabilidade de ruína de um pilar de aço em situação de incêndio**. 3º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndio – CILASCI. Porto Alegre, 2015.
- MOAVENI, S. **Finite Element Analysis. Theory and Application with ANSYS**. 4. ed. Pearson Education, Edinburgh Gate, England, 2015.

- PIERIN, I. **A instabilidade de perfis a frio em situação de incêndio**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- PIERIN, I.; SILVA, V. P.; ROVERE, H. L. LA. **Análise térmica de estruturas bidimensionais em situação de incêndio**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, n. 1, p. 25–36, 2015.
- PORTAL G1. **Explosão seguida de incêndio causa nuvem tóxica no Porto de Santos, SP**, 2016. Disponível em: <http://g1.globo.com/hora1/noticia/2016/01/explosao-seguida-de-incendio-causa-nuvem-toxica-no-porto-de-santos-sp.html>. Acesso em: 20 de setembro de 2017.
- PORTAL G1. **Incêndio atinge esteiras da Copersucar em Santos, SP**, 2017. Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/santos-regiao/porto-mar/noticia/incendio-atinge-esteiras-da-copersucar-em-santos-sp.ghtml>. Acesso em: 15 de outubro de 2017.
- PURKISS, J. A.; LI, L. Y. **Fire safety engineering: design of structures**. 3. ed. Taylor & Francis Group, LLC. Boca Raton, Florida, 2014.
- REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e concreto em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- SEITO, A. I.; GIL, A. A.; PANNONI, F. D., ONO, R.; SILVA, S. B.; CARLO, U. D.; SILVA, V. P. **Segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008.
- SILVA, V. P.; COSTA, C. N.; MELÃO, A. R. **Procedimento para redução do tempo requerido de resistência ao fogo de edifícios de múltiplos andares**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 10, n. 5, p. 1141–1151, 2017.
- SILVA, V. P. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, n. 2, 2011.
- SILVA, V. P. **Estruturas em situação de incêndio; diferenças entre normas brasileira e europeia**. 3º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndio – CILASCI. Porto Alegre, 2015.
- SILVA, V. P.; PIERIN, I. **Sobre a distância mínima entre armadura e face aquecida de vigas de concreto em situação de incêndio**. 3º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndio – CILASCI. Porto Alegre, 2015.
- SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Conforme ABNT NBR 15200:2012**. Editora Blücher, São Paulo, 2012.
- SOARES, E. M. P. **Verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2003.

- SOUSA, D. A. de; SILVA, G. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Goiás, 2015.
- UOL ECONOMIA. **Limites a caminhões por incêndio no porto de Santos afetam entregas**, 2015. Disponível em: <https://economia.uol.com.br/noticias/reuters/2015/04/06/limites-ao-trafego-por-incendio-em-santos-causam-congestionamento-na-anchieta.htm>. Acesso em: 01 de junho de 2018.
- WICKSTRÖM, U. **A very simple method for estimating temperatures in fire-exposed structures**. In Grayson, S.J., Eds., New Technology to Reduce Fire Losses and Costs. London: Elsevier Applied Science, 1986.
- WIT, A. **Behaviour and structural design of concrete structures exposed to fire**. 125 p. Thesis (Master of Science) - Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2011.

## ANEXO 1 – Cargas de incêndio específicas, conforme a ABNT NBR 14432:2001

Para determinação da carga de incêndio específica a ser considerada em função da ocupação aplica-se a Tabela A.1, na qual são apresentados os valores das cargas de incêndio específicas, em  $[MJ/m^2]$  de área de piso, conforme a ABNT NBR 14432:2001.

Tabela A.1 - Valores das cargas de incêndio específicas

Ocupação/uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio ( $q_f$ ) [MJ/m <sup>2</sup> ]
Residencial	Alojamentos estudantis	A-1	300
	Apartamentos	A-2	300
	Casas térreas ou sobrados	A-1	300
	Pensionatos	A-3	300
Serviços de hospedagem	Hotéis	B-1	500
	Motéis	B-2	500
	Apart-hotéis	B-2	300
Comercial varejista	Açougues	C-1/C-2	40
	Antiguidades	C-1/C-2	700
	Aparelhos domésticos	C-1/C-2	500
	Artigos de bijouteria, metal ou vidro	C-1/C-2	300
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C-1/C-2	800
	Automóveis	C-1/C-2	200
	Bebidas destiladas	C-1/C-2	700
	Brinquedos	C-1/C-2	500
	Cabeleireiro	C-1/C-2	300
	Calçados	C-1/C-2	500
	Drogarias (incluindo depósitos)	C-1/C-2	1 000
	Ferragens	C-1/C-2	300
	Floricultura	C-1/C-2	80
	Galeria de quadros	C-1/C-2	200
	Livrarias	C-1/C-2	1 000
	Lojas de departamento ou centro de compras	C-2	600
	Máquinas de costura ou de escritório	C-1/C-2	300
	Materiais fotográficos	C-1/C-2	300
	Móveis	C-1/C-2	500
	Papelarias	C-1/C-2	700
	Perfumarias	C-1/C-2	400
	Produtos têxteis	C-1/C-2	600
	Relojoarias	C-1/C-2	300
	Supermercados	C-2	400
	Tapetes	C-1/C-2	800
	Tintas	C-1/C-2	1 000
	Verduras	C-1/C-2	200
	Vinhos	C-1/C-2	200
	Vulcanização	C-1/C-2	1 000

Tabela A.1 (continuação)

Serviços profissionais, pessoais e técnicos	Agências bancárias	D-2	300
	Agências de correios	D-1	400
	Centrais telefônicas	D-1	100
	Consultórios médicos ou odontológicos	D-1	200
	Copiadora	D-3	400
	Encadernadoras	D-3	1 000
	Escritórios	D-1	700
	Estúdios de rádio ou de televisão ou de fotografia	D-1	300
	Lavanderias	D-1	300
	Oficinas elétricas	D-3	600
	Oficinas hidráulicas ou mecânicas	D-3	200
	Pinturas	D-3	500
	Processamentos de dados	D-1	400
Educação e cultura física	Academias	E-3	300
	Creches	E-5	400
	Escolas	E-1/E2/E4	300
Locais de reunião pública	Bibliotecas	F-1	2 000
	Cinemas ou teatros	F-5	600
	Igrejas	F-2	200
	Museus	F-1	300
	Restaurantes	F-8	300
Serviços automotivos	Estacionamentos	G-1/G-2	200
	Oficinas de conserto de veículos	G-4	300
Serviços de saúde e institucionais	Asilos	H-2	350
	Hospitais	H-1	300
Industrial	Aparelhos eletroeletrônicos, fotográficos, ópticos	I-1	300
	Acessórios para automóveis	I-1	300
	Acetileno	I-1	700
	Artigos de borracha, cortiça, couro, feltro, espuma	I-1	600
	Artigos de argila, cerâmica ou porcelanas	I-1	200
	Artigos de bijuteria	I-1	200
	Artigos de cera	I-1	1 000
	Artigos de gesso	I-1	80
	Artigos de mármore	I-1	40
	Artigos de peles	I-1	500
	Artigos de plásticos em geral	I-1	1 000
	Artigos de tabaco	I-1	200

Tabela A.1 (continuação)

Industrial	Artigos de vidro	I-1	700
	Automotiva e autopeças (exceto pintura)	I-1	300
	Automotiva e autopeças (pintura)	I-1	500
	Aviões	I-1	600
	Balanças	I-1	300
	Baterias	I-1	800
	Bebidas destiladas	I-1	500
	Bebidas não-alcoólicas	I-1	80
	Bicicletas	I-1	200
	Brinquedos	I-1	500
	Café (inclusive torrefação)	I-1	400
	Caixotes, barris ou pallets de madeira	I-1	1 000
	Calçados	I-1	600
	Carpintarias, marcenarias	I-1	800
	Cereais	I-2	1 700
	Cervejarias	I-1	80
	Chapas de aglomerado ou compensado	I-1	300
	Chocolate	I-1	400
	Cimento	I-1	40
	Cobertores, tapetes	I-1	600
	Colas	I-1	800
	Colchões (exceto espuma)	I-1	500
	Condimentos, conservas	I-1	40
	Confeitarias	I-1	400
	Congelados	I-1	800
	Couro sintético	I-1	1 000
	Defumados	I-1	200
	Discos de música	I-1	600
	Doces	I-1	800
	Espumas	I-2	3 000
	Farinhas	I-2	2 000
	Feltros	I-1	600
	Fermentos	I-1	800
	Fiações	I-1	600
	Fibras sintéticas	I-1	300
	Fios elétricos	I-1	300
	Flores artificiais	I-1	300
	Fornos de secagem com grade de madeira	I-1	1 000
	Fundições de metal	I-1	40
	Galpões de secagem com grade de madeira	I-1	400
	Geladeiras	I-1	1 000
	Gelatinas	I-1	800
	Gesso	I-1	80
	Gorduras comestíveis	I-1	1 000
	Gráficas (empacotamento)	I-2	2 000

Tabela A.1 (continuação)

Industrial	Gráficas (produção)	I-1	400
	Guarda-chuvas	I-1	300
	Hangares	I-1	200
	Instrumentos musicais	I-1	600
	Janelas e portas de madeira	I-1	800
	Jóias	I-1	200
	Laboratórios farmacêuticos	I-1	300
	Laboratórios químicos	I-1	500
	Lápis	I-1	600
	Lâmpadas	I-1	40
	Laticínios	I-1	200
	Malharias	I-1	300
	Máquinas de lavar, de costura ou de escritório	I-1	300
	Massas alimentícias	I-1	1 000
	Mastiques	I-1	1 000
	Materiais sintéticos ou plásticos	I-2	2 000
	Metalurgia	I-1	200
	Montagens de automóveis	I-1	300
	Motocicletas	I-1	300
	Motores elétricos	I-1	300
	Móveis	I-1	600
	Óleos comestíveis	I-1	1 000
	Padarias	I-1	1 000
	Papéis (acabamento)	I-1	500
	Papéis (preparo da celulose)	I-1	80
	Papéis (processamento)	I-1	800
	Papelões betuminados	I-2	2 000
	Papelões ondulados	I-1	800
	Pedras	I-1	40
	Perfumes	I-1	300
	Pneus	I-1	700
	Produtos adesivos	I-1	1 000
	Produtos de adubo químico	I-1	200
	Produtos alimentícios (expedição)	I-1	1 000
	Produtos com ácido acético	I-1	200
	Produtos com ácido carbônico	I-1	40
	Produtos com ácido inorgânico	I-1	80
	Produtos com albumina	I-2	2 000
	Produtos com alcatrão	I-1	800
	Produtos com amido	I-2	2 000
	Produtos com soda	I-1	40
	Produtos de limpeza	I-2	2 000
	Produtos graxos	I-1	1 000
	Produtos refratários	I-1	200

Tabela A.1 (continuação)

Industrial	Rações	I-2	2 000
	Relógios	I-1	300
	Resinas	I-2	3 000
	Roupas	I-1	500
	Sabões	I-1	300
	Sacos de papel	I-1	800
	Sacos de juta	I-1	500
	Sorvetes	I-1	80
	Sucos de fruta	I-1	200
	Têxteis em geral	I-1	700
	Tintas e solventes	I-2	4 000
	Tintas látex	I-1	800
	Tintas não-inflâmaveis	I-1	200
	Transformadores	I-1	200
	Tratamento de madeira	I-2	3000
	Tratores	I-1	300
	Vagões	I-1	200
	Vassouras ou escovas	I-1	700
	Velas	I-1	1 000
	Verduras desidratadas	I-1	1 000
	Vidros ou espelhos	I-1	200
	Vinagres	I-1	80



## APÊNDICE 1 – Tutorial para modelagem de transferência de calor transiente em uma viga de concreto 19x40cm em situação de incêndio utilizando o programa ANSYS

Primeiramente é necessário definir o tipo de análise. Para isso, deve-se, no menu lateral (*Main Menu*), clicar em: **Preferences**.

Na janela aberta, deve-se selecionar a opção: *Thermal*.

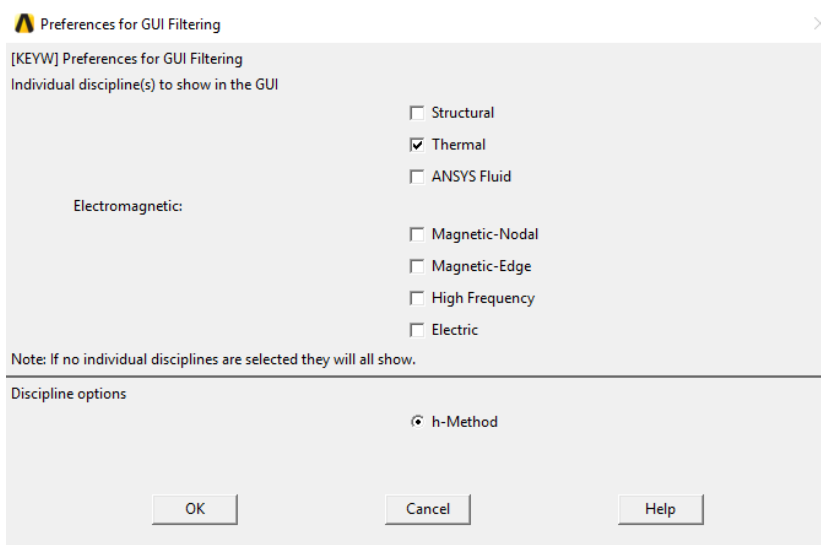


Figura B.0.1 – Escolha da análise

A seguir define-se o tipo de elemento que será utilizado. Para tanto, no menu lateral seleciona-se: **Preprocessor > Element Type > Add/Edit/Delete**

A seguinte tela deverá aparecer:

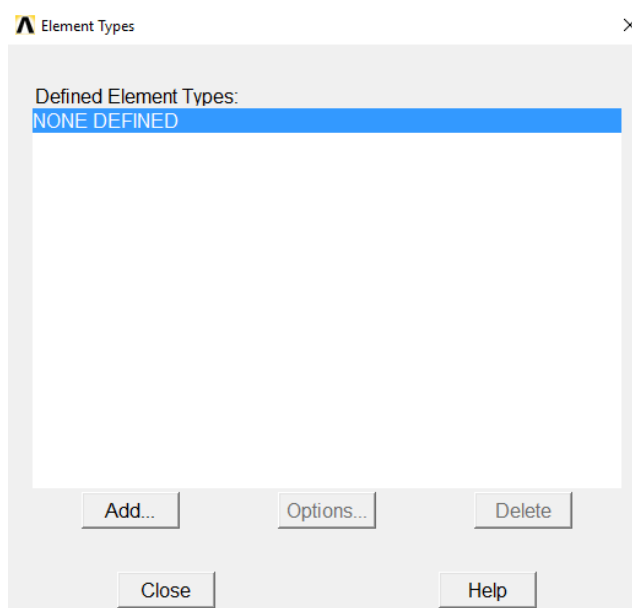


Figura B.0.2 – Adicionando novo elemento

A tela indica que ainda não há nenhum elemento definido. Clicando em “Add...” aparecerá uma tela para seleção do elemento desejado, neste caso, *Solid Plane 55*, que aqui será utilizado.

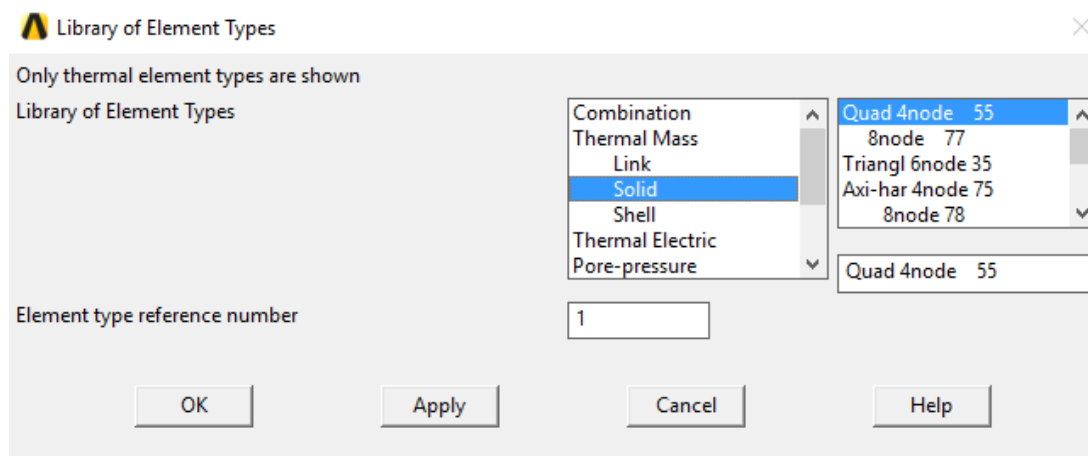


Figura B.0.3 – Seleção do elemento

Confirmando a seleção, esta janela será fechada. Na janela anterior agora aparecerá o elemento que foi selecionado. Esta janela também já pode ser fechada.

O passo seguinte corresponde à definição das propriedades do material. Nesta dissertação utilizou-se valores variáveis, em função da temperatura, conforme ABNT NBR 15200:2012.

Para isso, seleciona-se: **Preprocessor > Material Props > Material Models**

Neste menu, serão definidos três parâmetros: A condutividade térmica, o calor específico e a massa específica.

Primeiro, para definir a Condutividade térmica, seleciona-se: **Thermal > Conductivity > Isotropic**

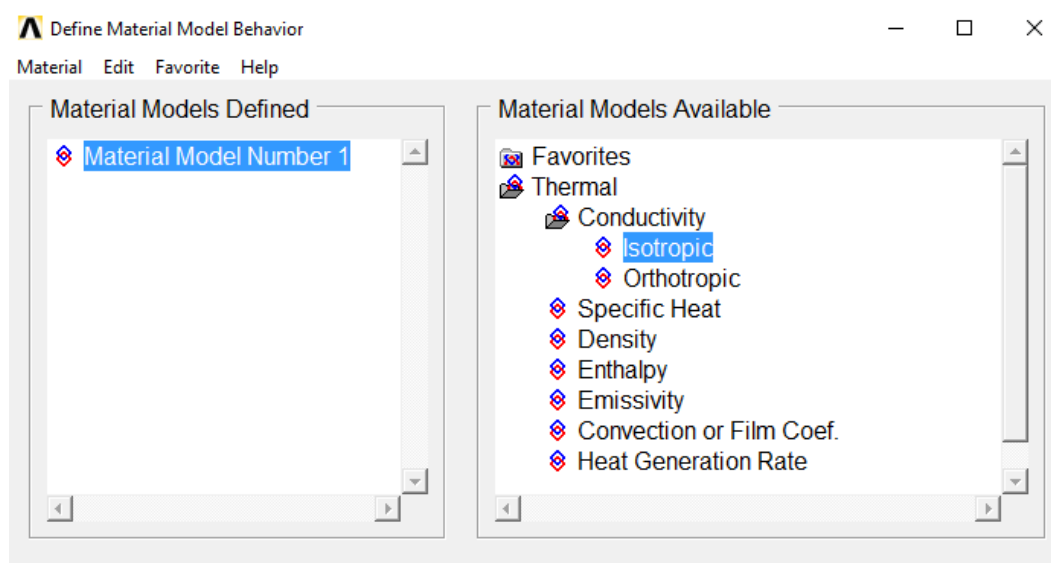


Figura B.0.4 – Propriedade térmica de condutividade do material

Na janela que aparece, podem ser definidos os valores da condutividade térmica do concreto  $\lambda_{c,\theta_c}$ , conforme Eq. (2.8) dessa dissertação.

	T1	T2	T3	T4	T5	T6
Temperatures	20	30	40	50	75	100
KXX	1.333	1.3197	1.3065	1.2934	1.2612	1.2297

Figura B.0.5 – Valores de condutividade térmica em função do tempo

Nesse caso informou-se os seguintes valores conforme a tabela a seguir:

Tabela B.1 - Valores de condutividade térmica em função do tempo

Temperatura $\theta_c$	Condutividade térmica $\lambda_{c,\theta_c}$
[°C]	[W/m°C]
20	1,3330
30	1,3197
40	1,3065
50	1,2934
75	1,2612
100	1,2297
150	1,1688
200	1,1108
300	1,0033
500	0,8225
750	0,6606
1000	0,5700
1200	0,5488

Para visualizar se foram informados corretamente os valores, pode-se clicar em Graph. Assim, irá aparecer o gráfico Temperatura x Condutividade Térmica.

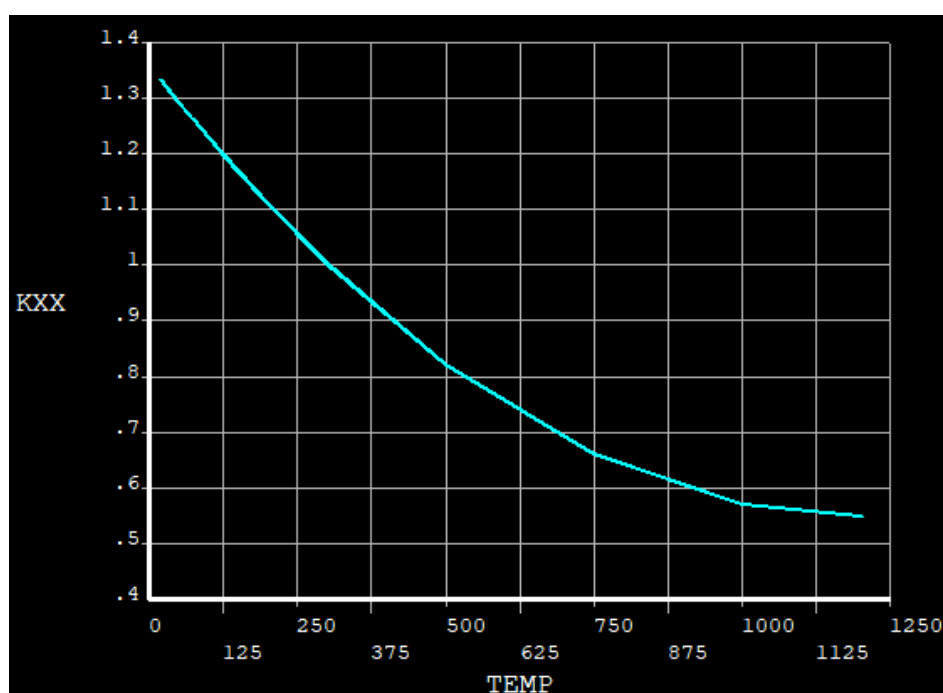


Figura B.0.6 – Gráfico Temperatura x Condutividade Térmica

O segundo parâmetro a ser definido pode ser o calor específico, para isso, seleciona-se:

### Thermal > Specific Heat

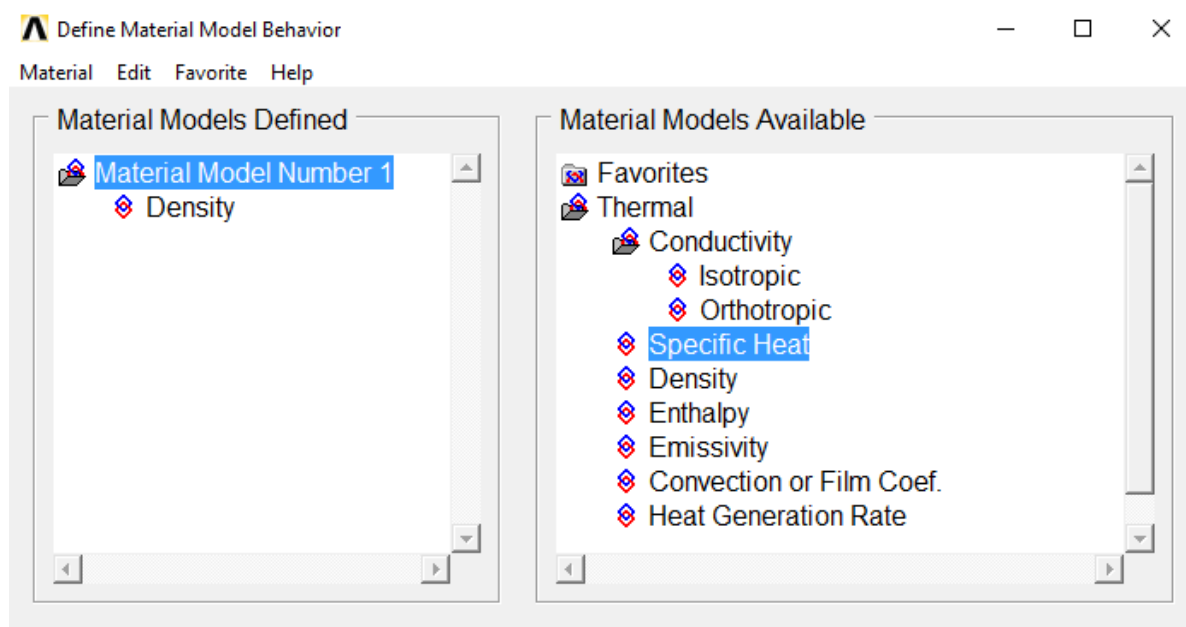


Figura B.0.7 - Propriedade térmica de calor específico do material

Na janela que aparece podem ser definidos os valores do calor específico do concreto  $c_{p,\theta_c}$ , conforme Eq. (2.10).

Specific Heat for Material Number 1

	T1	T2	T3	T4	T5	T6
Temperatures	20	100	115	200	400	1200
C	900	900	1470	1000	1100	1100

Add Temperature Delete Temperature Graph

OK Cancel Help

Figura B.0.8 - Valores de calor específico em função do tempo

Nesse caso informou-se os seguintes valores conforme a tabela a seguir:

Tabela B.2 - Valores de calor específico em função do tempo

Temperatura - $\theta_c$	Calor específico - $c_{p,\theta_c}$
[°C]	[J/kg°C]
20	900
100	900
115	1470
200	1000
400	1100
1200	1100

Para visualizar se foram informados corretamente os valores, pode-se clicar em Graph. Assim, irá aparecer o gráfico Temperatura x Calor específico.

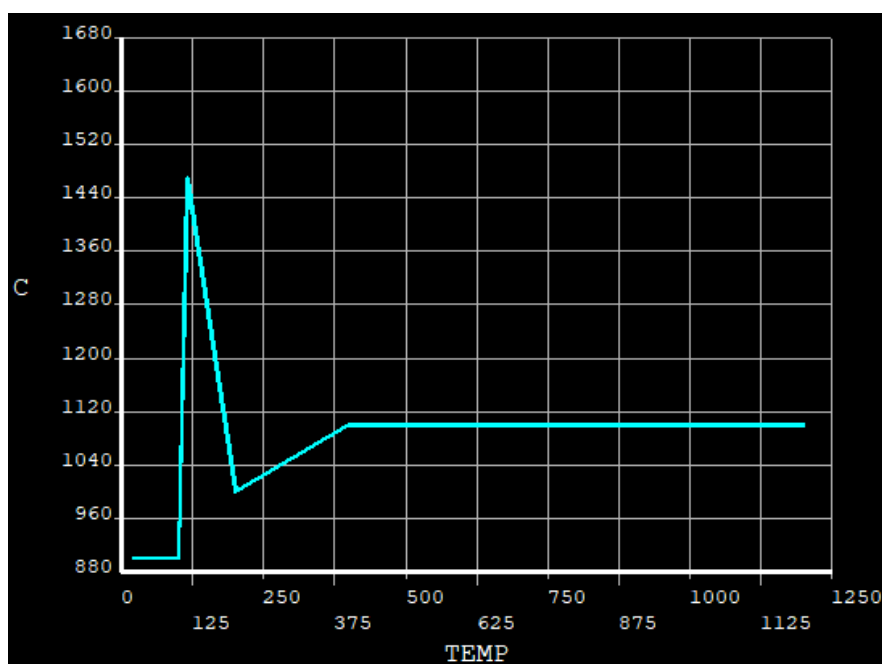


Figura B.0.9 - Gráfico Temperatura x Calor específico

O último parâmetro a ser definido é a massa específica. Para isso, seleciona-se: **Thermal > Density**

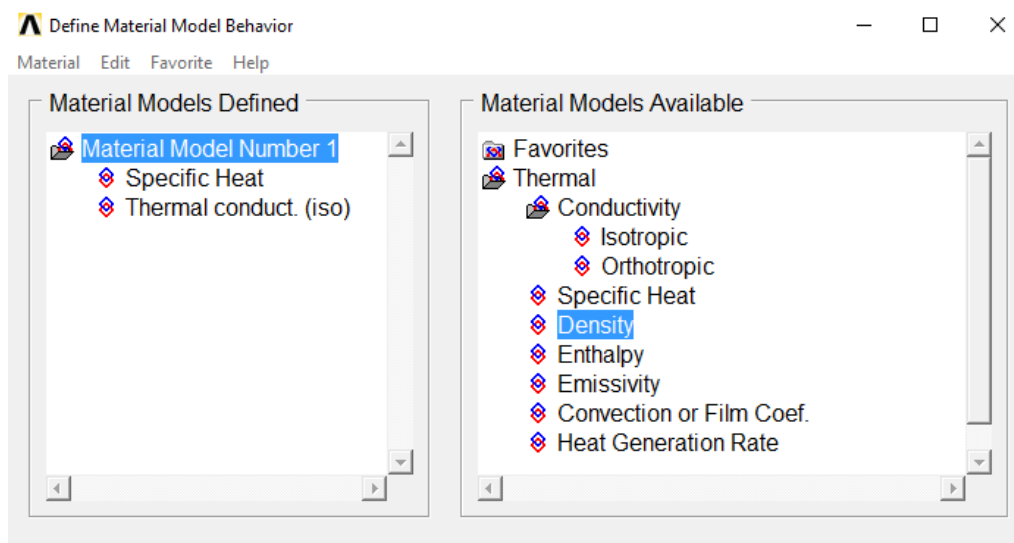


Figura B.0.10 - Propriedade térmica de massa específica do material

Na janela que aparece podem ser definidos os valores da massa específica do concreto  $\rho_{\theta_c}$ , conforme Eq. (2.7).

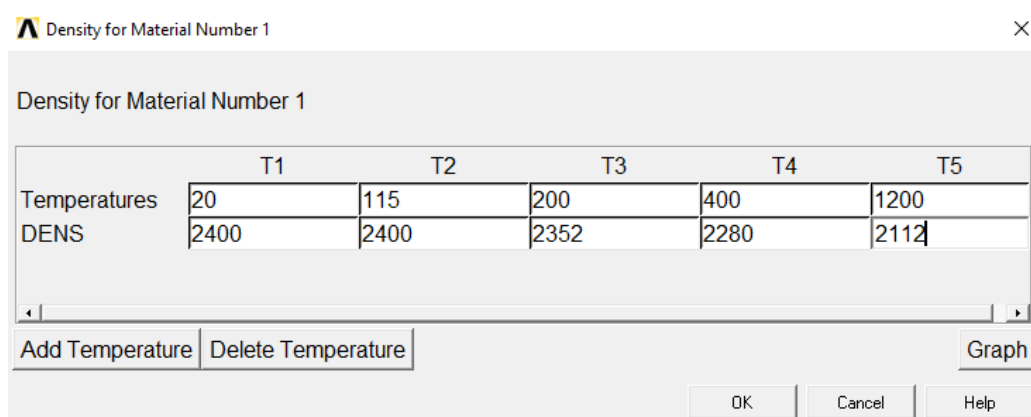


Figura B.0.11 - Valores de massa específica em função do tempo

Nesse caso, informou-se os seguintes valores, conforme a tabela a seguir:

Tabela B.3 - Valores de massa específica em função do tempo

Temperatura - $\theta_c$	Massa específica - $\rho_{\theta_c}$
[°C]	[kg/m³]
20	2400
115	2400
200	2352
400	2280
1200	2112

Para visualizar se foram informados corretamente os valores, pode-se clicar em Graph. Assim, irá aparecer o gráfico Temperatura x Massa específica.

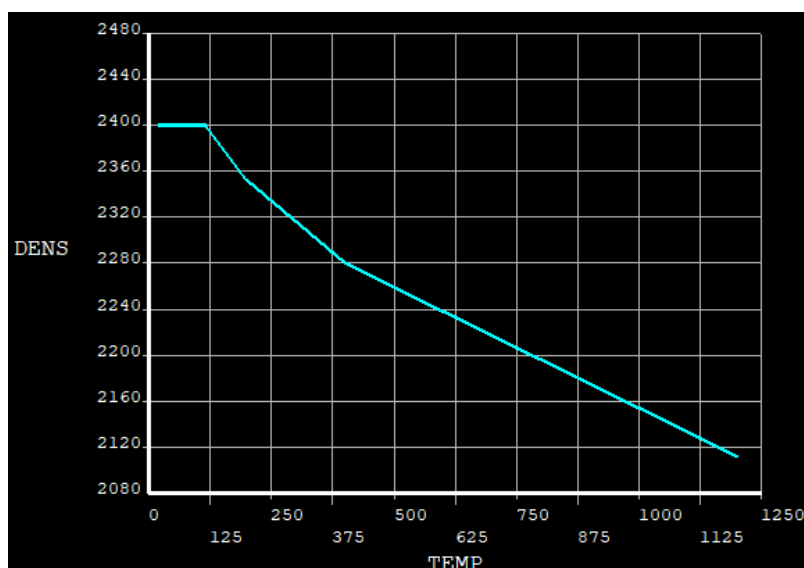


Figura B.0.12 - Gráfico Temperatura x Massa específica

Com as propriedades do material definidas, o passo seguinte corresponde à modelagem da geometria desejada, neste caso, basta definir uma área, correspondente à seção da viga em questão.

Para definir a área de 19x40 cm:

**Preprocessor > Modeling > Create > Areas > Rectangle > By dimensions**

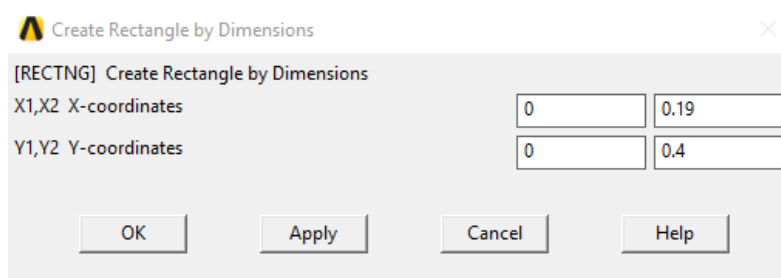


Figura B.0.13 – Criação da seção

A janela que aparece deverá ser preenchida pelas coordenadas dos 4 vértices do retângulo.

No espaço (X1,X2), definem-se as coordenadas (0,0.19); no espaço (Y1,Y2), as coordenadas (0,0.4); e clica-se em *OK*. Então, a área deverá aparecer, conforme a Figura B.14.

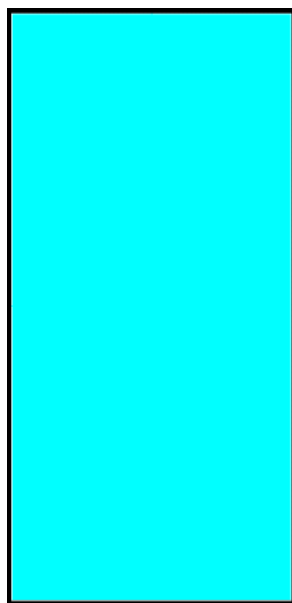


Figura B.0.14 – Seção criada

Neste momento toda a geometria está definida assim como as propriedades do elemento utilizado. Será criada agora a malha de elementos finitos:

**Preprocessor > Meshing > SizeCtrls > Manual Size > Global > Size**

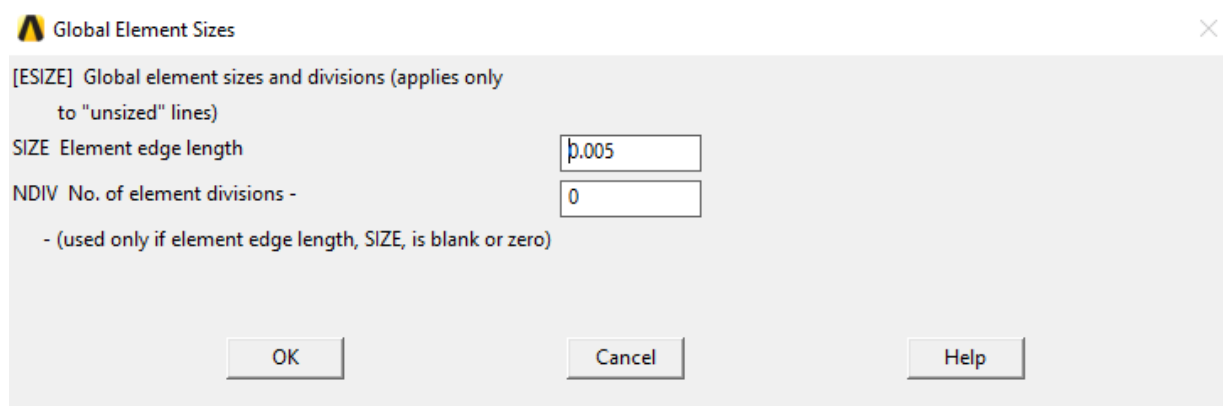


Figura B.0.15 – Definição do tamanho do elemento

O programa permite a definição do tamanho dos elementos a serem utilizados na malha. Neste caso, optou-se por um tamanho de 0,005 m (0,5 cm).

Para definição da malha propriamente dita:

**Preprocessor > Meshing > Mesh Tool**

Clicar em *Smart Size: Fine 4*; depois clicar em *Mesh*. Então, clicar no desenho da área, e em OK.



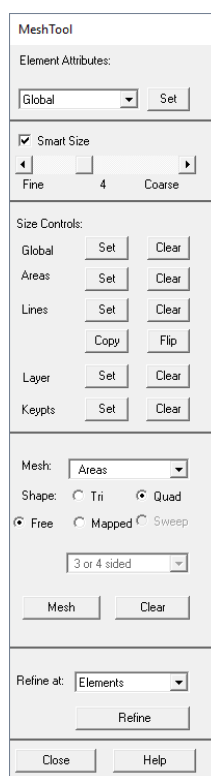


Figura B.0.16 – Criando a malha de elementos

Deverá aparecer a seguinte malha gerada:

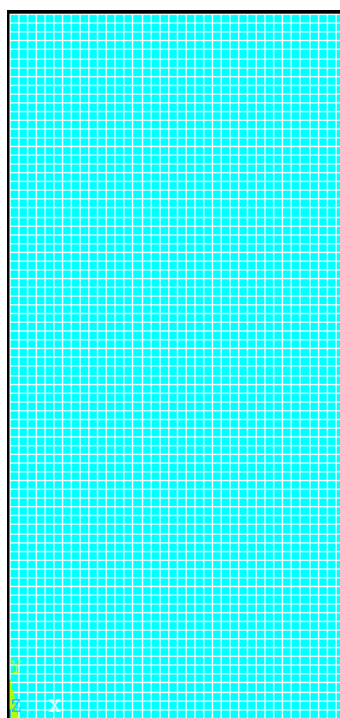


Figura B.0.17 – Malha de elementos criada

Para iniciar a análise transiente, no menu lateral, deve-se selecionar:

**Solution > Analysis Type > New Analysis**

Então na janela criada selecionar *Transient*, e confirmar com *OK*.

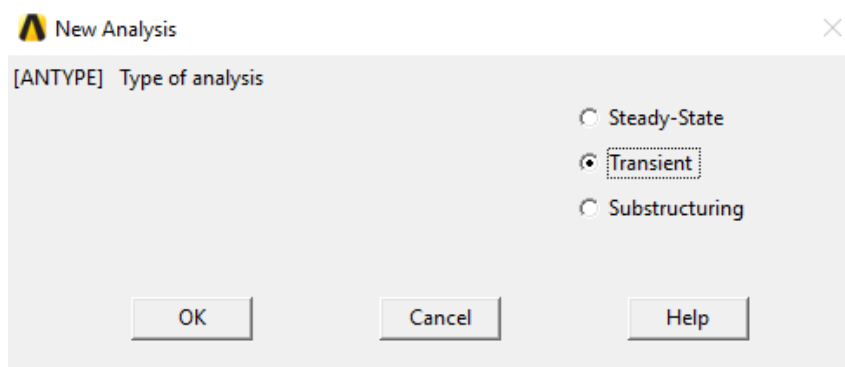


Figura B.0.18 – Iniciando análise

Na janela que surge na tela, aparecem as opções de análise. Deve-se escolher “full” e confirmar com *OK*.

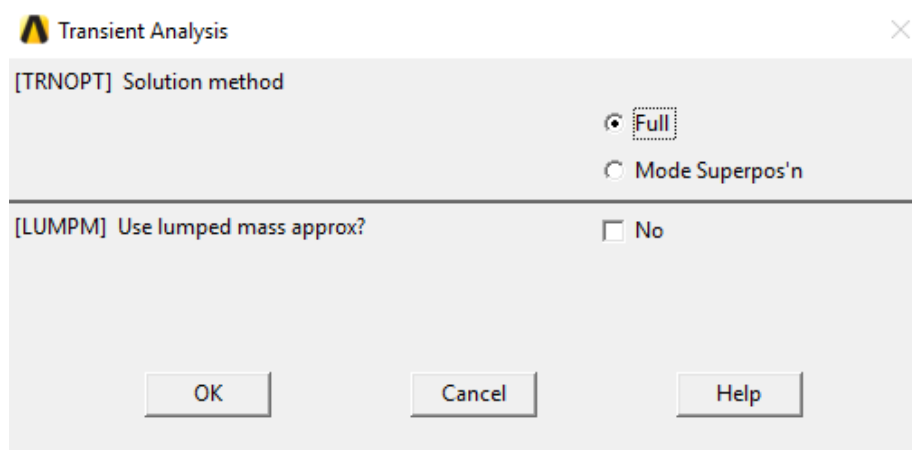


Figura B.0.19 – Seleção do método de solução

O próximo passo é a definição de condições de contorno.

Para definir a função da elevação da temperatura na superfície da viga de concreto, deve-se selecionar no menu superior: **Parameters > Functions > Define/Edit...**

Define-se o tipo de função, nesse caso, *Single equation*; e além disso, informa-se o valor da função, conforme Eq. (2.38) desta dissertação, é dado por:

$$20 + (1 - 0.0616 * ((\{TIME\} + 152) / 3600)^{-0.88}) * (345 * \text{LOG}(8 * \{TIME\} / 60 + 1))$$

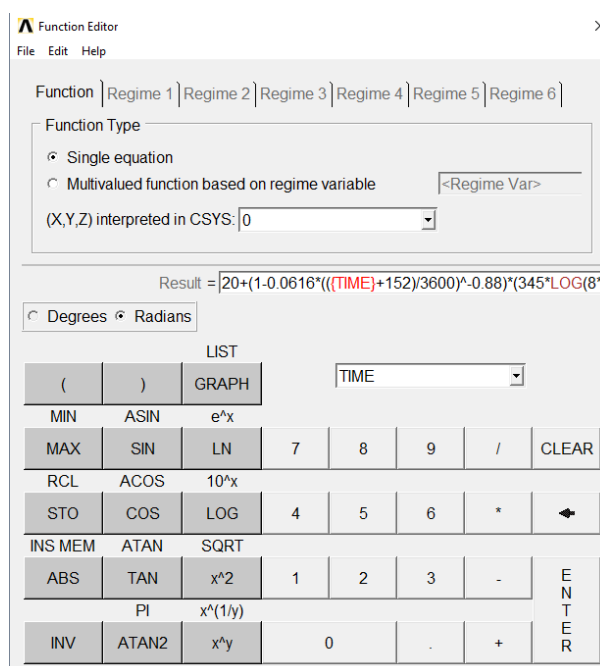


Figura B.0.20 – Definição da função de elevação da temperatura da superfície  
Salva-se então a função criada. Como padrão, a extensão do arquivo deve ser \*.func.

Esta função será carregada no programa para que seja aplicada como condição de contorno.

Para tanto, deve-se selecionar no menu superior: **Parameters > Functions > Read From File...**

Na janela que aparece deve-se selecionar o arquivo previamente salvo. Surgirá então uma nova janela, na qual deve-se definir um nome para esta função. O ANSYS trabalha com essa função como sendo uma tabela de parâmetros ('*table parameter*').

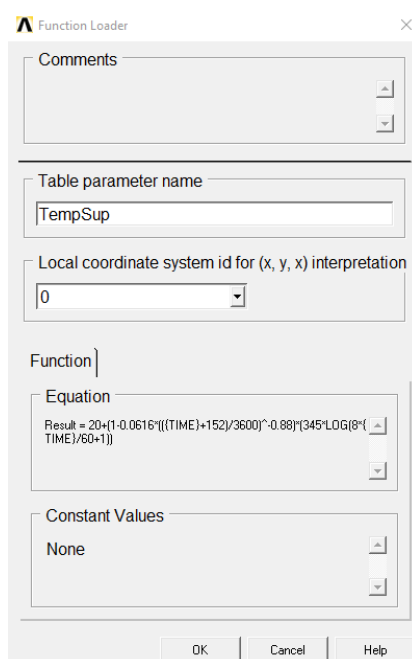


Figura B.0.21 – Carregando a função definida

Para aplicar a condição de contorno na viga:

**Solution > Define Loads > Apply > Thermal > Temperature > On lines**

Selecionando-se as linhas desejadas, nesse caso as laterais e o fundo. Aparecerá a seguinte janela:

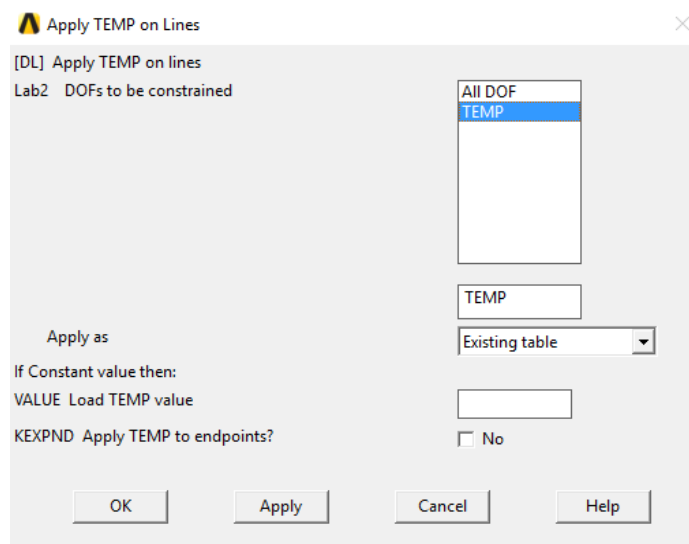


Figura B.0.22 – Aplicação da temperatura variável

Deve-se selecionar *TEMP*; e aplicar como *Existing Table*, e clicar em *OK*.

Na janela que surge, aparecem as tabelas disponíveis, neste caso, somente a tabela recém-carregada deverá aparecer (que representa a variação da temperatura na superfície da viga, denominada nesse exemplo “TEMPSUP”). Confirma-se então esta janela.

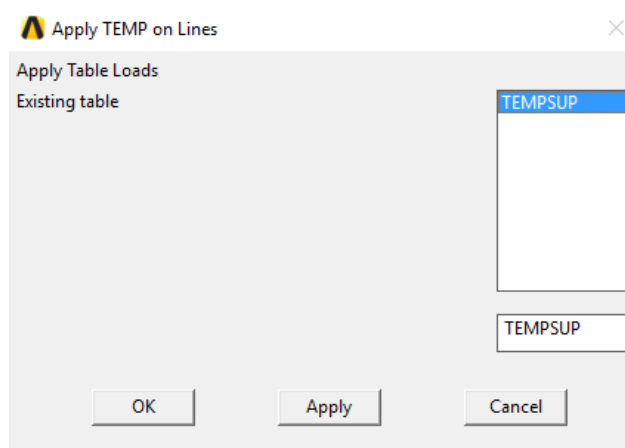


Figura B.0.23 – Aplicação da Função da temperatura na superfície

A função desejada está agora devidamente aplicada na superfície da viga (3 lados). Conforme pode-se observar, a Figura apresenta setas (em laranja), indicando a aplicação da função nas laterais e no fundo da viga.

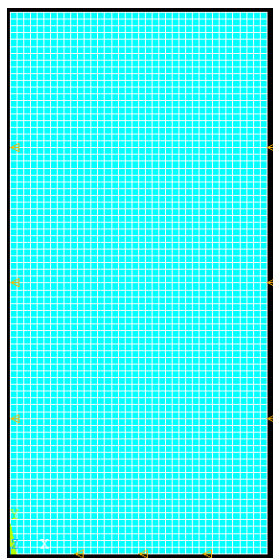


Figura B.0.24 – Função da temperatura aplicada na superfície

Nesse estudo, tem-se como hipótese viga sob laje, portanto, a superfície superior pode ser considerada como adiabática. Para aplicar essa condição de contorno: **Solution > Define Loads > Apply > Thermal > Heat Flux > On Lines**

Selecionando-se a linha desejada, nesse caso a superior, e aparecerá a seguinte janela:

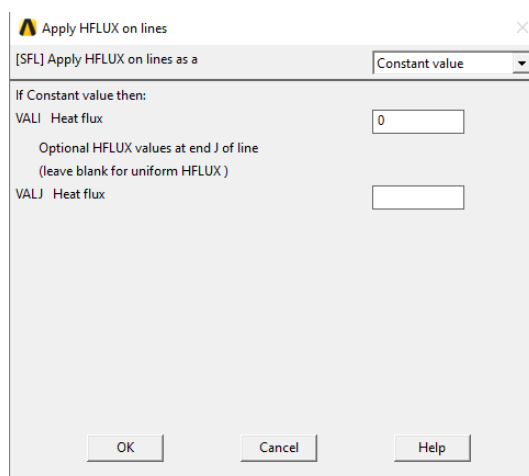


Figura B.0.25 – Fluxo de calor nulo na superfície superior (adiabática)

Deve-se informar o valor do fluxo de calor dessa superfície, isto é, igual a zero. Confirma-se a aplicação dessa condição clicando em *OK*.

Além dessas condições de contorno, deve-se informar a temperatura inicial, nesse caso 20°C.

**Solution > Define Loads > Settings**

Clicar em *Uniform Temp* e informar o valor de 20.

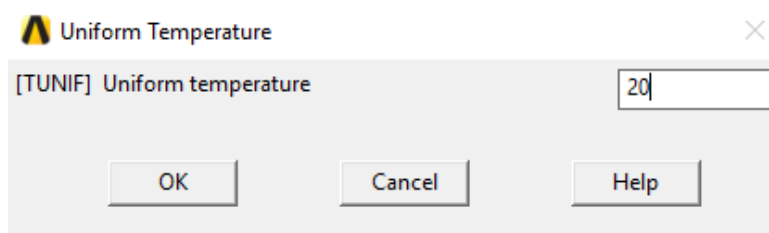


Figura B.0.26 – Temperatura inicial uniforme de 20°C

Clicar em *Reference Temperature* e informar o valor de 20.

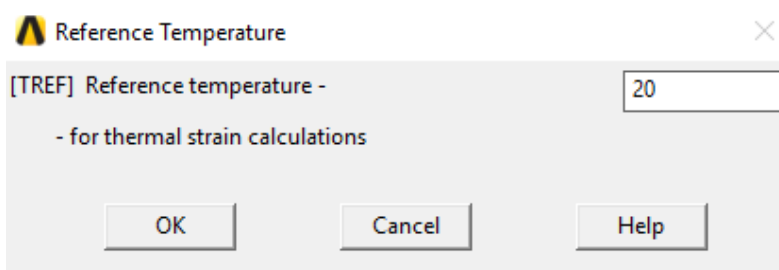


Figura B.0.27 – Temperatura ambiente de 20°C

Os demais parâmetros da análise serão agora configurados: **Solution > Analysis Type > Sol'n Controls**

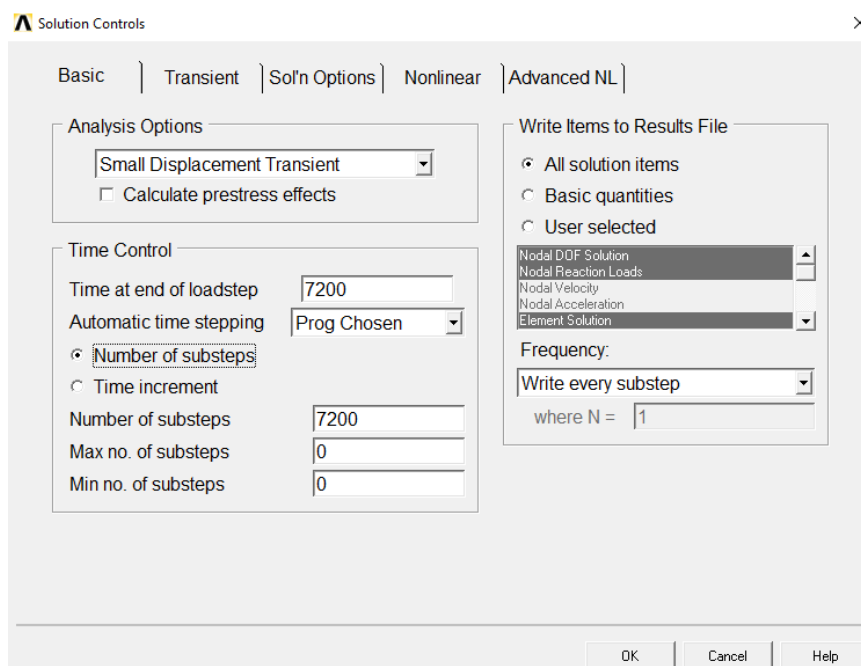


Figura B.0.28 – Configuração da análise (aba *basic*)

Nesta janela (aba *Basic*), deverá ser definido o tempo total da simulação (*Time at the end of loadstep*), no caso, 7200 s, e o número de passos que o programa deverá executar (*Number os substeps*), que, neste caso foi estipulado em 7200, para obter o *Time Step* de 1 s. Outra configuração dessa aba que deve ser alterada é em *Write Items to Results File*, onde *Frequency* deve ser definida como *Write Every Substep*, para que, no pós-processamento, os dados de todas as iterações estejam

disponíveis.

Na aba *Transient*, outra configuração precisa ser alterada.

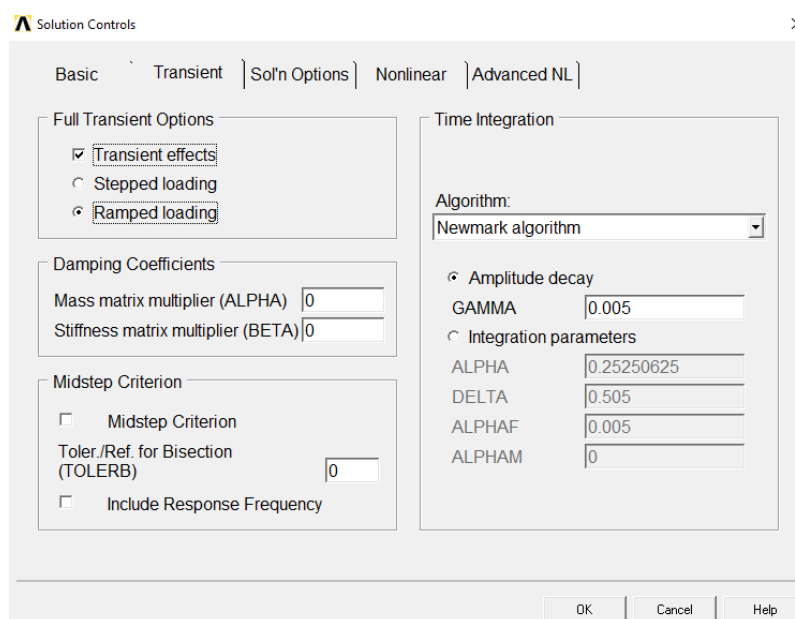


Figura B.0.29 - Configuração da análise (aba *transient*)

Nesta aba, em *Full Transient Options*, deve-se selecionar *Ramped loading*.

Com a análise toda configurada, pode-se mandar o software realizar os cálculos:

**Solution > Solve > Current LS**

Deverá aparecer a seguinte mensagem de confirmação.

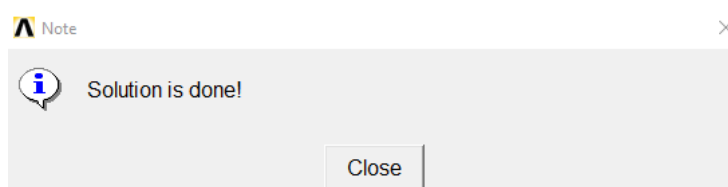


Figura B.0.30 – Análise concluída

É interessante neste ponto, salvar os passos feitos através do menu superior:

**File > Save as Jobname.db (ou Save as...)**

Para obter as temperaturas da estrutura, primeiramente define-se o tempo da análise (que será igual ao tempo de exposição ao incêndio padrão):

**General Postproc > Read Results > By Time/Freq**

Através deste comando deve-se informar o tempo de exposição ao fogo em [s].

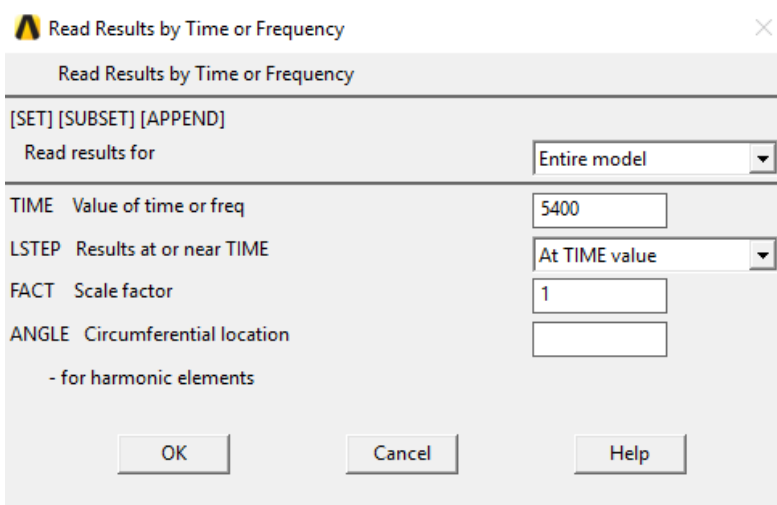


Figura B.0.31 – Selecionando resultados para tempo de 5400 s

Nesse exemplo, para se determinar as temperaturas na viga após 90 min de exposição ao fogo, deve ser informado para *Time* o valor de 5400.

#### **General Postproc > List Results > Nodal Solution**

Clica-se em: *Nodal Solution > DOF Solution > Nodal Temperature*; e então, confirma-se com *OK*.

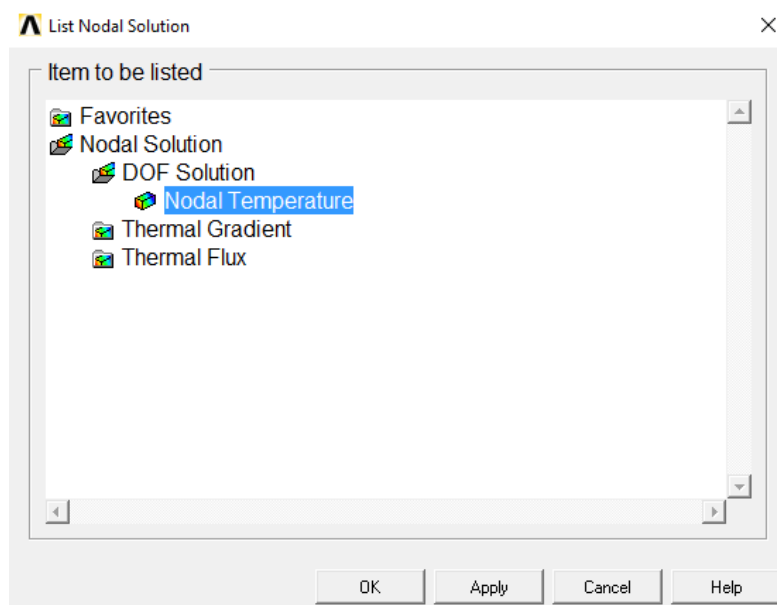


Figura B.0.32 – Listando resultados das temperaturas em cada nó

Assim, aparecerá uma lista com as temperaturas em cada nó da seção da viga de concreto para o tempo informado no passo anterior.